

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 (9/20)

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 (9/20)

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 북 교

7. 수북교	417
7.1 상부공	419
7.1.1 PSC	421

구조계산서 8권

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

제8장 파 전 제 1 교

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

구조계산서 9권

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

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

제8장 파전제1교

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

8.1
8.2
8.3
8.4
8.5

상
교
교
내
가

진
시

부
대
각

해
설

공
공
공
석
공

8.1.3 PSC

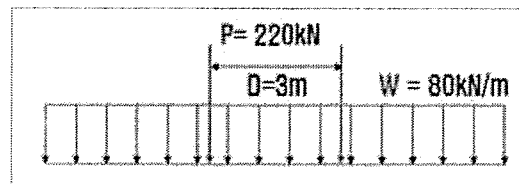
1. 설계조건

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]
		$i_m = \frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 \quad (0 < i_m \leq 0.67)$
		$i_m = \left(\frac{1.44}{\sqrt{24.00 - 0.2}} - 0.18 \right) = 0.126$
(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	(저릴렉세이션 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
 - 쉬스관의 마찰계수 : κ = 0.0050
- ② PS 강선 케이블 정착구의 치수 (mm)
- 원형의 경우에는, α = 8.8 D (지름) 로 함.
 - 일변의 폭 : A = 21.5
 - 거동 방향 길이 : l = 22.0
- ③ PS 강선 케이블의 곡선 종류
- 곡선 종류 : 포물선
- ④ PS 강선 케이블의 기본 배치수 : 케이블 개수, N_n = 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 (마이더스 아이티)

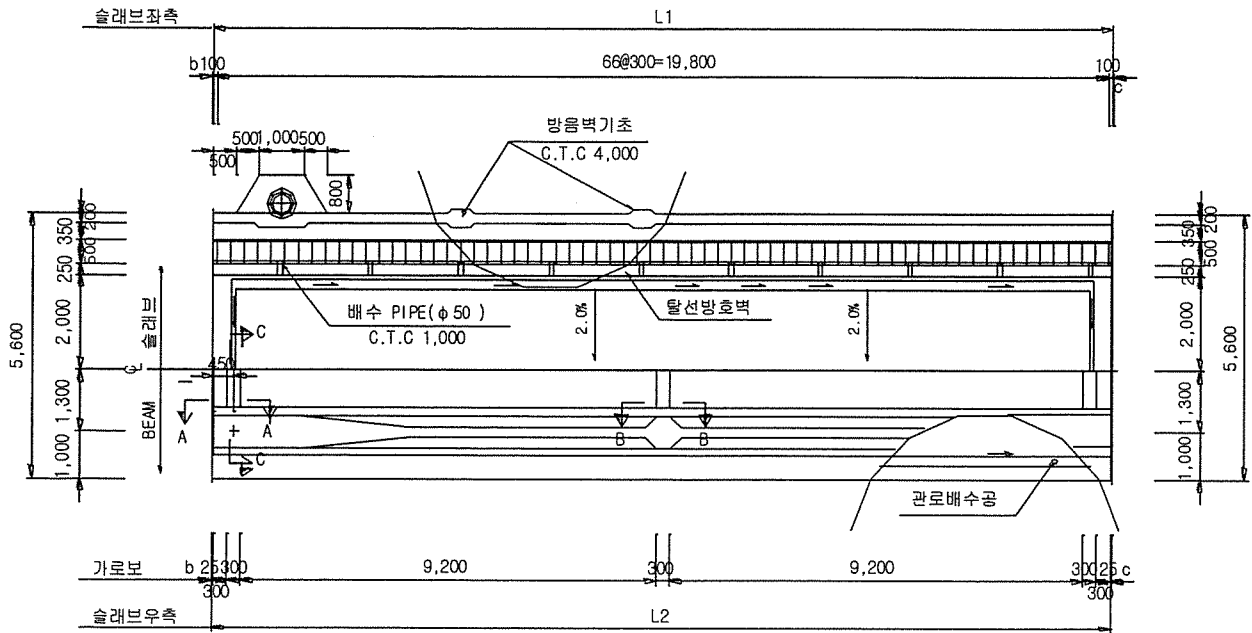
1.6 참고 문헌

- (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

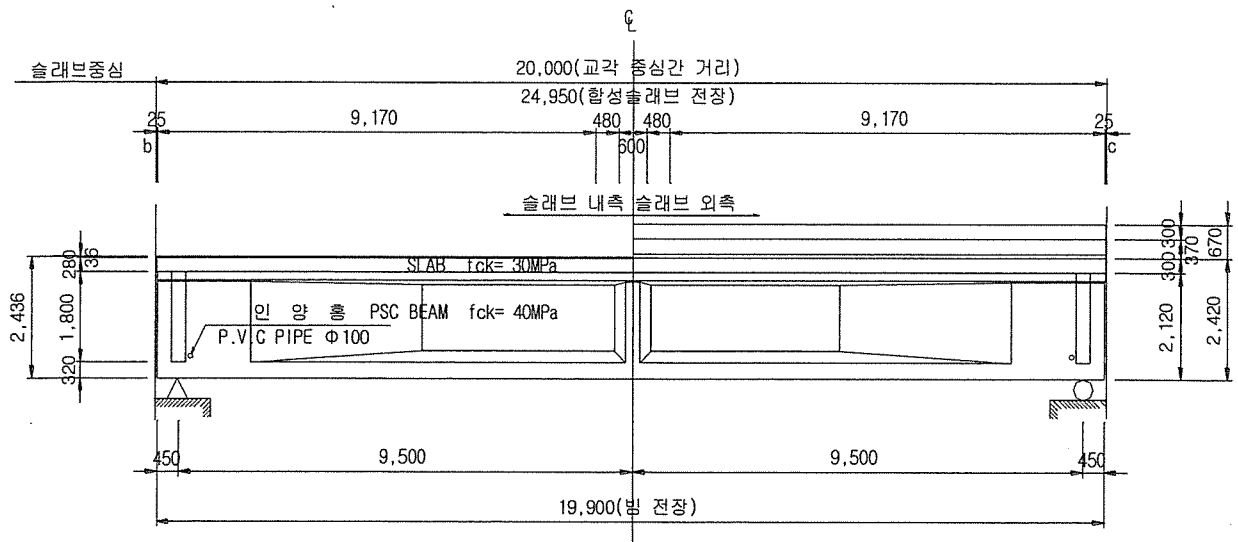
2. 단면가정

2.1 단면가정

(1) 평면도



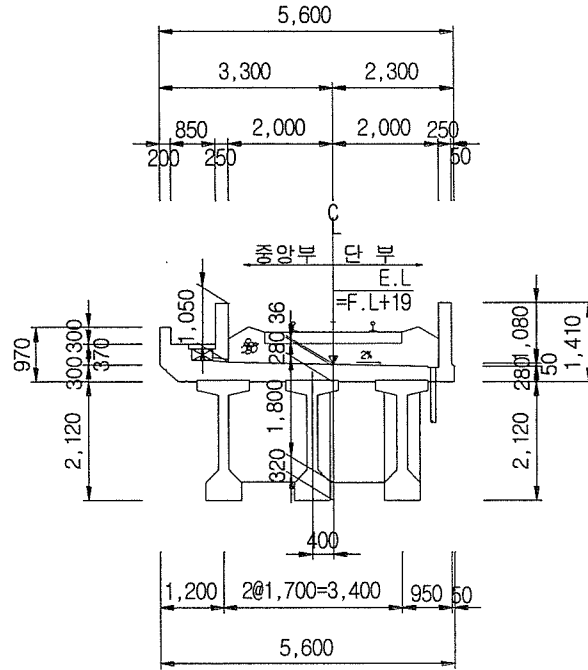
(2) 종 단면



(3) 횡 단 면

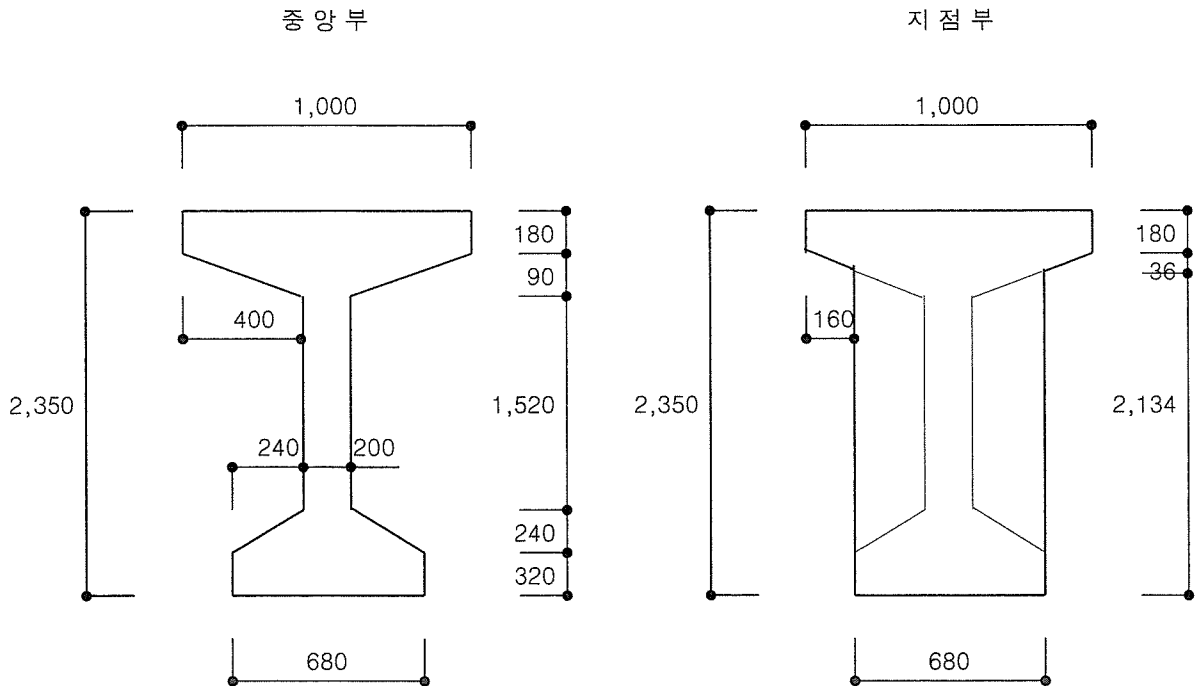
거더간격 = 1.700 m
교량 폭 = 5.600 m
바닥판 두께 = 0.280 m
도상 = 0.365 m

좌측캔틸레버 길이 = 1.200 m
우측캔틸레버 길이 = 1.000 m



(4) 거더 단면

① 거더 횡단면도



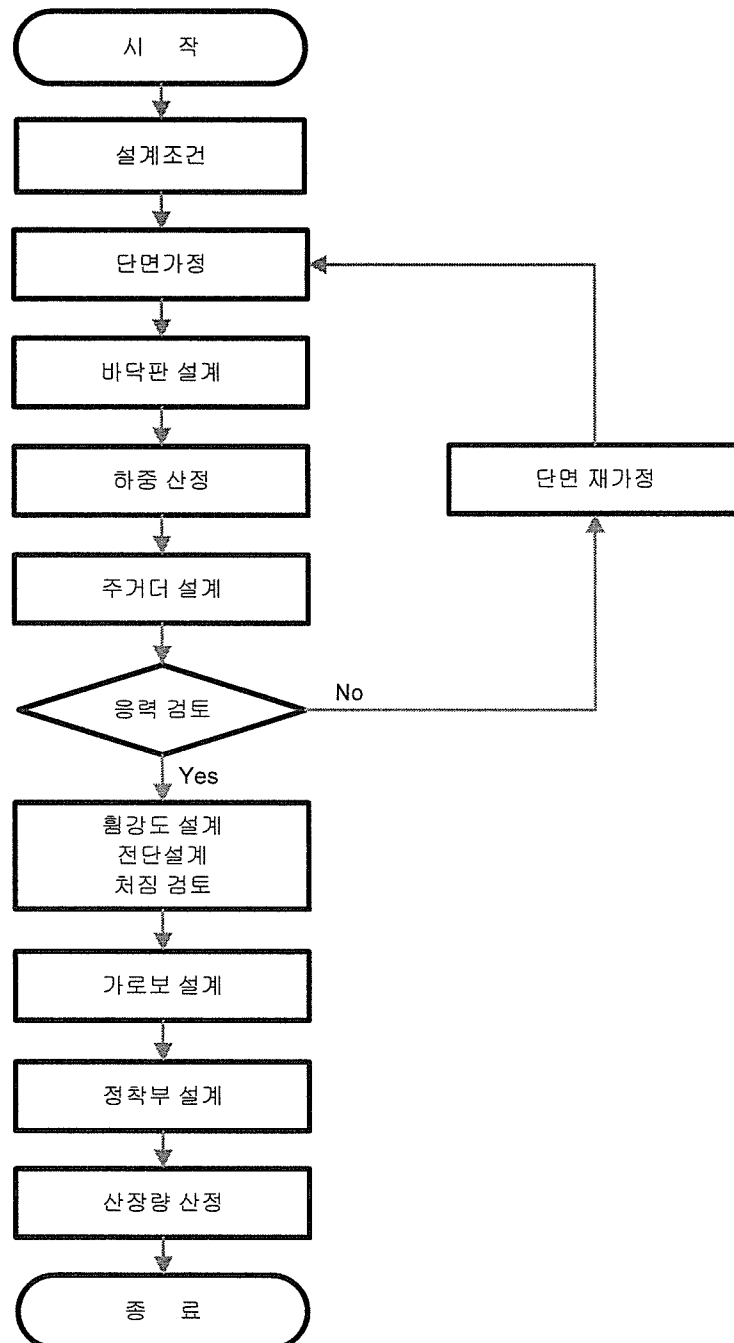
② 긴장재 위치도 : 하연에서 높이

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

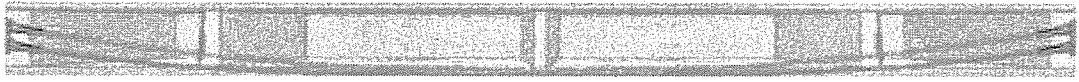
구 분	단면 계수	탄성 계수	비 고
자 중	순 단 면	프리스트레스 도입시	
프리스트레싱	순 단 면	프리스트레스 도입시	
합성전 고정하중	PS강선 환산단면	바닥판 타설시	비합성거더는 고정하중
합성후 고정하중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	비합성거더 해당없음
활 하 중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	

2.3 설계 흐름도

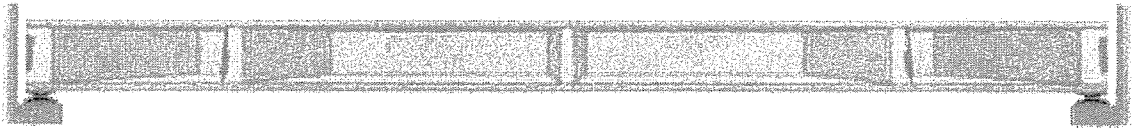


2.4 시공 순서도

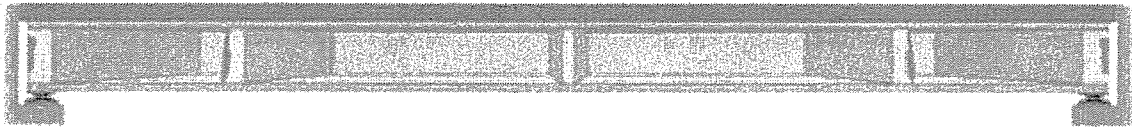
1. 제작장에서 PSC Beam제작 및 1차 강선 긴장



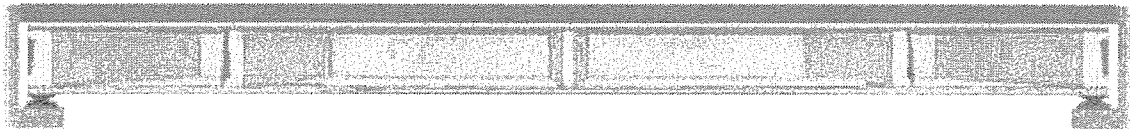
2. 크레인을 이용한 빔 거치



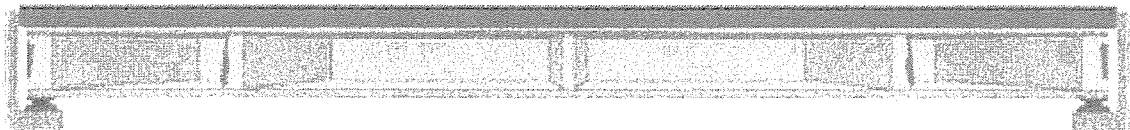
3. 가로보 철근 연결 및 바닥판 콘크리트 타설



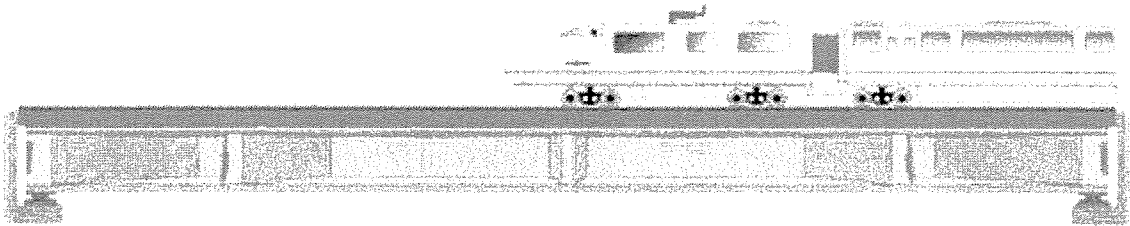
4. 바닥판 콘크리트 경화



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			$40 l + 110$	$65 l + 130$
연 속 판			$30 l + 110$	$50 l + 130$
캔틸레버판	l	≤ 0.25	$280 l + 160$	$240 l + 130$
	l	> 0.25	$80 l + 210$	

여기서, 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

$$\begin{aligned}
 - \text{PC 침목제원} &= 0.240 \times 0.200 \times 2.60 \text{ m} \\
 - \text{도상두께} &= 0.365 \text{ m} \\
 - \text{바닥판콘크리트 두께} &= 0.280 \text{ m} \\
 - \text{분 포 폭} &= \text{침목길이} + 1.5 \times \text{자갈도상두께} + \text{바닥판 두께} \\
 &= 2.600 + 1.5 \times 0.365 + 0.280 = 3.428 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(1) 고정하중

$$\begin{aligned}
 \text{슬래브} : w_s &= 0.28 \times 24.50 = 6.860 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{구배} : w_g &= 0.076 / 2 \times 24.50 = 0.931 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{도상} : w_d &= 0.565 \times 19.00 \times 1.30 = 13.956 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{궤도} : w_r &= 3.00 \times 1 / 3.428 = 0.875 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{계} : w_d &= 22.622 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

도상의 중량은 보선작업과정을 고려하여 30% 할인된 값을 사용한다. [철도설계기준(노반편) 8.2.2]

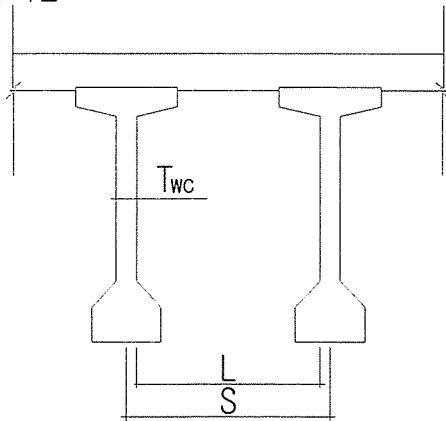
등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단기간과 중앙기간에서 다르지만

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



$$L = S - TWC = 1.500 \text{ m}$$

[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)

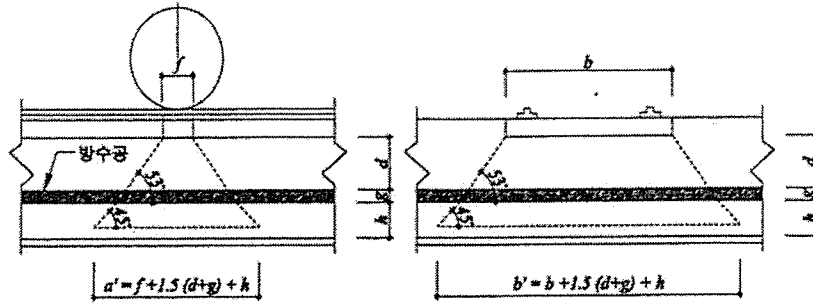
① 하중 분포폭 산정

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

$$w(1+i) = 80 \times (1 + 0.67) \times 1ea / (1 \times 3.4275) = 38.979 \text{ kN/m}^2$$

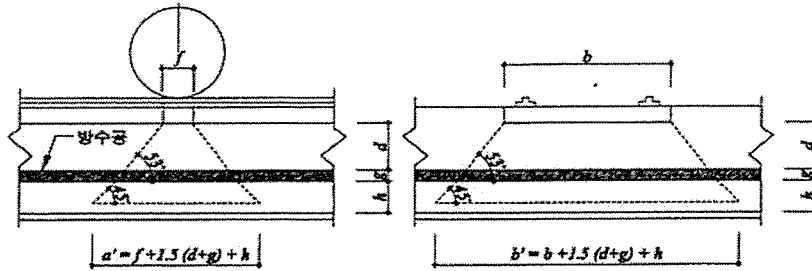
-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

$$w(1+i) = 74.709 \text{ kN/m}^2$$

$$ML(1+i) = \frac{w(1+i) \times L^2}{10} = 16.810 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

(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')

$$f = 0.00 \text{ m}$$

$$a' = f + 2(d + g) + h$$

$$0 + 1.5 \times (0.565 + 0) + 0.28 = 1.128 \text{ m}$$

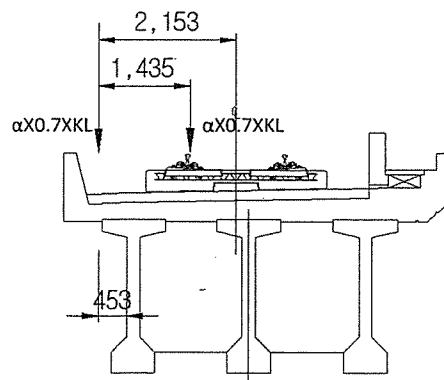
- 횡방향 분포폭(b')

$$b = 0.00 \text{ m}$$

$$b' = b + 2(d + g) + h$$

$$0 + 1.5 \times (0.565 + 0) + 0.28 = 1.128 \text{ m}$$

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)

$$\begin{aligned} \text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 (L + I) \\ &= 1.35 \times 5.090 + 1.85 \times 16.810 = 37.969 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + (L + I)) \\ &= 1.6 \times (5.090 + 16.810) = 35.039 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Load case 3 : } U &= 1.35 D + 1.35 (L_{DR}) \\ &= 1.35 \times 5.090 + 1.35 \times 38.432 = 58.754 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

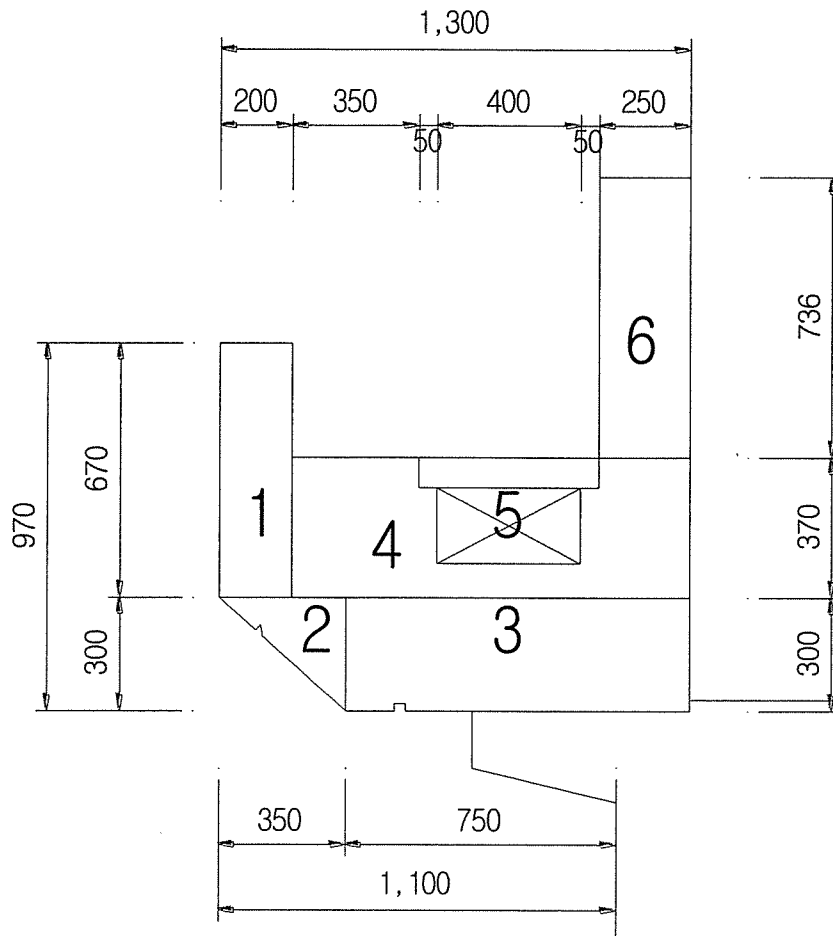
(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned} \text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + (L + I)) \\ &= 1.0 \times (5.090 + 16.810) = 21.900 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L_{DR}) \\ &= 1.0 \times (5.090 + 38.432) = 43.522 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

3.2 캔틸레버부 (좌측)

3.2.1 하중 계산

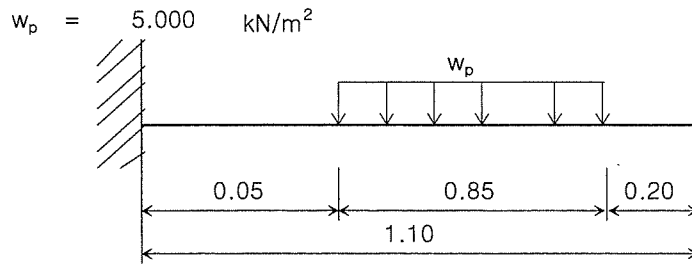


$$\text{캔틸레버판 설계 지간 } l_d = 1.200 - 0.100 = 1.100 \text{ m}$$

(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

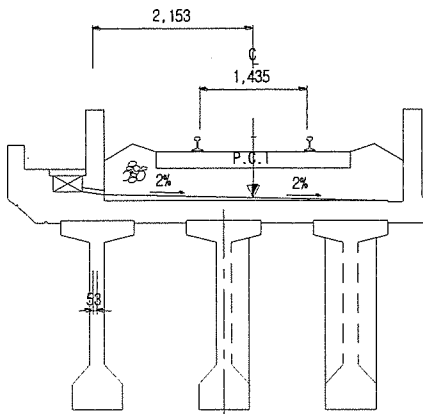
(2) 균집하중 (L)



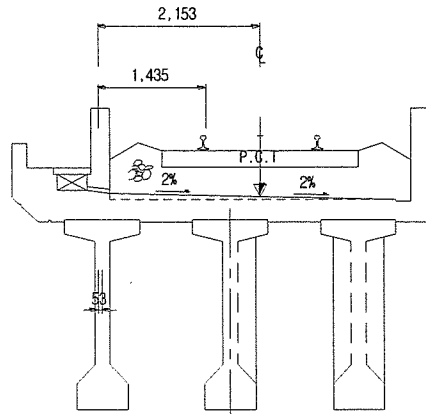
균집하중에 의한 휨모멘트

$$M_L = 5.000 \times 0.850 \times 0.475 = 2.019 \text{ kN-m}$$

(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)

$$\begin{aligned}\text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 L \\ &= 1.35 \times 12.57 + 1.85 \times 2.02 \\ &= 20.702 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + (LI)) \\ &= 1.60 \times (12.57 + 2.02) \\ &= 23.339 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 3 : } U &= 1.35 (D + W) \\ &= 1.35 \times (12.57 + 10.69) \\ &= 31.402 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 4 : } U &= 1.35 (D + L + 0.5W) \\ &= 1.35 \times (12.57 + 2.02 + 0.5 \times 10.69) \\ &= 26.910 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 5 : } U &= 1.35 D + 1.35 L_{DR} \\ &= 1.35 \times 12.57 + 1.35 \times 0.00 \\ &= 16.967 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned}\text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + L) \\ &= 1.0 \times (12.57 + 2.02) \\ &= 14.587 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L + 0.5W) \\ &= 1.35 \times (12.57 + 2.02 + 0.5 \times 10.69) \\ &= 26.910 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

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

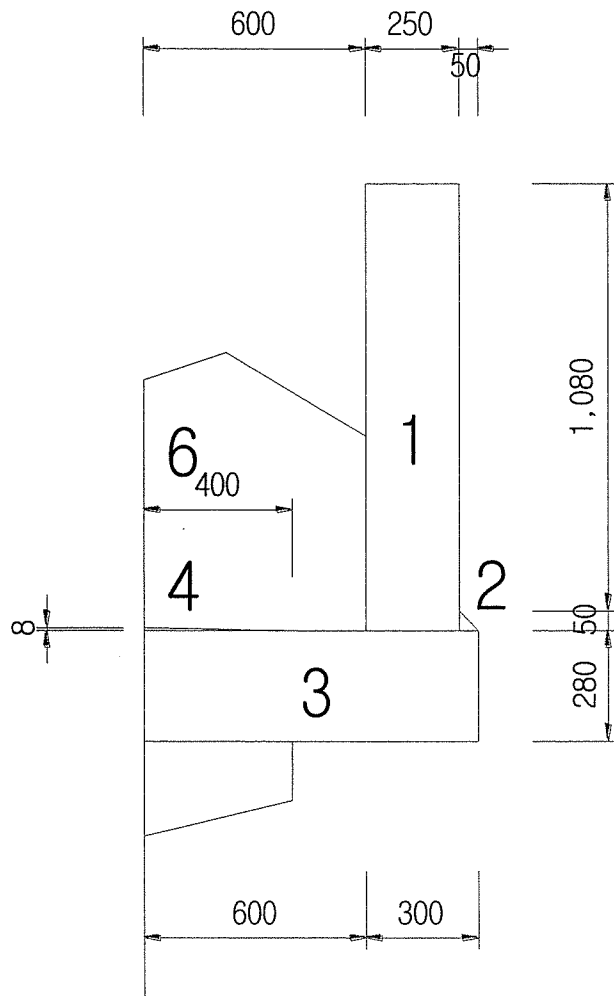
[철도설계기준(노반편) 10.10.4]

보도부분 바닥판 최소 두께

$$\therefore t_{\min} = 140 \text{ mm} < h_{\text{use}} = 280 \text{ mm} \quad \text{O.K.!!}$$

3.3 캔틸레버부 (우측)

3.3.1 하중 계산

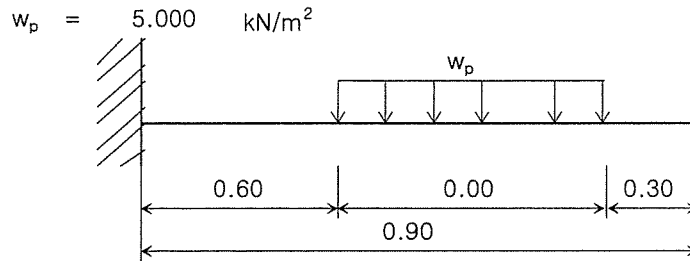


$$\text{캔틸레버판 설계 지간 } l_d = 1.000 - 0.100 = 0.900 \text{ m}$$

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)	거리(m)	M (kN-m)
(1)	$0.250 \times 1.130 \times 24.5 = 6.920$	0.725	5.017
(2)	$0.050 \times 0.050 \times 24.5 \times 1/2 = 0.030$	0.867	0.026
(3)	$0.900 \times 0.280 \times 24.5 = 6.170$	0.450	2.777
(4)	$0.400 \times 0.008 \times 24.5 \times 1/2 = 0.040$	0.133	0.005
(5)	$0.000 \times 0.000 \times 24.5 = 0.000$	0.000	0.000
(6)	$0.600 \times 0.600 \times 19.0 \times 1 = 8.890$	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

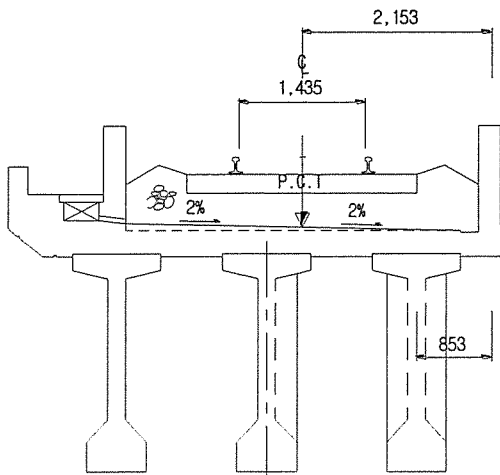
(2) 균집하중 (L)



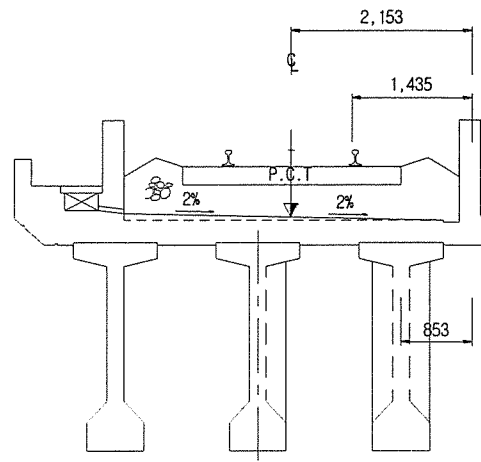
균집하중에 의한 휨모멘트

$$M_L = 5.000 \times 0.000 \times 0.600 = 0.000 \text{ kN-m}$$

(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

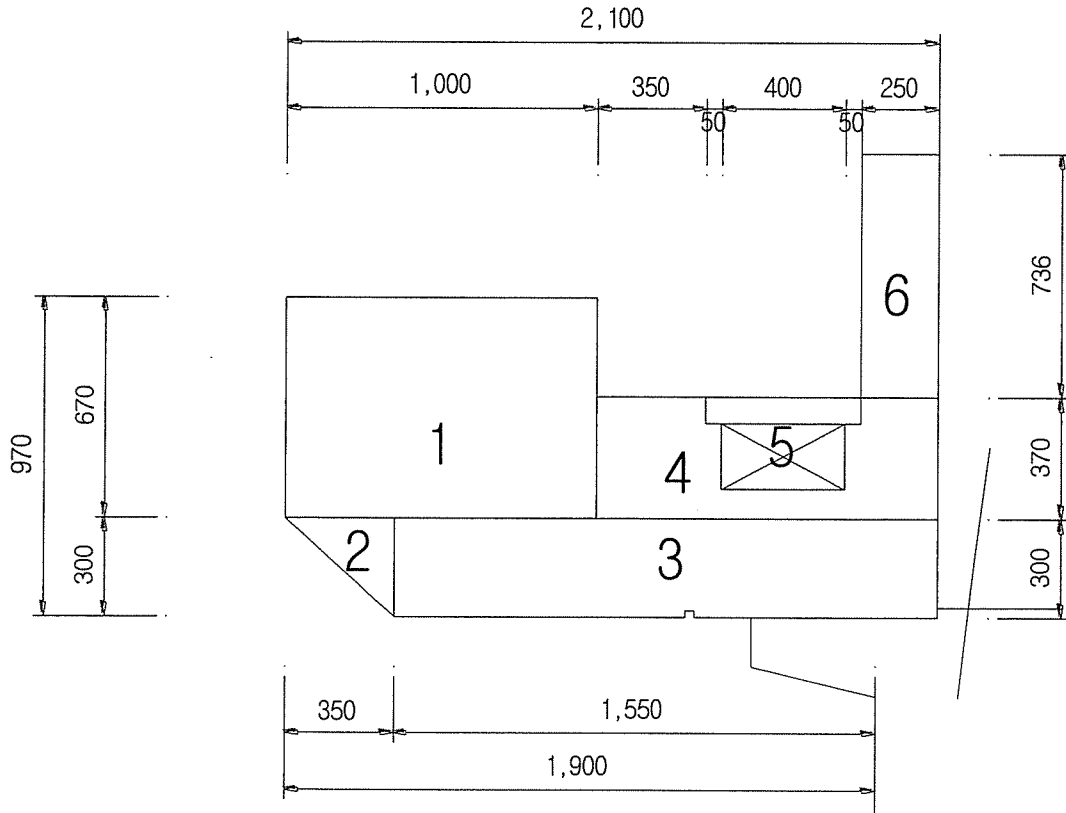
[철도설계기준(노반편) 10.10.4]

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



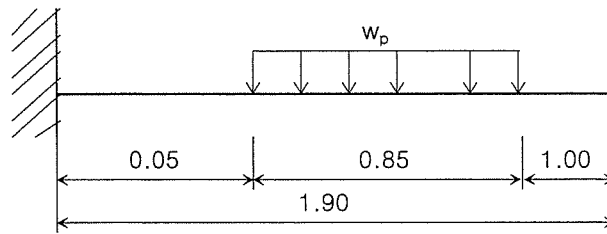
$$\text{캐틸레버판 설계 지간 } l_d = 2.000 - 0.100 = 1.900 \text{ m}$$

(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)

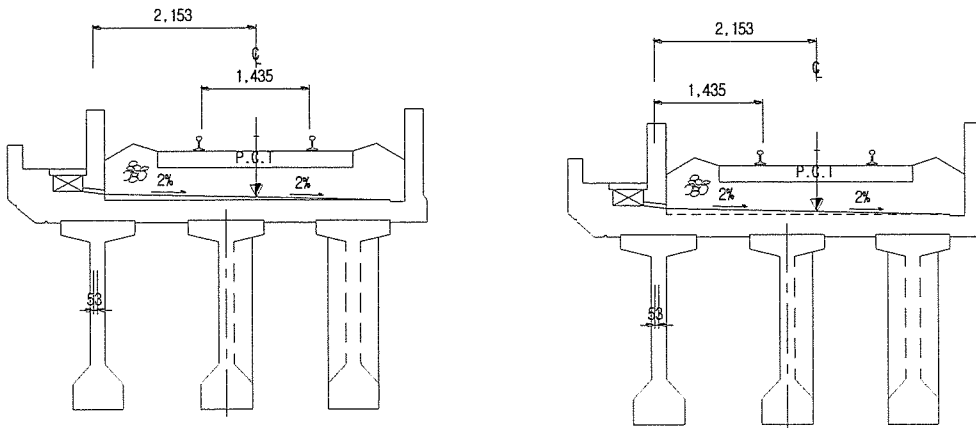
$$w_p = 5.000 \text{ kN/m}^2$$



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

$$\text{CASE1 } P = \left(\frac{220.00}{1.128 \times 1.128} + \frac{80.000}{1.000 \times 1.128} \right) \times 0.7 = 170.807 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{CASE2 } P = \left(\frac{0.00}{1.128 \times 1.128} + \frac{80.000}{1.000 \times 1.128} \right) \times 1.4 = 99.335 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{LRi} = 170.81 \times 0.000^2 / 2 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

$$M_{LRi} = 99.34 \times 0.000^2 / 2 = 0.000 \text{ kN-m/m}$$

(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)

$$\begin{aligned}\text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 L \\ &= 1.35 \times 65.74 + 1.85 \times 2.02 \\ &= 92.486 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + L) \\ &= 1.6 \times (65.74 + 2.02) \\ &= 108.416 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 3 : } U &= 1.35 (D + W) \\ &= 1.35 \times (65.74 + 10.69) \\ &= 103.185 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 4 : } U &= 1.35 (D + L + 0.5W) \\ &= 1.35 \times (65.74 + 2.02 + 0.5 \times 10.69) \\ &= 98.69 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 5 : } U &= 1.35 D + 1.35 L_{DR} \\ &= 1.35 \times 65.74 + 1.35 \times 0.00 \\ &= 88.749 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned}\text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + L) \\ &= 1.0 \times (65.74 + 2.02) \\ &= 67.760 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L + 0.5W) \\ &= 1.00 \times (65.74 + 2.02 + 0.5 \times 10.69) \\ &= 73.11 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

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

$$0.2\% \text{의 철근비} = 0.002 \times 1,000 \times 220 = 440.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 배력 철근 단면적} = 1,267.00 \text{ mm}^2$$

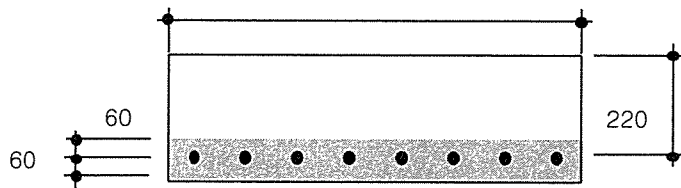
O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_i = 21.900 \text{ kN-m}$$



- 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]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 402.00 = 536.00 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축(하면)} A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.0 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 20.77 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2}) \\
 &= 99,910,894 \text{ N-mm} \\
 &= 99.91 \text{ kN-m} > M_u = 18.40 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

- 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

$$\text{인장주철근의 1/6} = 1,324.0 / 6 = 220.67 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장측-상면} \quad H \quad 13 \quad @ \quad 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축측-하면} \quad H \quad 13 \quad @ \quad 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

O.K.!!

온도-수축철근 검토

$$0.2\% \text{의 철근비} = 0.002 \times 1,000 \times 220 = 440.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 배력 철근 단면적} = 1,267.00 \text{ mm}^2$$

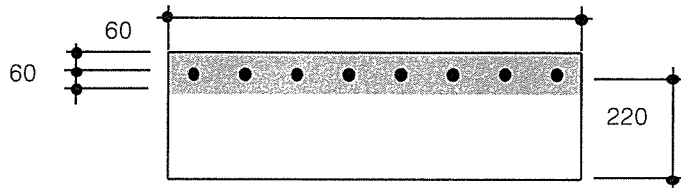
O.K.!!

(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]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 491.01 = 654.68 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} \quad A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축(하면)} \quad A_s = H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{20.77}{2}) \\
 &= 99,910,893.60 \text{ N-mm} \\
 &= 99.91 \text{ kN-m} > M_u = 38.24 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

- 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

$$0.2\% \text{의 철근비} = 0.002 \times 1,000 \times 220 = 440.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 배력 철근 단면적} = 1,267.00 \text{ mm}^2$$

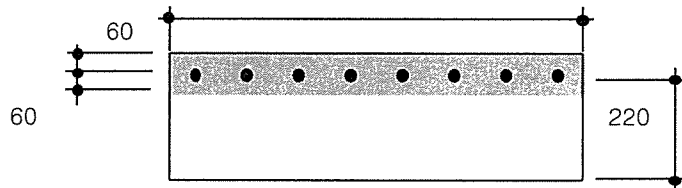
O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반판) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_i = 13.630 \text{ kN-m}$$



- 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

$$\text{인장주철근의 1/6} = 1,910.00 / 6 = 318.33 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장측-상면} \quad H \quad 13 \quad @ \quad 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축측-하면} \quad H \quad 13 \quad @ \quad 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

O.K.!!

온도-수축철근 검토

$$0.2\% \text{의 철근비} = 0.002 \times 1,000 \times 220 = 440.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 배력 철근 단면적} = 1,267.00 \text{ mm}^2$$

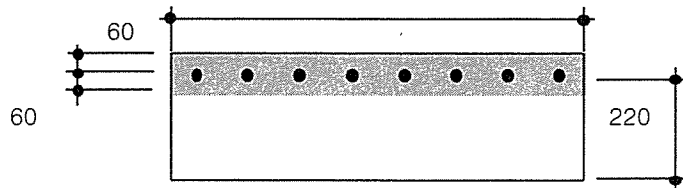
O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_i = 73.110 \text{ kN-m}$$



- 중립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 8.19$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1910.00 / (1000.00 \times 220.00) = 0.00868$$

$$n \rho = n \times \rho = 8.19 \times 0.00868 = 0.07109$$

$$k = -n \rho + \sqrt{((n \rho)^2 + 2 n \rho)} = 0.313$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.313 / 3 = 0.896$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 73,110,000.00 / (0.00868 \times 0.896 \times 1000.00 \times 220.00^2) \\ &= 194.22 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 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

$$\text{인장철근-상면} \quad H \ 19 \ @ \ 150 = 286.5 \times \frac{1,000}{150} = 1,910.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{압축철근-하면} \quad H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 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

$$\text{인장철근-상면} \quad H \ 19 \ @ \ 150 = 286.5 \times \frac{1,000}{150} = 1,910.00 \text{ mm}^2$$

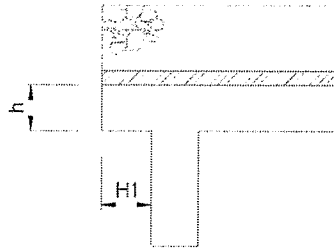
$$\text{압축철근-하면} \quad H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 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)

$$\text{Load case 1 : } U = 1.35 D + 1.85 L$$

$$= 1.35 \times 1.19 + 1.85 \times 3.95 = 8.912 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Load case 2 : } U = 1.6 (D + L)$$

$$= 1.6 \times (1.19 + 3.95) = 8.225 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 112.96 = 150.61 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d = \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} \quad A_s = H \quad 13 \quad @ \quad 200 = 126.7 \times \frac{1,000}{200} = 633.50 \text{ mm}^2$$

2) 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{633.50 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 9.94 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0.90 \times 633.50 \times 400.00 \times \left(220.00 - \frac{9.94}{2} \right) \\ &= 49,039,741.80 \text{ N-mm} \\ &= 49.04 \text{ kN-m} > M_u = 8.91 \text{ kN-m} \quad (\text{사용률: } 5.503) \end{aligned}$$

O.K.!!

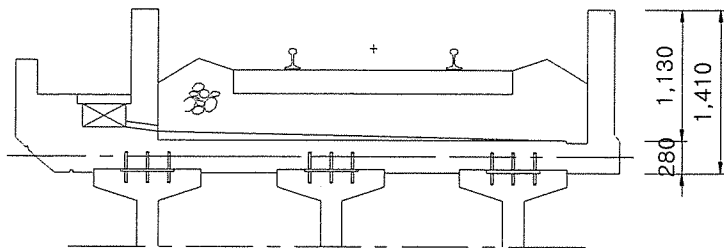
3) 철근비검토

$$\text{균형철근비}(p_b) = 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \%$$

$$p = A_s / (b \times d) = 0.288 \% < p_{max} = 0.714 \times p_b = 2.321 \% \quad \text{O.K.!!}$$

3.7 탈선방호벽 설계

3.7.1 단면치수



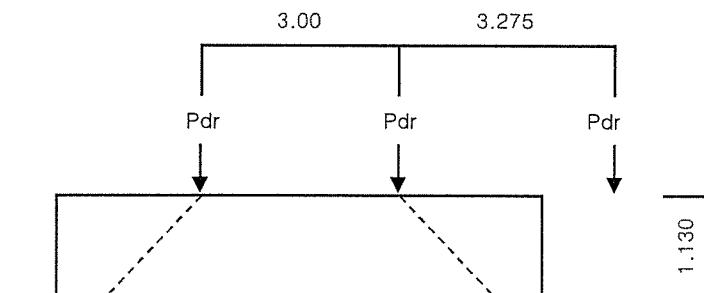
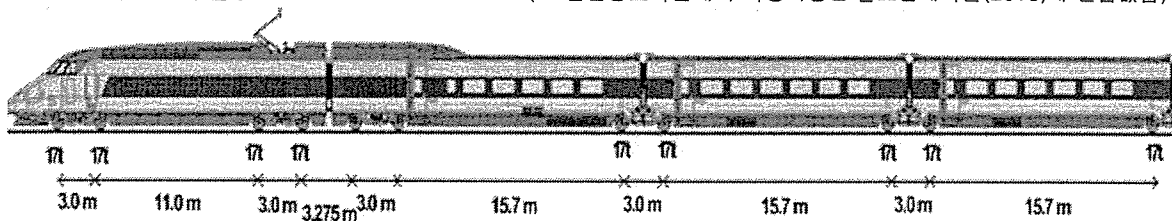
h: 1.130 m
t: 0.250 m

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]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 927.37 = 1,236.49 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 684.65 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400.00} \times 1000.00 \times 200.00 = 700.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} \quad A_s = H \quad 16 \quad @ \quad 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (200.00 - \frac{20.77}{2}) \\
 &= 90,378,093.60 \text{ N-mm} \\
 &= 90.38 \text{ kN-m} > M_u = 64.45 \text{ kN-m} \quad (\text{사용률: } 1.402) \\
 &\quad \text{O.K.!!}
 \end{aligned}$$

- 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

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times \frac{1}{6} \times \sqrt{30.00} \times 1000.0 \times 200.00 / 1000 = 155.19 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 155.19 > V_u = 57.034 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}
 \end{aligned}$$

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

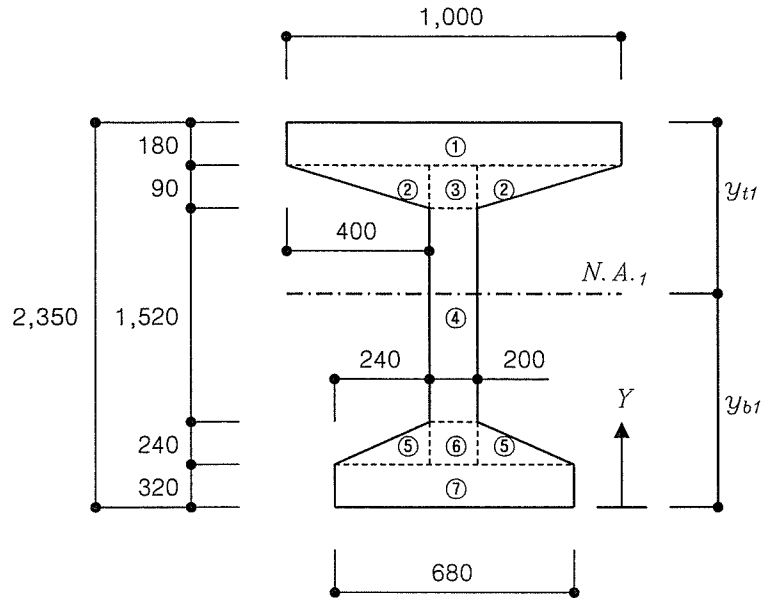
	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	
궤도부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	
캔틸레버부		H 13 @ 200 = 633.50 mm ²	

4. 주거더 설계

4.1 단면제원

4.1.1 중앙부 단면

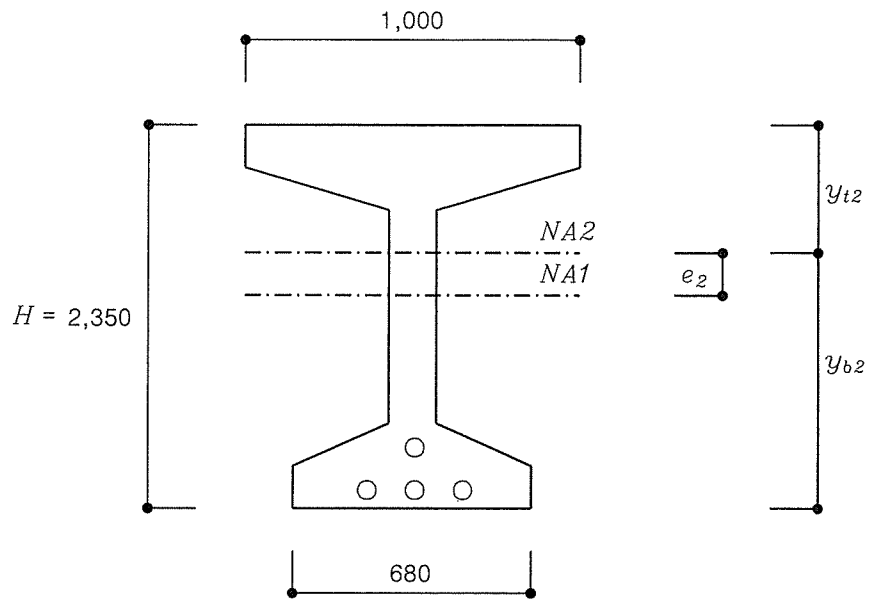
(1) 전 단면



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm ²)	y (mm)	$A \times y$ (mm ³)	$A \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	800	90	36,000	2,140	77,040,000	164,865,600,000	16,200,000
3	200	90	18,000	2,125	38,250,000	81,281,250,000	12,150,000
4	200	1,520	304,000	1,320	401,280,000	529,689,600,000	58,530,133,333
5	480	240	57,600	400	23,040,000	9,216,000,000	184,320,000
6	200	240	48,000	440	21,120,000	9,292,800,000	230,400,000
7	680	320	217,600	160	34,816,000	5,570,560,000	1,856,853,333
계			861,200		1,002,346,000	1,719,283,810,000	61,316,056,666

$$\begin{aligned}
 y_{t1} &= H + y_{b1} = 2,350 + -1,163.89 = 1,186.11 \text{ mm} \\
 y_{b1} &= \Sigma(A \times y) / \Sigma A = 1,002,346,000 / 861,200 = -1,163.89 \text{ mm} \\
 I_{bot} &= \Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) = 1,780,599,866,666 \text{ mm}^4 \\
 I_{NA1} &= I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2 = 1,780,599,866,666 - 861,200 \times -1,163.89^2 \\
 &= 613,983,957,141 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(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	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	

강선 중심 거리 (하연부터) = 625 / 4 = 156.25 mm

구 분	A_2 (mm ²)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm ³)	$A_2 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
전체단면적	861,200	0.00	0	0	613,983,957,141
쉬스관	-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

$$e_2 = \Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2 = 13,373,398 / 847,928 = 15.77 \text{ mm} \quad (+ : \uparrow, - : \downarrow)$$

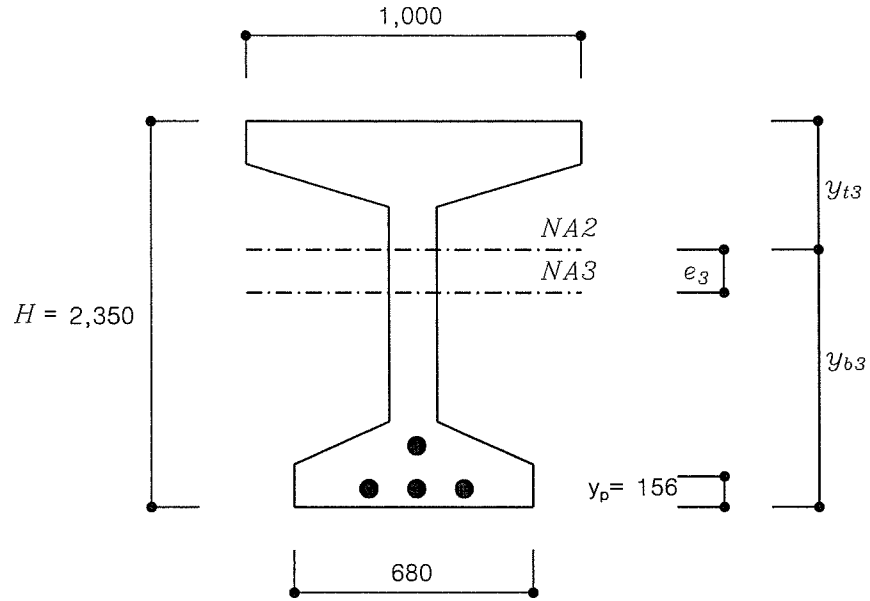
$$y_{t2} = y_{t1} - e_2 = 1,186.11 - 15.77 = 1,170.34 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = y_{b1} - e_2 = -1,163.89 - 15.77 = -1,179.66 \text{ mm}$$

$$I_{NA2} = \Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$$

$$= 613,980,452,179 + -13,475,570,841 - 210,873,673 = 600,294,007,665 \text{ mm}^4$$

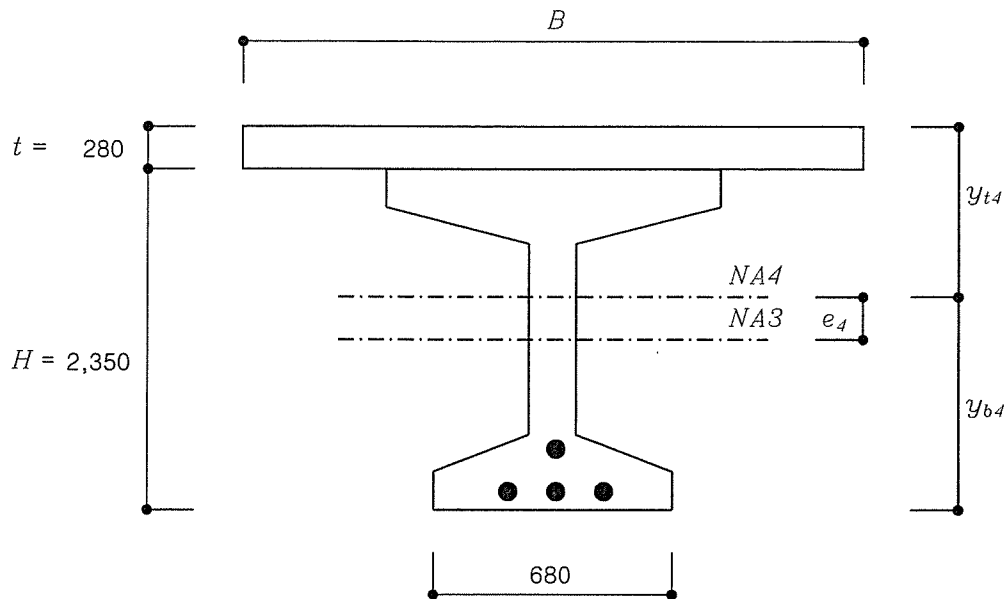
(3) PS강재 환산단면



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

$$\begin{aligned}
 n_3 &= E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66 \\
 e_3 &= \Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3 = -29,608,316 / 876,859 = -33.77 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t3} &= y_{t2} - e_3 = 1,170.34 - (-33.77) = 1,204.11 \text{ mm} \\
 y_{b3} &= y_{b2} - e_3 = -1,179.66 - (-33.77) = -1,145.89 \text{ mm} \\
 I_{N43} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2 \\
 &= 600,294,381,872 + 30,301,446,316 - 999,981,361 \\
 &= 629,595,846,827 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(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_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (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

$$\begin{aligned}
 n_d &= E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92 \\
 e_d &= \Sigma (A_d \times y) / \Sigma A_d = 588,612,651 / 1,314,779 = 447.69 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_d = 1484.11 - 447.69 = 1,036.42 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_d = -1145.89 - 447.69 = -1,593.58 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_d \times y^2) - A_d \times e_d^2 \\
 &= 632,456,924,160 + 791,160,150,604 - 263,516,345,768 \\
 &= 1,160,100,728,996 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

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)

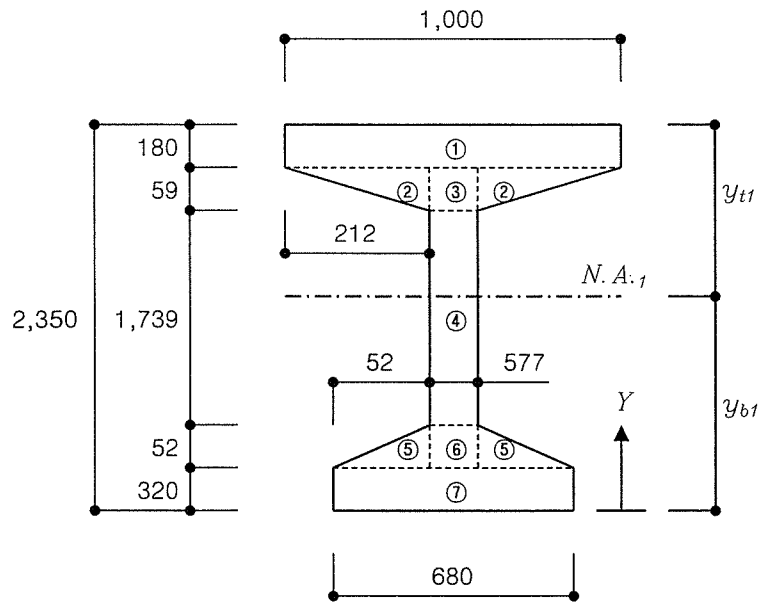
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	847,928	876,859	1,404,939
바닥판 상연	(mm)	-	-	978.89
거더 상연	(mm)	1,170.34	1,204.11	698.89
거더 하연	(mm)	-1,179.66	-1,145.89	-1,651.11
단면2차모멘트	(mm ⁴)	600,294,007,665	629,595,846,827	1,228,485,209,328
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	-	1,254,977,790
	$S_{t,gir}$	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)

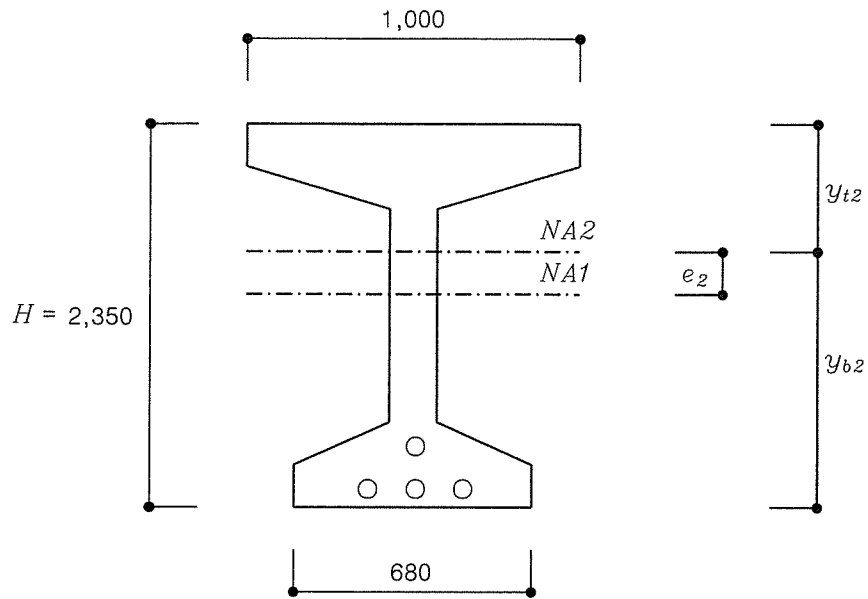
(1) 전 단면



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	

강선 중심 거리 (하연부터) = 2355 / 4 = 588.75 mm

구 분	A_2 (mm ²)	y (mm)	$A_2 \times y$ (mm ³)	$A_2 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
전체단면적	1,480,207	0.00	0	0	759,557,345,587
쉬스관	-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

$$e_2 = \Sigma(A_2 \times y) / \Sigma A_2 = 8,315,041 / 1,466,935 = 5.67 \text{ mm} \quad (+: \uparrow, -: \downarrow)$$

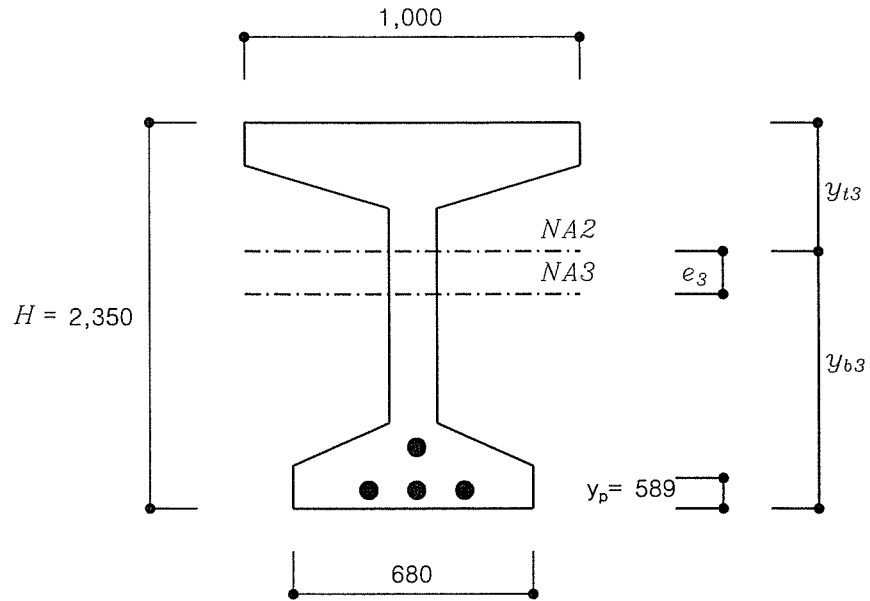
$$y_{t2} = y_{t1} - e_2 = 1,134.74 - 5.67 = 1,129.07 \text{ mm}$$

$$y_{b2} = y_{b1} - e_2 = -1,215.26 - 5.67 = -1,220.93 \text{ mm}$$

$$I_{NA2} = \Sigma I_o + \Sigma(A_2 \times y^2) - A_2 \times e_2^2$$

$$= 759,553,840,625 + (-5,209,456,161) - 47,160,347 = 754,297,224,117 \text{ mm}^4$$

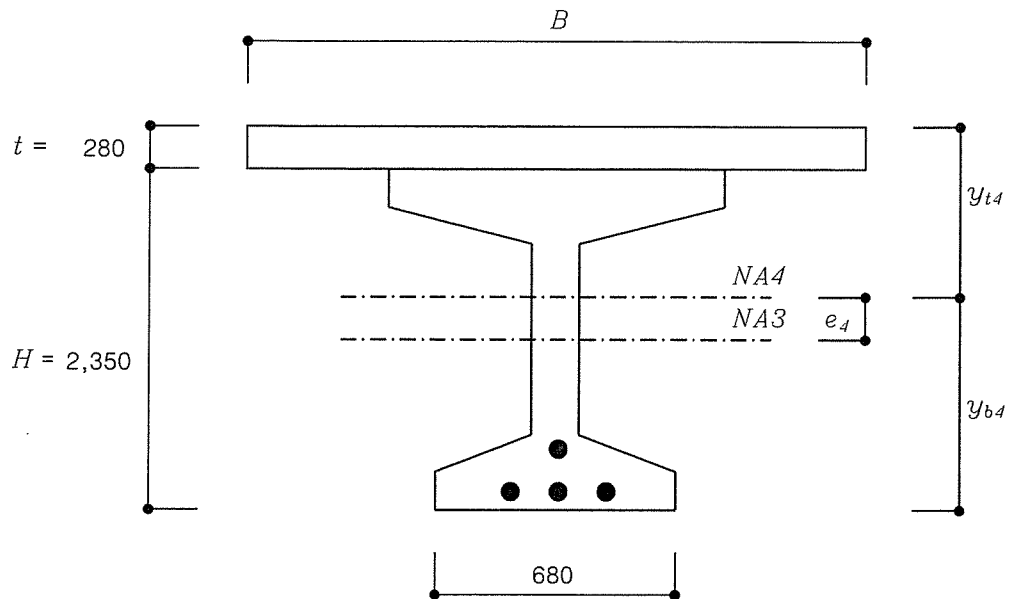
(3) PS강재 환산단면



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

$$\begin{aligned}
 n_3 &= E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66 \\
 e_3 &= \Sigma (A_3 \times y) / \Sigma A_3 = -18,289,625 / 1,495,866 = -12.23 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{t3} &= y_{t2} - e_3 = 1,129.07 - (-12.23) = 1,141.30 \text{ mm} \\
 y_{b3} &= y_{b2} - e_3 = -1,220.93 - (-12.23) = -1,208.70 \text{ mm} \\
 I_{NA3} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2 \\
 &= 754,297,598,324 + 11,562,335,049 - 223,741,022 \\
 &= 765,636,192,351 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(4) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) 지간의 } 1/4 &= 24,900 / 4 = 6,225 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_w + 12 h_f &= 577 + 12 \times 280 = 3,937 \text{ mm} \\
 \text{(iii) 거더의 중심간 거리} &= 1,700 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 1,700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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	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

$$\begin{aligned}
 n_4 &= E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92 \\
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 561,106,896 / 1,933,786 = 290.16 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1484.11 - 290.16 = 1,193.95 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1145.89 - 290.16 = -1,436.05 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 768,497,269,684 + 718,946,265,845 - 162,810,910,813 \\
 &= 1,324,632,624,716 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

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 합성 단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
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)

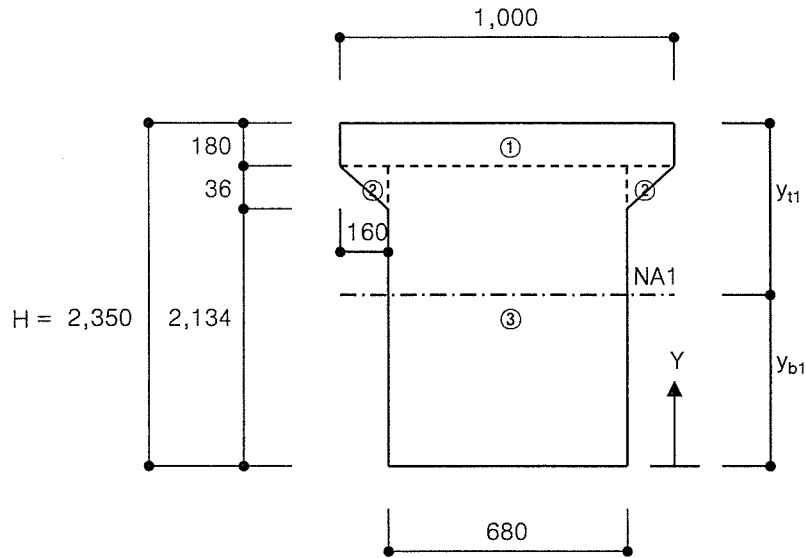
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성 단면)	합성 단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	1,466,935	1,495,866	2,023,946
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,149.80
거더 상연	(mm)	1,129.07	1,141.30	869.80
거더 하연	(mm)	-1,220.93	-1,208.70	-1,480.20
단면2차모멘트	(mm ⁴)	754,297,224,117	765,636,192,351	1,409,848,292,028
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	-	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 합성 단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
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

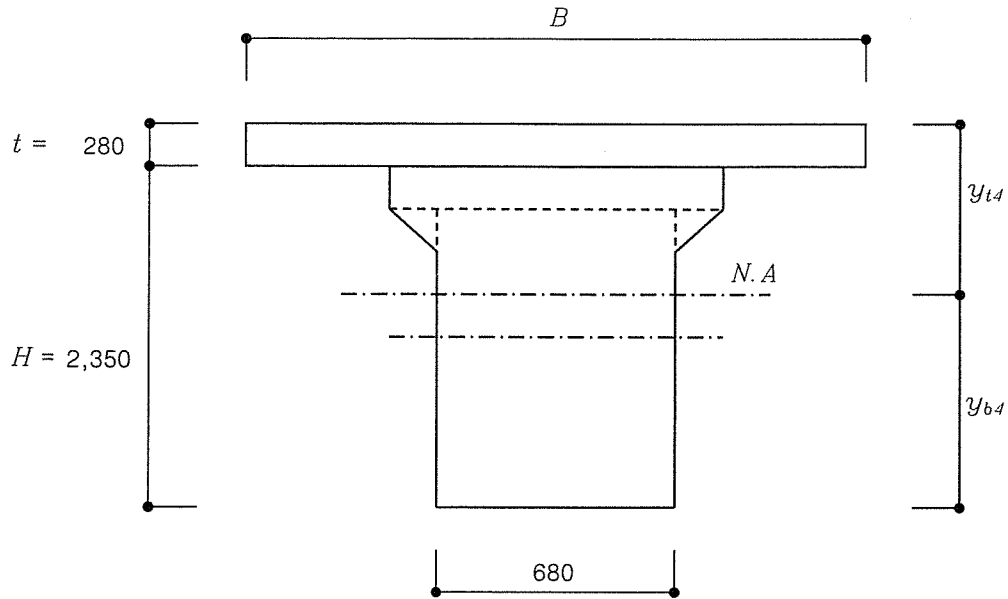
(1) 전 단면적



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

$$\begin{aligned}
 y_{b1} &= \Sigma(A \times y) / \Sigma A = 2,020,256,080 / 1,661,360 = -1,216.0 \text{ mm} \\
 y_{t1} &= H + y_{b1} = 2,350 + -1,216.0 = 1,134.0 \text{ mm} \\
 I_{bot} &= \Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) = 3,262,829,474,027 \text{ mm}^4 \\
 I_{NA1} &= I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2 = 3,262,829,474,027 - 1,661,360 \times -1,216.00^2 \\
 &= 806,249,541,867 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(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_f (mm ²)	y (mm)	$A_f \times y$ (mm ³)	$A_f \times y^2$ (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

$$\begin{aligned}
 n_f &= E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92 \\
 e_f &= \Sigma (A_f \times y) / \Sigma A_f = 557,910,080 / 2,099,280 = 265.76 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_f = 1414.00 - 265.76 = 1148.24 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_f = -1216.00 + 265.76 = -950.24 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_f \times y^2) - A_f \times e_f^2 \\
 &= 809,110,619,200 + 710,777,441,920 - 148,268,740,528 \\
 &= 1,371,619,320,592 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

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_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	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

$$\begin{aligned}
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 672,773,920 / 2,189,440 = 307.28 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1414.00 - 307.28 = 1106.72 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1216.00 + 307.28 = -908.72 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 809,699,664,534 + 857,113,974,080 - 206,729,110,737 \\
 &= 1,460,084,527,877 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

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_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	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

$$\begin{aligned}
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 607,137,440 / 2,137,920 = 283.99 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1414.00 - 283.99 = 1130.01 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1216.00 + 283.99 = -932.01 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 809,363,067,200 + 773,493,098,560 - 172,423,932,348 \\
 &= 1,410,432,233,412 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(3) 단면 제원 집계표

구 분	단위	내 측 거 더(G2)		외 측 거 더(G1)	
		전단면(A_f)	합성 단면(A_d)	전단면(A_f)	합성 단면(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)	합성 단면(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 고정하중 (DL)

(1) 빔 자중 (d₀) → (주거터 당)

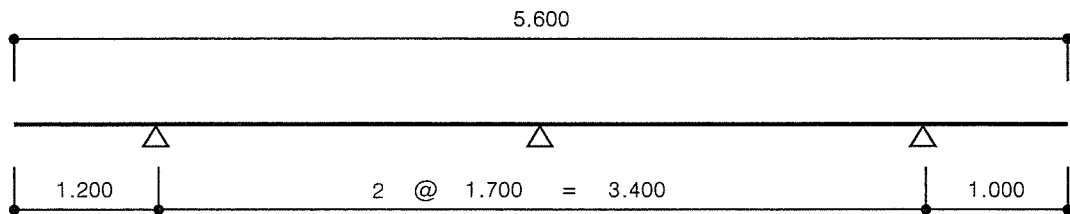
① 중앙부 단면

$$w_{c1} = \text{단면적} \times \text{단위중량} = 0.861 \times 24.50 = 21.095 \text{ kN/m}$$

② 지점 단면

$$w_{c2} = \text{단면적} \times \text{단위중량} = 1.661 \times 24.50 = 40.695 \text{ kN/m}$$

(2) 합성전 고정하중 (d₁) → (주거터 당)



① 외측거더(G1)

- 바닥판	$w_{slab,o}$	=	슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량	
		=	0.280 × 2.050 × 24.50	= 14.063 kN/m
- 배수구배 콘크리트	$w_{slab,o}$	=	평균두께 × 유효폭 × 단위중량	
		=	0.008 × 0.750 × 24.50	= 0.138 kN/m
- 가로보	$P_{slab,o}$	=	가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량	
		=	0.300 × 2.030 × 0.510 × 24.50	= 7.609 kN

② 외측거더(G3)

- 바닥판	$w_{slab,o}$	=	슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량	
		=	0.280 × 1.850 × 24.50	= 12.691 kN/m
- 배수구배 콘크리트	$w_{slab,o}$	=	평균두께 × 유효폭 × 단위중량	
		=	0.014 × 1.350 × 24.50	= 0.447 kN/m
- 가로보	$P_{slab,o}$	=	가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량	
		=	0.300 × 2.030 × 0.510 × 24.50	= 7.609 kN

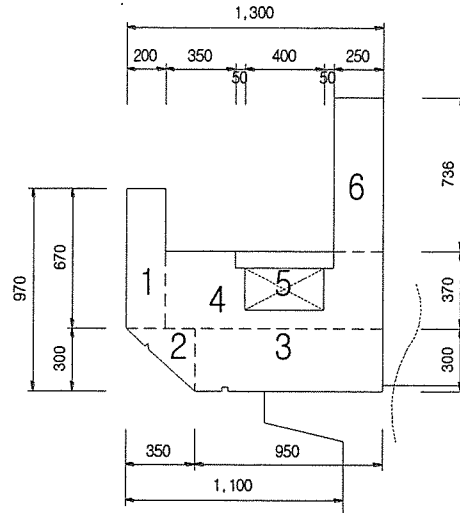
③ 내측거더(G2)

- 바닥판	$w_{slab,i}$	=	슬래브 두께 × 유효폭 × 단위중량	
		=	0.280 × 1.700 × 24.50	= 11.662 kN/m
- 배수구배 콘크리트	$w_{slab,o}$	=	평균두께 × 유효폭 × 단위중량	
		=	0.017 × 1.700 × 24.50	= 0.708 kN/m
- 가로보	$P_{slab,i}$	=	가로보 두께 × 높이 × 가로보폭 × 단위중량	
		=	0.300 × 2.030 × 1.020 × 24.50	= 15.219 kN

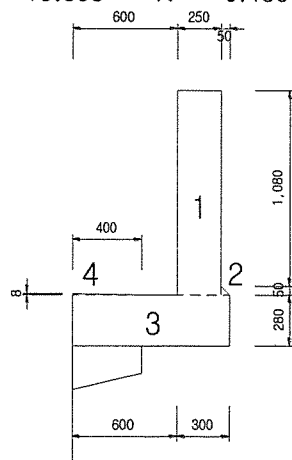
(3) 합성후 고정하중 (d_2)

① 방호벽 및 방음벽 (격자모델 중방향부재에 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

$$= (0.565 + 0) \times 19.0 \times 1.3$$

$$= 13.956 \text{ kN/m}^2$$

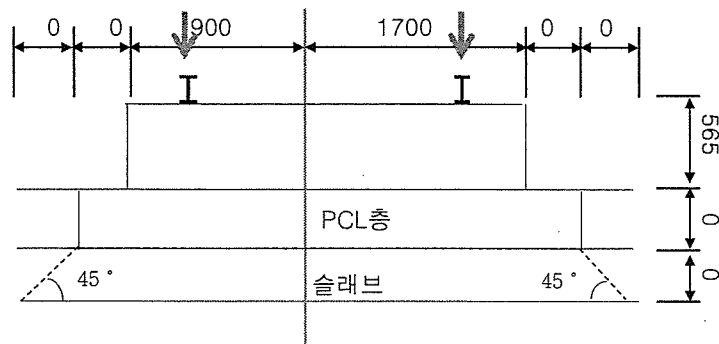
재하범위 : 좌측거더 외측으로 -0.10 m 부터

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

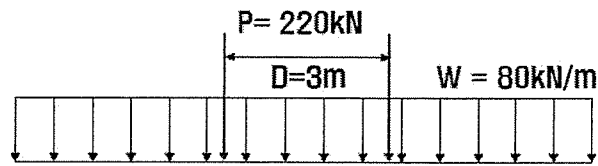
$$w_w = 2.000 \times 0.850 = 1.700 \text{ kN/m}$$

재하위치 : 좌측거더에서 0.575 m 이격

$$M_2 = 1.700 \times 0.575 = 0.978 \text{ kN.m}$$

(2) 표준활하중

KL2012하중



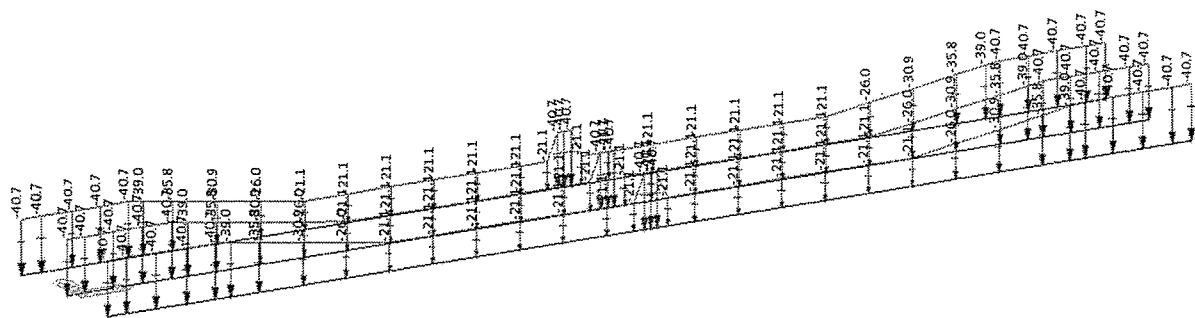
(3) 충격하중

$$\text{충격계수 } i (\%); = \frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.126 = 112.645 \%$$

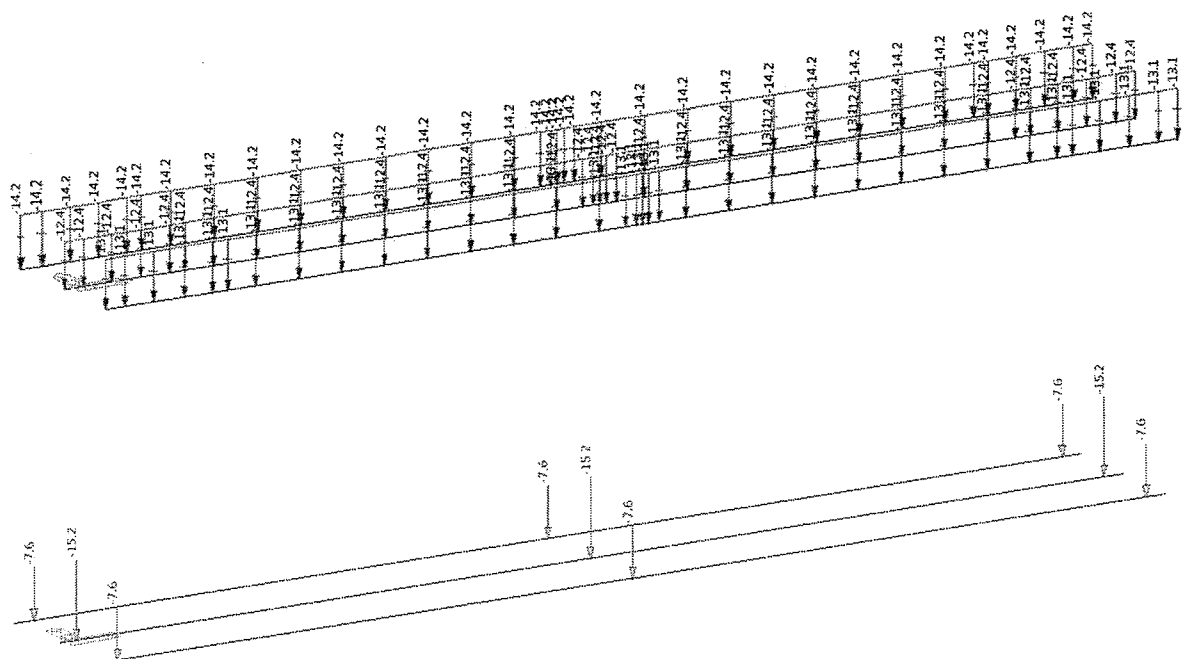
4.3 구조해석

4.3.1 하중재하도

(1) 빔 자중

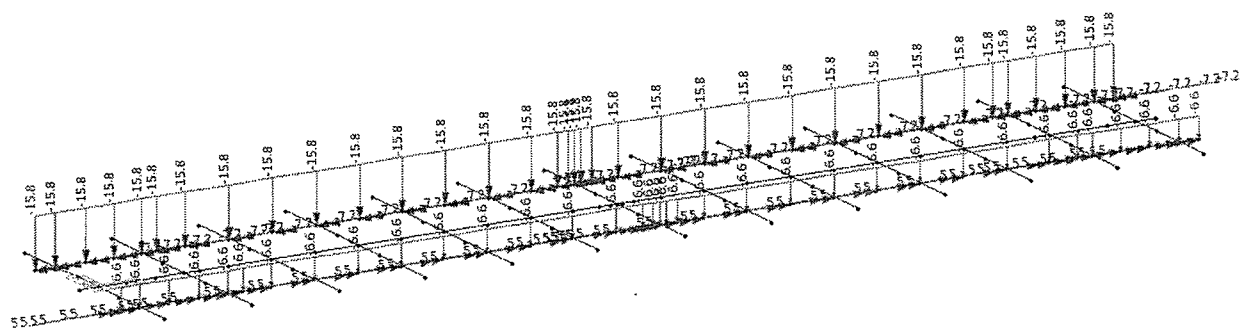


(2) 합성전 고정하중

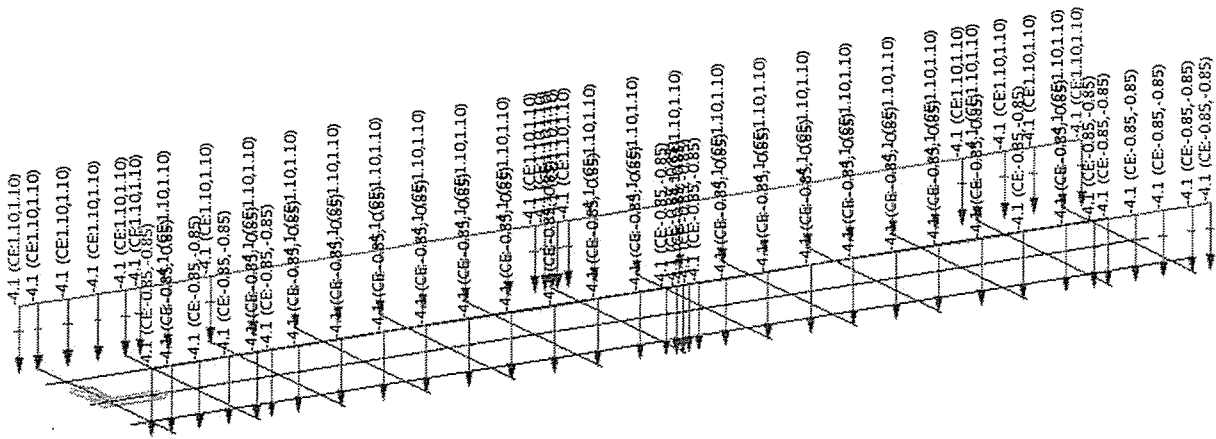


(3) 합성후 고정하중

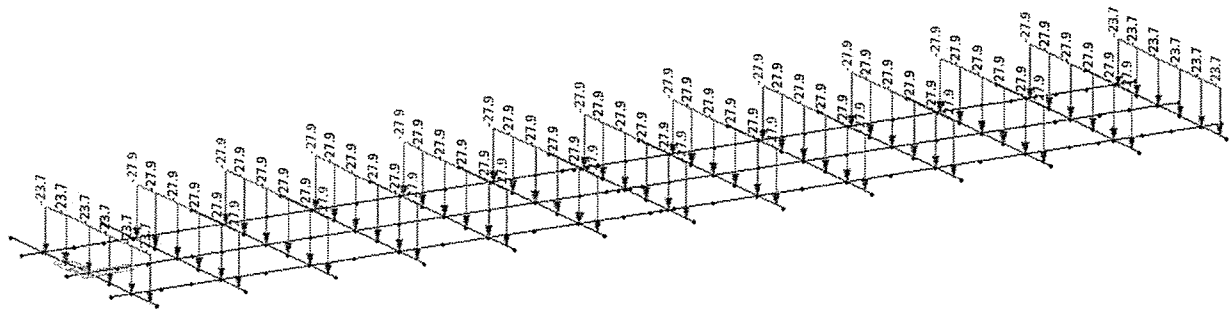
! 망하도



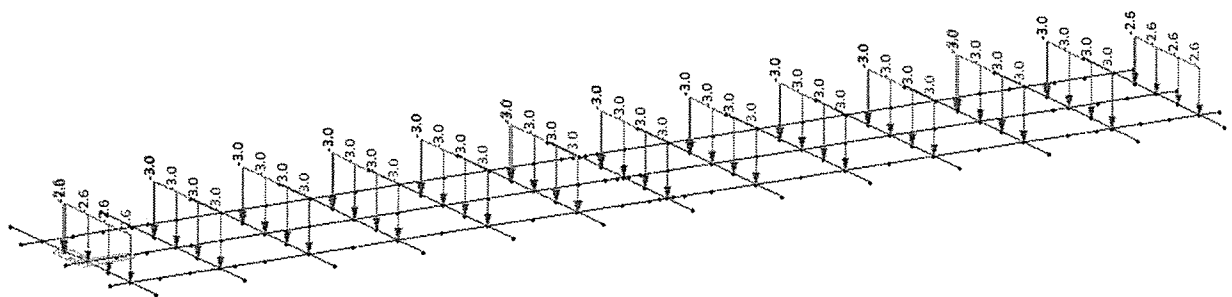
- 연
표



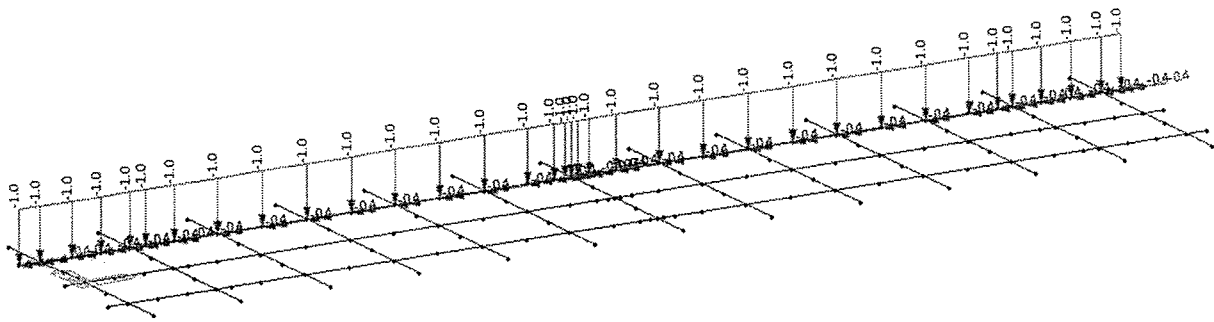
- 도상



- 레벨 + 연
표

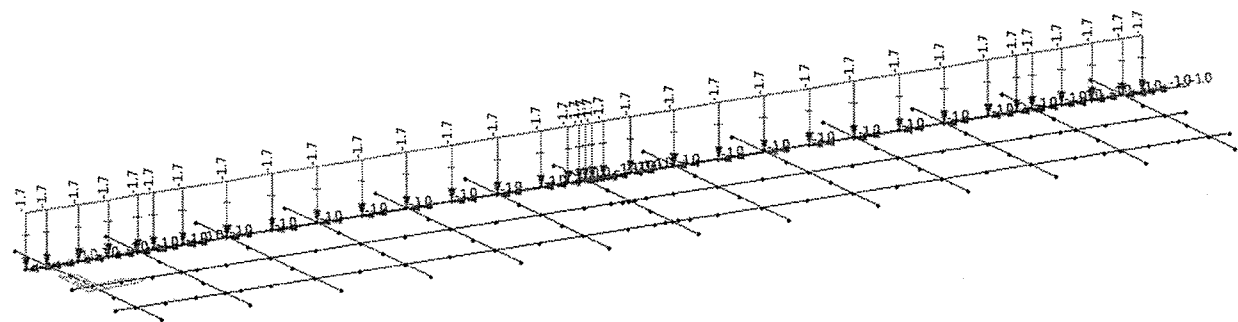


- 케이블

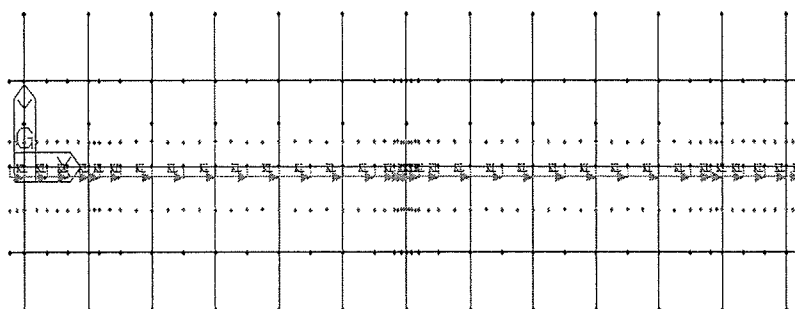


(4) 합성후 활하중

- 보도적재하중



- KL2012



Vehicular Load Name : KL2012

Truck Load

Lane Load

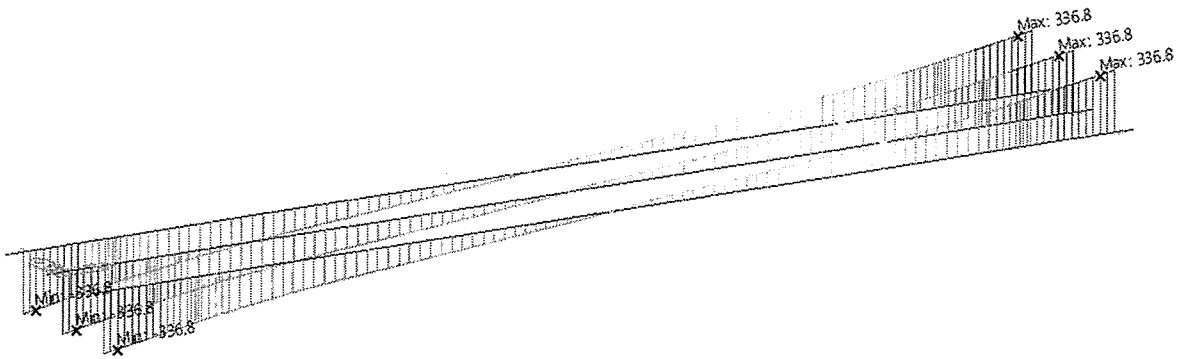
Truck Load			Lane Load	
P#	D#		w	PL
No	Load(kN)	Spacing(m)		
1	220	3	80	0
2	220	end	PLM	0
			PLV	0

Add Insert Modify Delete

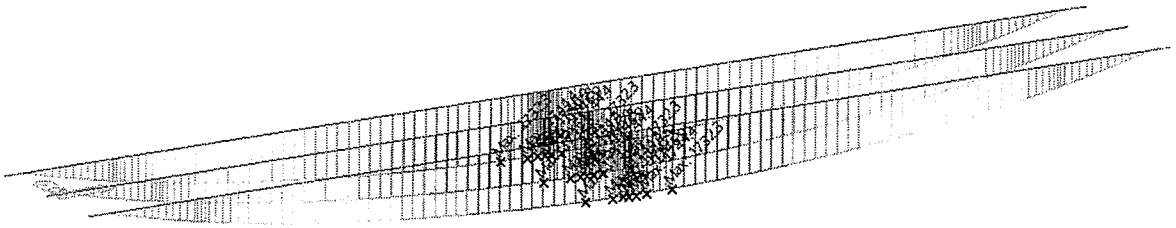
4.3.2 단면력도

(1) 빔 자중

- 전단력도

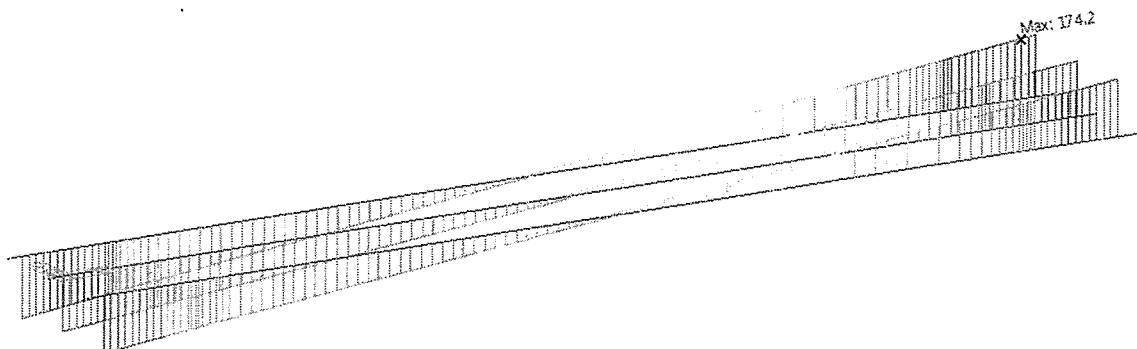


- 모멘트도

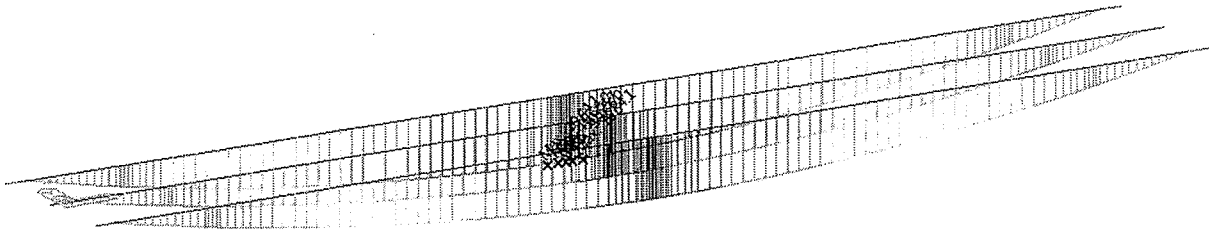


(2) 합성전 고정하중

- 전단력도

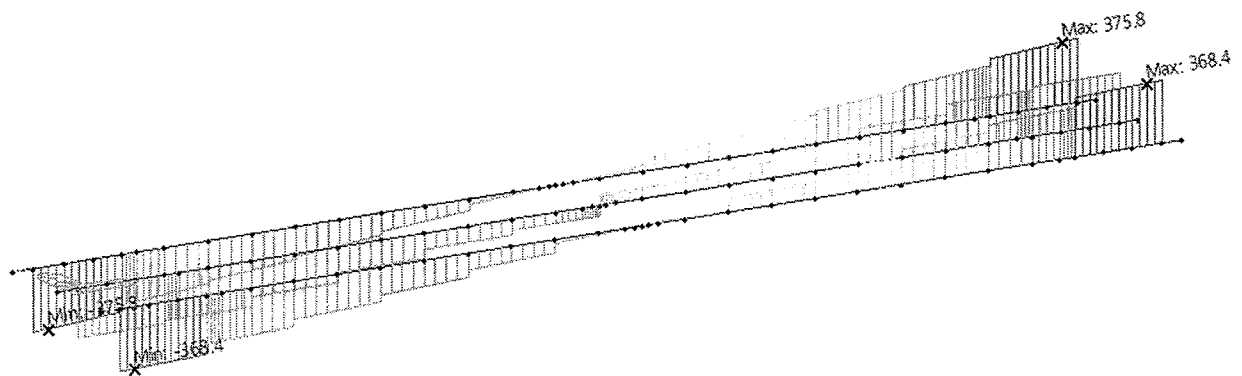


- 모멘트도

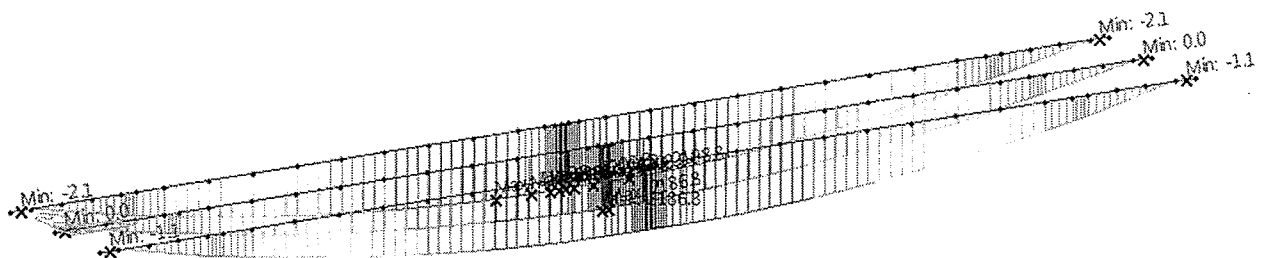


(3) 합성후 고정하중

- 전단력도

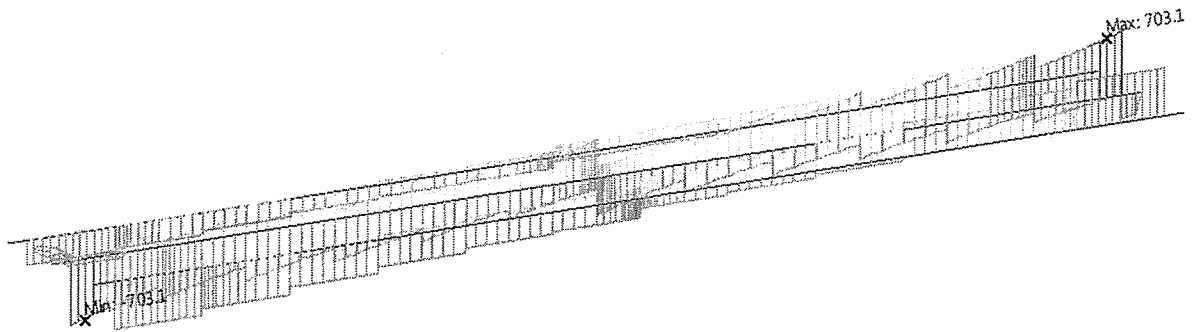


- 모멘트도

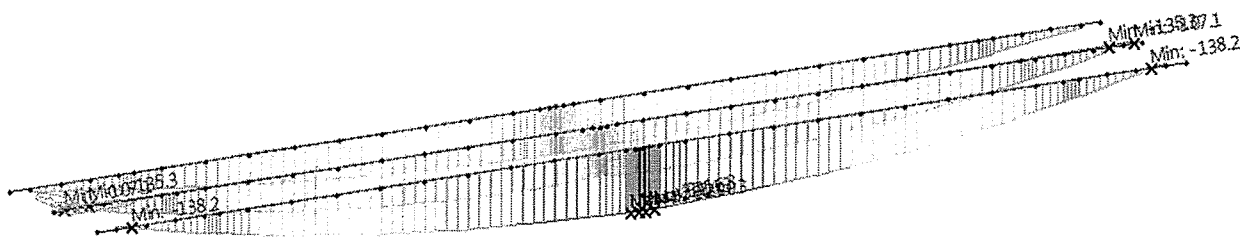


(4) 합성후 활하중

- 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

$$\Delta f_{pf} = f_{p0} (1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa x)})$$

쉬스관 종류	곡률마찰계수 μ (/rad)	파상마찰계수 κ (/m)
아연도금 금속쉬스	0.25	0.005

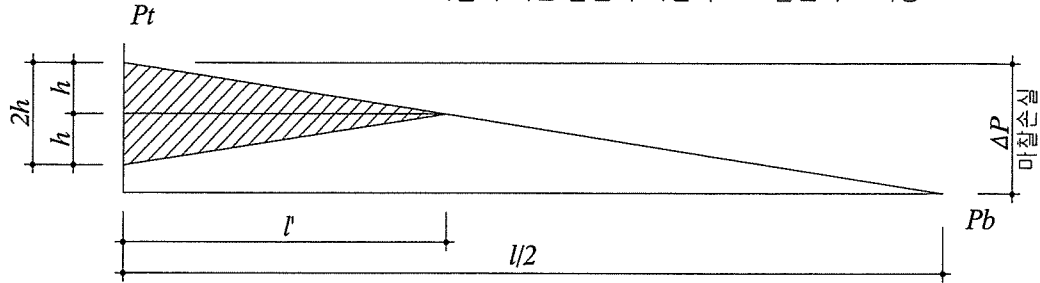
④ 빔 중앙부에서의 마찰 손실

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)

$$\Delta f_r = 35 - 0.07 \times 140.06 - 0.1 \times 44.04 - 0.05 \times (36.40 + 118.57) = 13.04 \text{ MPa}$$

② 외측거더(G1)

$$\Delta f_r = 35 - 0.07 \times 140.06 - 0.1 \times 44.04 - 0.05 \times (36.40 + 117.80) = 13.08 \text{ MPa}$$

③ 외측거더(G3)

$$\Delta f_r = 35 - 0.07 \times 140.06 - 0.1 \times 44.04 - 0.05 \times (36.40 + 118.71) = 13.04 \text{ MPa}$$

(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

$$\text{빔 자중에 의한 모멘트 } (M_{Dl}) = 1,747.33 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{Dl}}{S_{t,gir}} = \frac{1,747.33 \times 10^6}{522,872,368} = 3.34 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{Dl}}{S_{b,gir}} = \frac{1,747.33 \times 10^6}{-549,438,294} = -3.18 \quad \text{MPa}$$

4.6.2 PS강선 긴장에 의한 응력

(1) 초기 긴장력에 의한 응력

$$\text{초기 긴장력 } (P_i) = \sum (f_{pi} \times A_{ps}) = 5,330.52 = 5,330,520.00 \quad \text{N}$$

$$\begin{aligned} \text{초기 편심 모멘트 } (M_{pi}) &= P_i \times e_p = 5,330,520.00 \times -989.64 \\ &= -5,275,295,812.80 \quad \text{N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{top,gir} &= \frac{P_i}{A_3} + \frac{M_{pi}}{S_{t,gir}} = \frac{5,330,520}{876,859} + \frac{-5,275,295,813}{522,872,368} \\ &= 6.08 + -10.09 = -4.01 \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{bot,gir} &= \frac{P_i}{A_3} + \frac{M_{pi}}{S_{b,gir}} = \frac{5,330,520}{876,859} + \frac{-5,275,295,813}{-549,438,294} \\ &= 6.08 + 9.60 = 15.68 \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

(2) 유효 긴장력에 의한 응력

① 내측거더(G2)

$$\text{유효 긴장력 } (P_e) = \sum (f_{pe} \times A_{ps}) = 4,600.68 = 4,600,680.00 \quad \text{N}$$

$$\begin{aligned} \text{유효 편심 모멘트 } (M_{pe}) &= P_e \times e_p = 4,600,680.00 \times -989.64 \\ &= -4,553,016,955.20 \quad \text{N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{top,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{4,600,680}{876,859} + \frac{-4,553,016,955}{522,872,368} \\ &= 5.25 + -8.71 = -3.46 \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{bot,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{4,600,680}{876,859} + \frac{-4,553,016,955}{-549,438,294} \\ &= 5.25 + 8.29 = 13.54 \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

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)	
	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			1.76	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

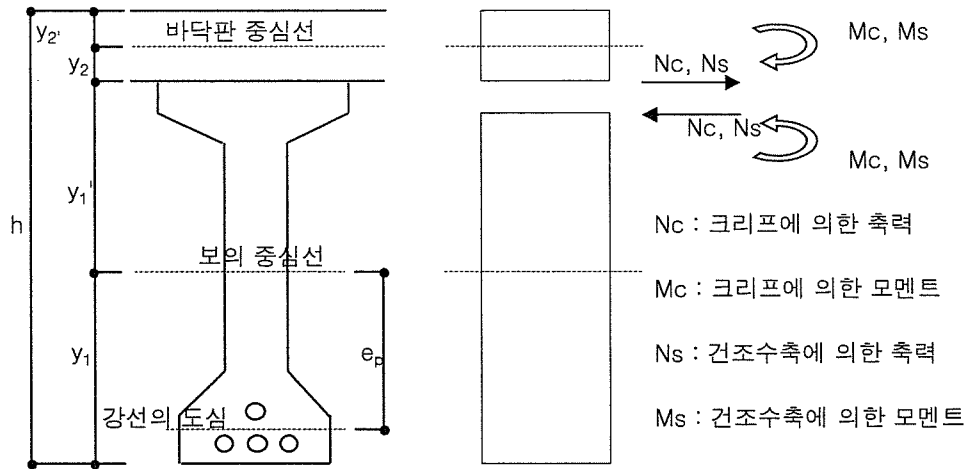
하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.67	12.50
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.12	10.36
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.92	8.42
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.61	1.15	3.17	5.46
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	3.67	2.62	4.77	1.68
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	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

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30,008}{27,537} \times \frac{629,595,846,827}{2,861,077,333} = 239.802 \\
 B &= 1 + m = 1 + 239.802 = 240.802 \\
 C &= y_1' - m y_2 = 1.141 - 240.802 \times 0.140 = -32.571 \\
 F &= y_1'^2 + y_{c1}^2 + m y_{c2}^2 + m y_2^2 \\
 &= 1.204^2 + 0.718 + 239.802 \times 0.007 + 239.802 \times 0.140^2 \\
 &= 8.435 \\
 K &= \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750 \\
 K' &= \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550 \\
 P &= 4,600.680 \quad \text{kN} \\
 M_{d1} &= 1,747.329 \quad \text{kN-m} \\
 M_{d2} &= 980.708 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_c &= \frac{0.550}{-32.571^2 - 240.802 \times 8.435} \times [4,600.680 \times \{240.802 \times (1.204 \times 0.620 - 0.718) \\
 &\quad - 32.571 \times 0.620\} + 1,747.329 \times (-32.571 - 240.802 \times 1.204)] \\
 &\quad - \frac{0.750}{-32.571^2 - 240.802 \times 8.435} \times 980.708 \times (-32.571 - 240.802 \times 1.204) \\
 &= -493.392 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_c &= \frac{0.550}{240.802 \times 8.435 - 32.571^2} \times [4,600.680 \times \{-32.571 \times (1.204 \times 0.620 - 0.718) \\
 &\quad - 8.435 \times 0.620\} + 1,747.329 \times (8.435 - 32.571 \times 1.204)] \\
 &\quad - \frac{0.750}{240.802 \times 8.435 - 32.571^2} \times 980.708 \times (8.435 - 32.571 \times 1.204) \\
 &= -67.267 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 N_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629596 \times \frac{240.802}{240.802 \times 8.435 - 32.571^2} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\
 &= 175.827 \quad \text{kN} \\
 M_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629596 \times \frac{-32.571}{-32.571^2 - 240.802 \times 8.435} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\
 &= 23.783 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

4.7.2 외측거더 (G1)

– 크리프에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30,008}{27,537} \times \frac{629,595,846,827}{3,450,122,667} = 198.86 \\
 B &= 1 + m = 1 + 198.86 = 199.860 \\
 C &= y_1' - m y_2 = 1.141 - 199.860 \times 0.140 = -26.839 \\
 F &= y_1'^2 + y_{c1}^2 + m y_{c2}^2 + m y_2^2 \\
 &= 1.204^2 + 0.718^2 + 198.86 \times 0.007^2 + 198.86 \times 0.140^2 \\
 &= 7.365 \\
 K &= \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750 \\
 K' &= \frac{\phi_t}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550 \\
 P &= 4,603.860 \quad \text{kN} \\
 M_{d1} &= 1,747.329 \quad \text{kN-m} \\
 M_{d2} &= 1,066.694 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_c &= -\frac{0.550}{-26.839^2 - 199.860 \times 7.365} \times [4,603.860 \times \{199.860 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) \\
 &\quad - 26.839 \times 1.209\} + 1,747.329 \times (-26.839 - 199.860 \times 1.204)] \\
 &\quad - \frac{0.750}{-26.839^2 - 199.860 \times 7.365} \times 1,066.694 \times (-26.839 - 199.860 \times 1.204) \\
 &= -20.956 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_c &= -\frac{0.550}{199.860 \times 7.365 - -26.839^2} \times [4,603.860 \times \{-26.839 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) \\
 &\quad - 7.365 \times 1.209\} + 1,747.329 \times (7.365 - -26.839 \times 1.204)] \\
 &\quad - \frac{0.750}{199.860 \times 7.365 - -26.839^2} \times 1,066.694 \times (7.365 - -26.839 \times 1.204) \\
 &= 3.688 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

– 건조수축에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 N_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629596 \times \frac{199.860}{199.860 \times 7.365 - -26.839^2} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\
 &= 188.386 \quad \text{kN} \\
 M_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629596 \times \frac{-26.839}{-26.839^2 - 199.860 \times 7.365} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\
 &= 25.298 \quad \text{kN-m}
 \end{aligned}$$

4.7.3 외측거더 (G3)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30,008}{27,537} \times \frac{629,595,846,827}{3,113,525,333} = 220.359$$

$$B = 1 + m = 1 + 220.359 = 221.359$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.141 - 221.359 \times 0.140 = -29.849$$

$$\begin{aligned} F &= y_1'^2 + y_{c1}'^2 + m y_{c2}'^2 + m y_2'^2 \\ &= 1.204^2 + 0.718 + 220.359 \times 0.007 + 220.359 \times 0.140^2 \\ &= 7.927 \end{aligned}$$

$$K = \frac{\phi^\infty}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{3.000}{(1 + 3.000)} = 0.750$$

$$K' = \frac{\phi_i}{(1 + \phi^\infty)} = \frac{2.200}{(1 + 3.000)} = 0.550$$

$$P = 4,600.080 \quad \text{kN}$$

$$M_{d1} = 1,747.329 \quad \text{kN-m}$$

$$M_{d2} = 990.266 \quad \text{kN-m}$$

$$\begin{aligned} N_c &= \frac{0.550}{-29.849^2 - 221.359 \times 7.927} \times [4,600.080 \times \{221.359 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) \\ &\quad - 29.849 \times 1.209\} + 1,747.329 \times (-29.849 - 221.359 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{-29.849^2 - 221.359 \times 7.927} \times 990.266 \times (-29.849 - 221.359 \times 1.204) \\ &= -0.823 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{0.550}{221.359 \times 7.927 - -29.849^2} \times [4,600.080 \times \{-29.849 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) \\ &\quad - 7.927 \times 1.209\} + 1,747.329 \times (7.927 - -29.849 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{221.359 \times 7.927 - -29.849^2} \times 990.266 \times (7.927 - -29.849 \times 1.204) \\ &= 6.007 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$\begin{aligned} N_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629596 \times \frac{221.359}{221.359 \times 7.927 - -29.849^2} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 181.568 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_s &= 0.00015 \times 30,008,000 \times 0.629596 \times \frac{-29.849}{-29.849^2 - 221.359 \times 7.927} \times \frac{1}{1 + 3.000} \\ &= 24.483 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \text{ 플랜지 두께 } h_f &= 280.00 \text{ mm} \\
 b_f &= 1,700.00 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 + 280.00 - 156.25 = 2,473.75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트

$$\begin{aligned}
 \text{슬래브 } f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 \text{거더 } f_{ck} &= 40.00 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \textcircled{3} \text{ PS 강재 } A_{ps} &= 4,344.00 \text{ mm}^2 \\
 f_{pe} &= 1,059.09 \text{ MPa} > 0.5 f_{pu} \text{ (강재응력 근사식으로 계산)} \\
 f_{pu} &= 1,900.00 \text{ MPa} \\
 f_{py} &= 1,600.00 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4,344.00}{1,700.00 \times 2,473.75} = 0.001033$$

(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

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right] \\ &= 1,900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.065423 \right] = 1,818.22 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(6) 해석단면 판단

$$\begin{aligned} 0.85 \times f_{ck} \times a \times b &= A_{ps} \times f_{ps} \\ a &= \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4,344.00 \times 1,818.22}{0.85 \times 30.00 \times 1,700.00} \\ &= 182.2 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형보 해석} \end{aligned}$$

(7) 강재지수 계산

$$\begin{aligned} q_{pw} &= \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \\ &= \frac{4,344.00}{1,700.00 \times 2,473.75} \times \frac{1,818.22}{30.00} \\ &= 0.063 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301 \end{aligned}$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times (d_p - a / 2) \\ &= 0.9 \times 4,344.00 \times 1,818.22 \times (2,473.75 - 182.20 / 2) \\ &= 16,937.10 \text{ kN-m} > M_u = 12,389.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n / M_u = 16,937.10 / 12,389.00 = 1.37$$

(9) M_{cr} 계산

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_c \\ \text{여기서, } f_{ru} &= 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa} \\ f_{pe} &= 13.54 \text{ MPa} \\ Z_c &= 727,983,991.00 \text{ mm}^3 \\ M_{cr} &= (13.54 + 3.98) \times 727,983,991.00 = 12,754,279,522.32 \text{ N-mm} \\ 1.2 M_{cr} &= 15,305.14 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 16,937.10 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

(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

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_{cr} \\ &= 16,937.10 / 12,754.28 = 1.33 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 극한하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_u \\ &= 16,937.10 / 12,389.00 = 1.37 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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 $0.36 \beta_1$ 보다 작은 경우

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times (d_p - a/2) \\ &= 0.9 \times 4,344.00 \times 1,832.15 \times (2,473.75 - 152.25 / 2) \\ &= 17,174.12 \text{ kN-m} > M_u = 12,524.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n / M_u = 17,174.12 / 12,524.00 = 1.37$$

(9) M_{cr} 계산

$$M_{cr} = (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_c$$

$$\text{여기서, } f_{ru} = 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa}$$

$$f_{pe} = 13.54 \text{ MPa}$$

$$Z_c = 744,035,957.00 \text{ mm}^3$$

$$M_{cr} = (13.54 + 3.98) \times 744,035,957.00 = 13,035,509,966.64 \text{ N-mm}$$

$$1.2 M_{cr} = 15,642.61 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 17,174.12 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

(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

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \text{ 플랜지 두께 } h_f &= 280.00 \text{ mm} \\
 b_f &= 1,850.00 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 + 280.00 - 156.25 = 2,473.75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

② 콘크리트

$$\begin{aligned}
 \text{슬래브 } f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 \text{거더 } f_{ck} &= 40.00 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \textcircled{3} \text{ PS 강재 } A_{ps} &= 4,344.00 \text{ mm}^2 \\
 f_{pe} &= 1,694.32 \text{ MPa} > 0.5 f_{pu} \text{ (강재응력 근사식으로 계산)} \\
 f_{pu} &= 1,900.00 \text{ MPa} \\
 f_{py} &= 1,600.00 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4,344.00}{1,850.00 \times 2,473.75} = 0.000949$$

(3) γ_p , β_1 계산

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1,600.00}{1,900.00} = 0.84$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_p &= 0.55 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.80 &= 0.55 \\
 &0.40 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.85 \\
 &0.28 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.90
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 &= 0.836 \\
 &0.85 : f_{ck} < 28
 \end{aligned}$$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right]$$

$$= 1,900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.060103 \right] = 1,824.87 \text{ MPa}$$

(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

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_{cr} \\ &= 17,049.56 / 12,881.85 = 1.32 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 극한하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_u \\ &= 17,049.56 / 13,664.00 = 1.25 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4.9 전 단 설계

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

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_4} = \frac{4,600,680.00}{1,495,866.04} = 3.08 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \sum 2 a \times (x - k) / 4 EA \\
 &= 0.141 \text{ rad} \\
 V_p &= \frac{4,600,680.00 \times \sin 0.141}{1} = 646,548.56 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.08) \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 646,548.56 \\
 &= 3,638,447.94 \text{ N} = 3,638.45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 s &= 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.} \\
 A_v &= 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2 \\
 \text{사용철근량 } 2 \times D_{13} &= 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

(3) 위험단면 2 $h = 6,000$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 4,600,680 \text{ N}$$

$$h = 2,350 \text{ mm}$$

$$b = 1,000 \text{ mm}$$

$$b_w = 200.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 876,859 \text{ mm}^2$$

$$y_{b_d} = -1,145.89 \text{ mm}$$

$$I_{A_d} = 629,595,846,827 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,436.39 \text{ mm}$$

$$d_p = \frac{2,350.00 - (142 + 222 + 306 + 492 + 0)}{4} = 2,059.50 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 2,059.50 \text{ mm}$$

$$V_D = 131.86 + 81.83 + 149.21 = 362.90 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b_d}}{I_d}$$

$$= \frac{4,600,680.00}{876,859.04} + \frac{4,600,680.00 \times -1,436.39 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

$$= 17.27 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$f_d = M_{DO} \times y_{b_d} / I_{A_d}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

$$= -2.43 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$M_{cr} = \frac{629,595,846,827}{1,145.89} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 17.27 + -2.43)$$

$$= 12,561.41 \text{ kN-m}$$

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50$$

$$+ 362,902.00 + \left(\frac{1,480,570 \times 12,561}{9,547.16} \right)$$

$$= 2,441,174.98 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p$$

$$= 0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50$$

$$= 364,711.81 \text{ N}$$

$$\therefore V_{ci} = 2,441.17 \text{ kN}$$

② V_{cw} 계산

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{ (f_{ck}) + 0.3 f_{pc} }) \times b_w \times d_p + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_d} = \frac{4,600,680.00}{876,859.04} = 5.25 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \sum 2 a \times (x - k) / 4 EA \\ &= 0.070 \text{ rad} \end{aligned}$$

$$V_p = 4,600,680.00 \times \sin 0.070 = 321,784.66 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{ 40.00 + 0.3 \times 5.25 }) \times 200.00 \times 2,059.50 \\ &\quad + 321,784.66 \\ &= 1,726,001.62 \text{ N} = 1,726.00 \text{ kN} \end{aligned}$$

③ V_c 계산

$$V_c = V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값}$$

$$V_c = 1,726.00 \text{ kN}$$

④ V_s 계산

$$V_u < \phi V_c / 2 \quad : \text{ 전단철근 필요없음}$$

$$\phi V_c / 2 < V_u < \phi V_c \quad : \text{ 최소 전단철근 필요}$$

$$\phi V_c < V_u \quad : \text{ 전단철근 설계}$$

$$V_u = 1,480.57 \text{ kN}$$

$$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 1,726.00 / 2 = 733.55 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,726.00 = 1,467.10 \text{ kN}$$

$\therefore$ 전단설계

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량 } 2 \times D_{13} &= 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \\ &\therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

(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

$$\Delta T = 5 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (바닥판과 기타부분의 온도차)} \quad [\text{철도설계기준(노반편) 8.2.2}]$$

$$V_t = \alpha \times \Delta T \times E \times A$$

$$= 0.00001 \times 5 \times 27,537,000 \times 0.280 \times 1.700 = 655.381 \text{ kN}$$

$$\tau_t = \frac{655,381}{1,000.00 \times 1,700} = 0.386 \text{ MPa}$$

- ⑤ 극한 응력의 산정

- 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

$$\begin{aligned} \tau_u &= 1.35 \tau_d + 1.85 \tau_l \text{ 또는 } 1.35 \tau_d + 1.4 \tau_l + 1.35(\tau_{c+s}) \text{ 중에서 큰 값} \\ &= 1.35 \times 0.185 + 1.85 \times 0.508 = 1.190 \text{ MPa} \\ &= 1.35 \times 0.185 + 1.40 \times 0.508 \\ &\quad + 1.35 \times (0.187 + 0.386) = 1.735 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\therefore \tau_u = 1.735 \text{ MPa} < \phi 2.45 = 0.85 \times 2.45 = 2.083 \text{ MPa}$$

$\therefore$ 최소 전단연결재 설치 [철도설계기준(노반편) 10.6.6]

- ⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

$$s = 300 \text{ mm} < \text{Min}(4b_w, 600) = \text{Min}(800, 600) = 600 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$A_v = 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1,000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량 } 2 \times D 16 = 2 \times 198.60 = 397.20 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K.}$$

4.9.2 외측 거더(G1)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	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

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 4,603,860.00 \text{ N}$$

$$h = 2,350.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b_w = 577.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 1,495,866.04 \text{ mm}^2$$

$$y_{bd} = -1,208.70 \text{ mm}$$

$$I_{Ad} = 765,636,192,351.00 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,797.45 \text{ mm}$$

$$d_p = 2,350.00 - (240 + 462 + 684 + 969 + 0) / 4$$

$$= 1,761.25 \text{ mm} < 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$V_D = 241.50 + 140.85 + 287.60 = 669.94 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bd}}{I_d}$$

$$= \frac{4,603,860.00}{1,495,866.04} + \frac{4,603,860.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00}$$

$$= 16.14 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$\begin{aligned}
 f_d &= M_{DO} \times y_{b4} / I_{A4} \\
 &= \frac{675.10 \times 1,000,000.00 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00} \\
 &= -1.07 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력}) \\
 M_{cr} &= \frac{765,636,192,351.00}{1,208.70} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 16.14 + -1.07) \\
 &= 12,904.57 \text{ kN-m} \\
 V_{ci} &= 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 669,944.00 + \left(\frac{1,534,230.00 \times 12,904.57}{4,562.69} \right) \\
 &= 5,352,208.98 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\
 &\quad = 0.14 \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad = 960,487.45 \text{ N} \\
 \therefore V_{ci} &= 5,352.21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② V_{cw} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_4} = \frac{4,603,860.00}{1,495,866.04} = 3.08 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \sum 2 a \times (x - k) / 4 EA \\
 &= 0.141 \text{ rad} \\
 V_p &= 4,603,860.00 \times \sin 0.141 = 646,995.46 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.08) \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 646,995.46 \\
 &= 3,638,894.84 \text{ N} = 3,638.89 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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_u 계산

$$\begin{aligned}
 V_u &< \phi V_c / 2 && : \text{전단철근 필요없음} \\
 \phi V_c / 2 &< V_u < \phi V_c && : \text{최소 전단철근 필요} \\
 \phi V_c &< V_u && : \text{전단철근 설계}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,534.23 \text{ kN} \\
 \phi V_c / 2 &= 0.85 \times 3,638.89 / 2 = 1,546.53 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 3,638.89 = 3,093.06 \text{ kN} \\
 \therefore \text{전단철근 필요없음}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s &= 300 \text{ mm} < \text{Min}(0.75h, 600) = \text{Min}(1763, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \\
 A_v &= 0.35 \times \frac{b_w \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{577.00 \times 300.00}{300.00} = 201.95 \text{ mm}^2 \\
 \text{사용철근량 } 2 \times D_{13} &= 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

(3) 위험단면 2 $h = 6,000$ mm 지점

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 4,603,860.00 \text{ N}$$

$$h = 2,350.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b_w = 200.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 876,859.04 \text{ mm}^2$$

$$y_{bd} = -1,145.89 \text{ mm}$$

$$I_{Ad} = 629,595,846,827.00 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,436.39 \text{ mm}$$

$$d_p = \frac{2,350.00 - (142 + 222 + 306 + 492 + 0)}{4} = 2,059.50 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 2,059.50 \text{ mm}$$

$$V_D = 131.86 + 89.01 + 174.20 = 395.07 \text{ kN}$$

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

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bd}}{I_d}$$

$$= \frac{4,600,080.00}{1,495,866.04} + \frac{4,600,080.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00}$$

$$= 16.13 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$\begin{aligned}
 f_d &= M_{DO} \times y_{b4} / I_{A4} \\
 &= \frac{675.10 \times 1,000,000.00 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00} \\
 &= -1.07 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \frac{765,636,192,351}{1,208.70} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 16.13 + -1.07) \\
 &= 12,898.24 \text{ kN-m} \\
 V_{ci} &= 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 871,966.00 + \left(\frac{1,966,130.00 \times 12,898.24}{5,023.60} \right) \\
 &= 6,263,093.54 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\
 &\quad = 0.14 \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad = 960,487.45 \text{ N} \\
 \therefore V_{ci} &= 6,263.09 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② V_{cw} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_d} = \frac{4,600,080.00}{1,495,866.04} = 3.08 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \sum 2 a \times (x - k) / 4 EA \\
 &= 0.141 \text{ rad} \\
 V_p &= 4,600,080.00 \times \sin 0.141 = 646,464.24 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.08) \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 646,464.24 \\
 &= 3,638,363.62 \text{ N} = 3,638.36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$f_{ck} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$P_e = 4,600,080.00 \text{ N}$$

$$h = 2,350.00 \text{ mm}$$

$$b = 1,000.00 \text{ mm}$$

$$b_w = 200.00 \text{ mm}$$

$$A_d = 876,859.04 \text{ mm}^2$$

$$y_{b,d} = -1,145.89 \text{ mm}$$

$$I_{A,d} = 629,595,846,827.00 \text{ mm}^4$$

$$e_p = -1,436.39 \text{ mm}$$

$$d_p = \frac{2,350.00 - (142 + 222 + 306 + 492 + 0)}{4}$$

$$= 2,059.50 \text{ mm} > 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm}$$

$$\therefore d_p = 2,059.50 \text{ mm}$$

$$V_D = 131.86 + 82.63 + 164.34 = 378.84 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d)$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{b,d}}{I_d}$$

$$= \frac{4,600,080.00}{876,859.04} + \frac{4,600,080.00 \times -1,436.39 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

$$= 17.27 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$f_d = M_{D0} \times y_{b,d} / I_{A,d}$$

$$= \frac{1,336.63 \times 1,000,000.00 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

$$= -2.43 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$M_{cr} = \frac{629,595,846,827.00}{1,145.89} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 17.27 + -2.43)$$

$$= 12,561.41 \text{ kN-m}$$

$$V_{ci} = 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50$$

$$+ 378,835.00 + \left(\frac{1,205,920.00 \times 12,561.41}{10,805.93} \right)$$

$$= 1,910,917.25 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p$$

$$= 0.14 \sqrt{40.00} \times 200.00 \times 2,059.50$$

$$= 364,711.81 \text{ N}$$

$$\therefore V_{ci} = 1,910.92 \text{ kN}$$

② V_{cw} 계산

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_d} = \frac{4,600,080.00}{876,859.04} = 5.25 \text{ MPa}$$

$$\text{긴장재 배치각도 } \alpha = \frac{\sum 2 a \times (x - k)}{4 EA} = 0.070 \text{ rad}$$

$$V_p = \frac{4,600,080}{x} \sin 0.070 = 321,742.69 \text{ N}$$

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 5.25) \times 200.00 \times 2,059.50 + 321,742.69$$

$$= 1,725,959.65 \text{ N} = 1,725.96 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned} \Delta T &= 5 \text{ }^{\circ}\text{C} \text{ (바닥판과 기타부분의 온도차)} && [\text{철도설계기준(노반편) 8.2.2}] \\ V_t &= \alpha \times \Delta T \times E \times A \\ &= 0.00001 \times 5 \times 27,537,000 \times 0.280 \times 1.850 \\ &= 713.208 \text{ kN} \\ \tau_t &= \frac{713,208}{1,000.00 \times 1,850} = 0.386 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- ⑤ 극한 응력의 산정

- 접촉면이 청결하고 부유물이 없으며 표면이 대략 7mm 깊이로 일부러 거칠게 만들어진 경우로 검토

$$\begin{aligned} \tau_u &= 1.35 \tau_d + 1.85 \tau_l \text{ 또는 } 1.35 \tau_d + 1.4 \tau_l + 1.35(\tau_{c+s} \text{ 중에서 큰 값}) \\ &= 1.35 \times 0.235 + 1.85 \times 0.37 = 1.002 \text{ MPa} \\ &= 1.35 \times 0.235 + 1.40 \times 0.37 \\ &\quad + 1.35 \times (-0.098 + 0.386) = 1.224 \text{ MPa} \\ \therefore \tau_u &= 1.224 \text{ MPa} < \phi 2.45 = 0.85 \times 2.45 = 2.083 \text{ MPa} \\ &\therefore \text{최소 전단연결재 설치} \quad [\text{철도설계기준(노반편) 10.6.6}] \end{aligned}$$

- ⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

$$\begin{aligned} s &= 300 \text{ mm} < \text{Min}(4b_w, 600) = \text{Min}(800, 600) = 600 \text{ mm} \therefore \text{O.K.} \\ A_v &= 0.35 \times \frac{b_v \times s}{f_y} = 0.35 \times \frac{1,000 \times 300}{300.00} = 350.00 \text{ mm}^2 \\ \text{사용철근량} &2 \times D 16 = 2 \times 198.60 = 397.20 \text{ mm}^2 \\ &\therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

4.10 사용성 검토

(1) 거더 중앙부 처짐 기준

$$\delta_c = 5 \times M \times L^2 / (48 \times E_c \times I)$$

여기서, $L = 24,000.00$ mm

$E_c = 30,008.00$ MPa

- 주행안정성을 위한 허용처짐값

$$\delta_L \leq L / 600$$

- 승차감 만족을 위한 허용처짐값

설계속도 (V)(km/h)	거더 또는 부재의 경간(m)										
	0~20	25	30	35	40	45	50	55	60~75	80~95	100~120
270<V<350	L/1500	L/1500	L/1600	L/1750	L/1900	L/2100	L/2200	L/2350	L/2500	L/2200	L/1900
200<V≤270	L/1300	L/1400	L/1500	L/1600	L/1700	L/1900	L/2000	L/2100	L/2000	L/1700	L/1400
V≤200	L/1100	L/1200	L/1300	L/1500	L/1500	L/1400	L/1300	L/1200	L/1100	L/800	L/600

$$\delta_L \leq L / 1,400$$

(2) 내측거더 (G2)

(+ : 상향, - : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm ⁴)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	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

$$\delta_{cr2} = 2.2 \times (-5.82 + -3.11 + -3.77 + 15.91)$$

$$= 7.062 \text{ mm}$$

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

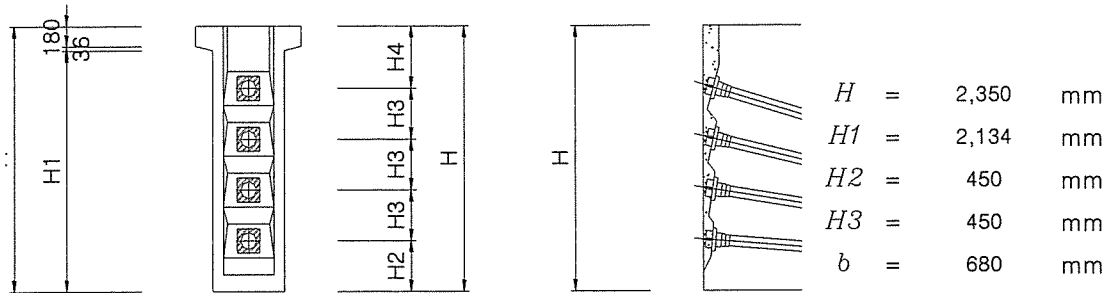
(양단긴장시)

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)	입사각 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

$$\begin{aligned}
 f_{ba} &= 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2 \right)} \leq 1.1 \times f_{ci} \\
 &= 0.7 \times 32.00 \times \sqrt{\left(\frac{202,500.00}{42,906.69} - 0.2 \right)} \\
 &= 47.62 \text{ MPa} > 1.1 \times 32.00 = 35.20 \text{ MPa} \\
 f_{ci} &: \text{프리스트레스 도입시의 압축강도} & 32.00 \text{ MPa} \\
 A_b' &: \text{정착판의 도심과 일치하는 정착판의 얇은꼴을 부재단부에 가장 크게 그렸을 때} \\
 &\quad \text{그 도형의 면적} & 450.00 \times 450.00 = 202,500.00 \text{ mm}^2 \\
 A_b &: \text{정착판의 면적} & 215.00 \times 215.00 = 46,225.00 \text{ mm}^2 \\
 A_e &: \text{정착판의 유효면적} & A_e = \Sigma \pi D_i^2 / 4 = 42,906.69 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- 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

$$R_j = 0.25 \times F_{j0} \times (1 - \alpha_j / b_j) \quad (\alpha_j : \text{정착구 일변길이, } b_j : \text{닭은 사각형 일변길이})$$

$$A_{bj} = R_j / (k_j \cdot f_{s,lim})$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$f_{s,lim} = 2/3 f_y = 200.00 \text{ MPa}$$

$$k_j = 1.0 \quad (\text{외측 PS강재})$$

$$1.5 \quad (\text{내측 PS강재})$$

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

$$R_j = 0.25 \times F_{j0} \times (1 - \alpha_j / b_j) \quad (\alpha_j : \text{정착구 일변길이, } b_j : \text{닭은 사각형 일변길이})$$

$$A_{bj} = R_j / (k_j \cdot f_{s,lim})$$

$$f_y = 300.00 \text{ MPa}$$

$$f_{s,lim} = 2/3 f_y = 200.00 \text{ MPa}$$

$$k_j = 1.0 \quad (\text{외측 PS강재})$$

$$1.5 \quad (\text{내측 PS강재})$$

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

$$T_{spall} = 0.04 \times F_{j0} = 0.04 \times 1,532,560.00 = 61,302.40 \text{ N}$$

$$A_{s2} = T_{spall} / f_{s,lim}$$

$$= 61,302.40 / 200.00 = 306.51 \text{ mm}^2$$

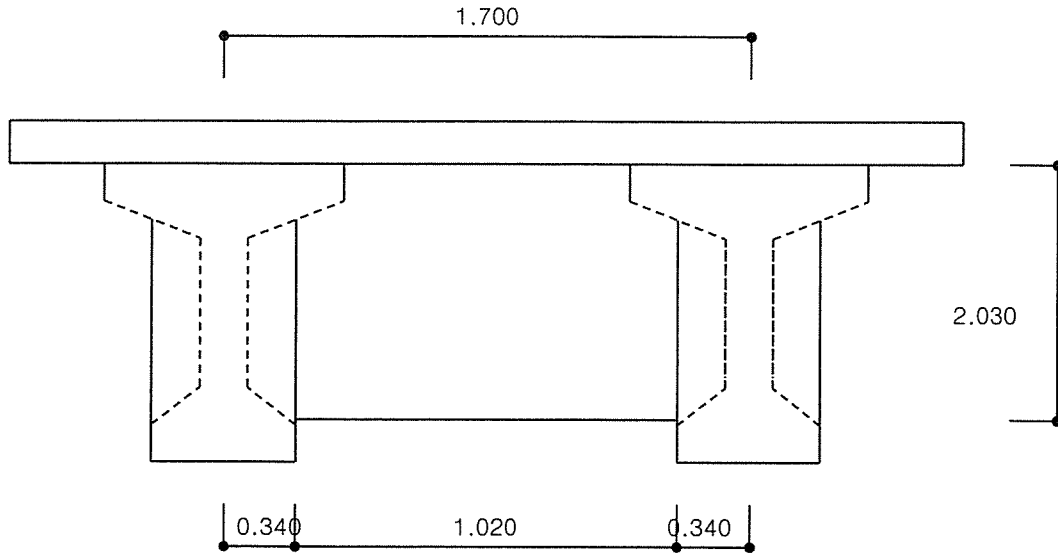
$$A_{use} = D16 - 4 = 794.40 \times 4$$

$$= 3,177.60 \text{ mm}^2 > 306.51 \text{ mm}^2$$

∴ 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

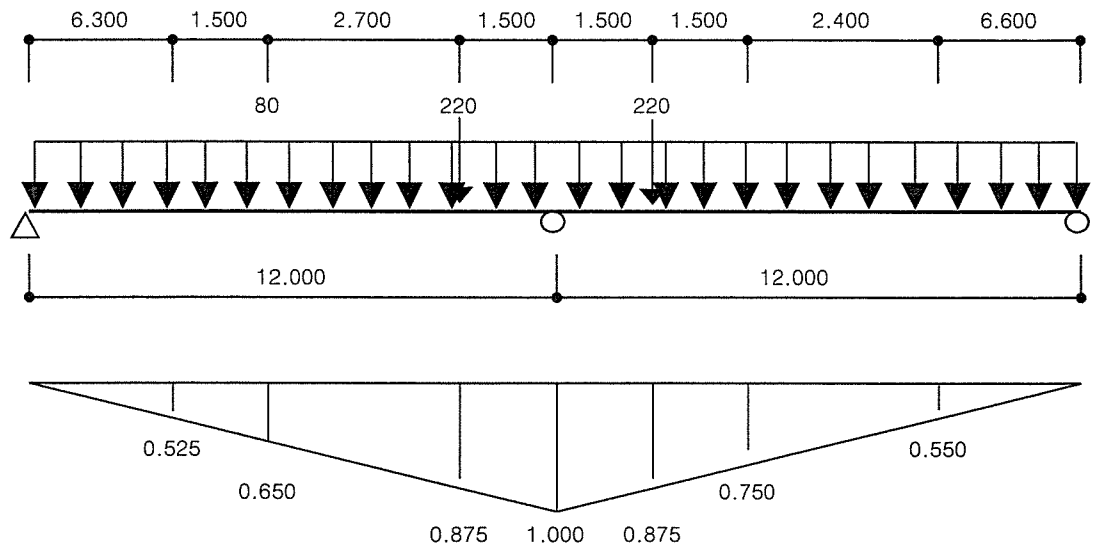
① 충격계수

$$4 \text{ m} < l \leq 39 \text{ m}$$

$$i = 125 / \sqrt{l} = 125 / \sqrt{12.000} = 36.950 \%$$

$$= 0.370$$

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

$$M_u = 1.35 \times M_d + 1.85 \times M_L = 1.35 \times 30.765 + 1.85 \times 69.916 = 170.88 \text{ kN-m}$$

$$= 1.6 \times M_d + 1.6 \times M_L = 1.6 \times 30.765 + 1.6 \times 69.916 = 161.09 \text{ kN-m}$$

$$V_u = 1.35 \times S_d + 1.85 \times S_L = 1.35 \times 120.648 + 1.85 \times 274.181 = 670.11 \text{ kN}$$

$$= 1.6 \times S_d + 1.6 \times S_L = 1.6 \times 120.648 + 1.6 \times 274.181 = 631.73 \text{ kN}$$

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

$$a = f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0392 A_s$$

$$M_n = M_u / \Phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,}$$

$$6.00 A_s^2 - 585,000.00 A_s + 189,866,667.00 = 0$$

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

$$a = f_y \times A_{s\_use} / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 39.74 \text{ mm}$$

$$\Phi_b \cdot M_n = \Phi_b \times [A_s \times f_y \times (d - a / 2)]$$

$$= 528,118,310.34 \text{ N-m} > M_u = 170,880,000.00 \text{ N-m}$$

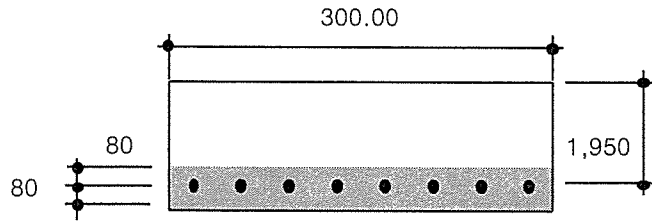
$$\therefore \text{O.K}$$

(6) 휨철근 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

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1013.40 / (300.00 \times 1950.00) = 0.00173$$

$$n \rho = n \times \rho = 7.26 \times 0.00173 = 0.01256$$

$$k = -n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.146$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.146 / 3 = 0.951$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 100,681,000.00 / (0.00173 \times 0.951 \times 300.00 \times 1950.00^2) \\ &= 53.65 \text{ MPa} < f_{sa} = 150.00 \text{ MPa} \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 휨철근 간격 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{주철근직경}) / 2 \\ &= 80.00 - 25.00 / 2 = 67.500 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c \quad 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [1299.097, 1174.278] = 1174.278 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 180.000 \text{ mm} < s_a = 1174.278 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

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)

$$V_c = 1 / 6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 534,029.49 \text{ N}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times V_c = 453,925.07 \text{ N} < V_u = 670,110.00 \text{ N}$$

$\therefore$ 전단설계

(2) 전단철근량 산정

① 수직철근량

$$\begin{aligned} \text{수직철근의 최대간격 : } & \text{i) } 400\text{mm 이하} = 400 \text{ mm} \\ & \text{ii) } d / 5 \text{ 이하} = 390 \text{ mm} \\ \therefore & = 390 \text{ mm} > s_v = 200 \text{ mm} \\ & \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$A_{v\_min} = 0.0025 \times b \times s_v = 150.0 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{v\_use} &= 2 - \text{D } 16 @ 200 = 2 \times 198.60 \\ &= 397.20 \text{ mm}^2 > 150.00 \text{ mm}^2 \\ &\therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 수평철근량

$$\begin{aligned} \text{수평철근의 최대간격 : } & \text{i) } 400\text{mm 이하} = 400 \text{ mm} \\ & \text{ii) } d / 5 \text{ 이하} = 390 \text{ mm} \\ \therefore & = 390 \text{ mm} > s_v = 250 \text{ mm} \\ & \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$A_{v\_min} = 0.0015 \times b \times s_v = 112.5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{v\_use} &= 2 - \text{D } 16 @ 250 = 2 \times 198.60 \\ &= 397.2 \text{ mm}^2 > 112.50 \text{ mm}^2 \\ &\therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 전단철근량 검토

$$\begin{aligned} (1 + L_c/d) / 12 \times A_v / s_v + (11 - L_c/d) / 12 \times A_h / s_h \\ &= 0.127 A_v / s_v + 0.873 A_h / s_h = 1.639 \\ (V_u - \Phi V_c) / (\Phi \times f_y \times d) &= 0.435 < 1.639 \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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

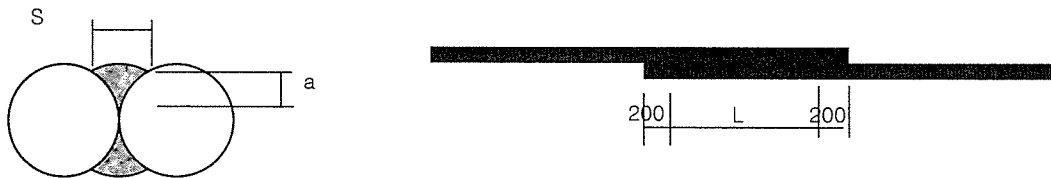
- 사용철근

(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. 단 면



4. 용접길이 계산 ("철근 플레어 용접이음 설계시공지침(일본)", 재단법인 철도종합기술연구소)

$$\begin{aligned}
 \ell &= \frac{A_s \times F_{ta}}{a \times V_a} + 2 S \\
 &= \frac{506.7}{6.91} \times \frac{150}{100} + 2 \times 12.50 \\
 &= 135.056 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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. 단면



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

$$\begin{aligned}\text{설계신축량} &= \text{Max} (24.404 , 36.000) \\ &= 36.000 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{적용 신축이음장치 NO.} \quad 50 \quad > \quad 36.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

8.2 교대공

8.2.1 A1

※ 교대부 반력 집계표(충격하중 포함)

1. KRL-2012 하중 재하시

구 분	고 정 하 중	활하중(충격미포함)	활하중(충격포함)	계	지진력-교축	지진력-교직
G1	1363.270	487.519	524.570	1887.840	1511.355	366.178
G2	1416.150	636.441	684.810	2100.960	1314.194	367.556
G3	1363.270	790.037	850.080	2213.350	1504.555	364.761
계	4142.690	1913.996	2059.460	6202.150	4330.104	1098.495
Pmax			2213.350		1511.355	367.556
적용반점			3000			

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (단선 : 고정)

나. 기 초 : PILE 기초

나. 상부 구조형식 : IPC GIRDER

- 1) 교 량 지 간 : 34.000 m
- 2) 총 길 이 : 35.000 m
- 3) IPC GIRDER 전장 : 34.900 m

다. 설 계 하 중

1) 영구하중

가) 원지반 (N = 15 , 토사)

흙자중 (γ_t) : 19.0 kN/m³ 내부마찰각 (ϕ) = $15 + \sqrt{15 \times N} = 30^\circ$

흙자중 (γ_s) : 10.0 kN/m³

나) 배면토

흙자중 (γ_t) : 20.0 kN/m³ 내부마찰각 (ϕ) = 37°

흙자중 (γ_s) : 11.0 kN/m³

다) 기초저면의 마찰계수 (μ) : 0.364 ; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi)$: 흙과 콘크리트

라) 기초저면의 점착력 (C) : 0.0

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (단선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 $R_d = 4142.690$ kN

나) 활하중 (충격 포함) - 단선 : $R(1+i) = 2059.460$ kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 단선 : $R_I = 1913.996$ kN

4) 지진하중

가) 설계수평진도 : $K_h = 0.5AS = 0.5 \times 0.154 \times 1.2 = 0.0924$
(철도설계기준 p.8-116)

나) 상부 관성력 : $K_h' = AS = 0.154 \times 1.2 = 0.185$

다) 설계수직진도 : $K_v = 0$

5) 슈마찰 계수 : $\mu_m = 0.15$ (고력활동주물 받침판 받침) "철도설계기준(2011), p8-92"

6) 시동 및 제동하중

가) 제동하중 : $20.00 \text{ kN/m} \times L \text{ (m)} \leq 6,000 \text{ kN}$

나) 시동하중 : $33.00 \text{ kN/m} \times L \text{ (m)} \leq 1,000 \text{ kN}$

7) 장대레일 중하중

가) 레일신축이음이 없는 경우 : $\pm 3.0 \times L \text{ (m)} \text{ kN}$ (1 레일당)

- 8) 토압 (안정경토시의 토압은 뒷굽에서부터 연직의 가상면에 작용하는 것으로 가정한다 - Rankine토압 사용)
가) 상시토압계수 (Coulomb 식 주동토압계수)

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

- 나) 지진시토압계수 (Mononobe-Okabe 식 주동토압계수)

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

	상 시			지 진 시		
	안정경토	흙벽	벽체	안정경토	흙벽	벽체
ϕ (흙의 내부마찰각)	37	37	37	37	37	37
θ	0.000	0.000	0.000	5.279	5.279	5.279
β (배면각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
δ (흙의 배면마찰각)	0.000	12.333	12.333	0.000	0.000	0.000
α (배면 뒷채움각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
i (뒷채움 흙의 경사각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
토압계수 (Ka, Kae)	0.249	0.230	0.230	0.298	0.298	0.298

라. 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

- 가) 설계기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 나) 탄성계수 : $8500 \times 3\sqrt{f_{ck}+4} = 27536 \text{ MPa}$
 다) 단위중량 : $w = 24.5 \text{ kN/m}^3$

2) 철근

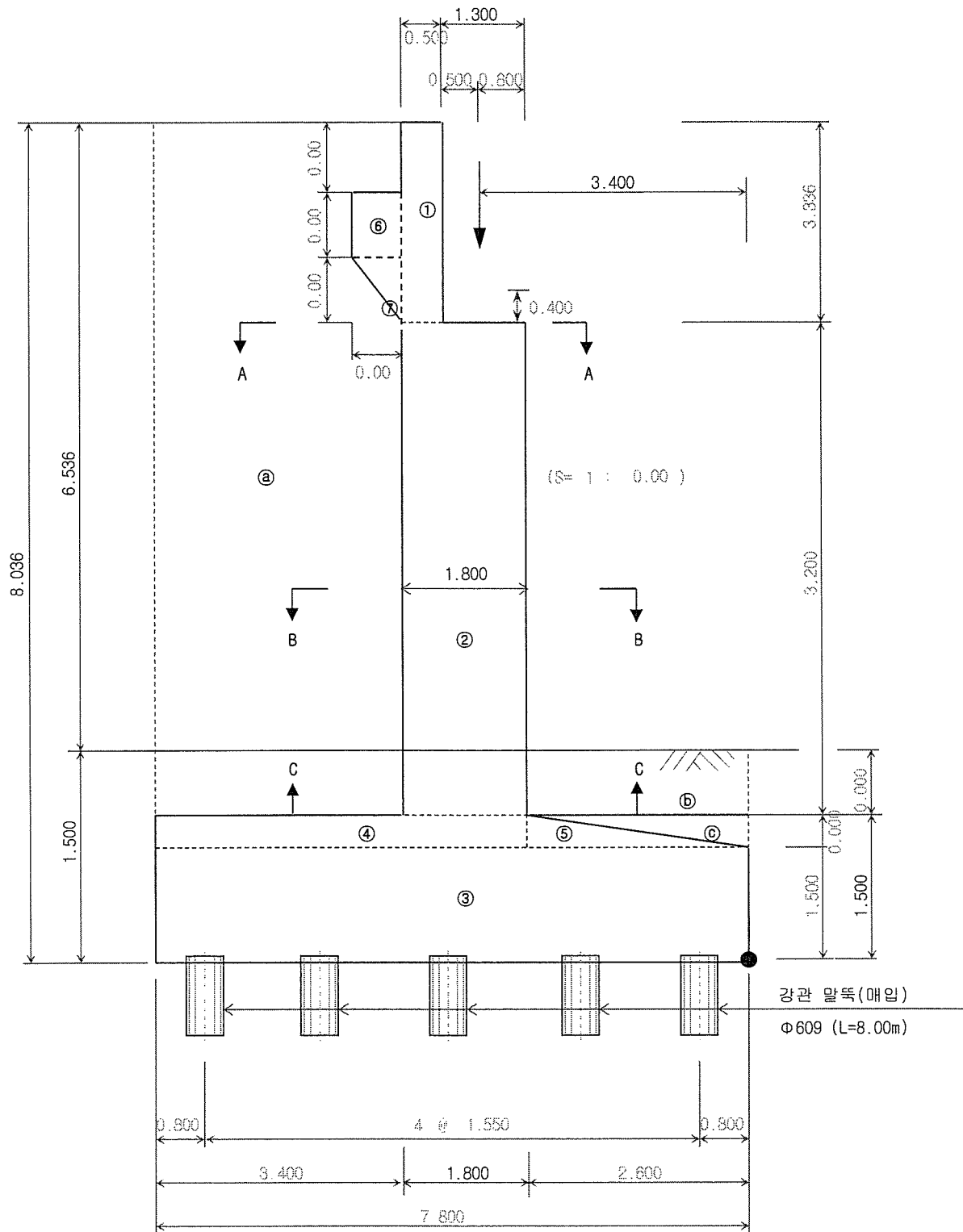
- 가) 항복응력 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
 나) 허용응력 : $f_{sa} = 180 \text{ MPa}$
 나) 탄성계수 : $E_s = 200,000 \text{ MPa}$

마. 참고문헌

- ▣ 철도설계기준(노반편) 개정(안) (한국철도시설공단, 2013) (KRL2012 하중 반영)
- ▣ 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)
- ▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- ▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)
- ▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

- ◎ 구 체 폭 : $L = 5.800 \text{ m}$
- ◎ 기 초 폭 : $L' = 6.250 \text{ m}$
- ◎ 지하 수위 : $GL = (-) 10.000 \text{ m}$



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.336	×	5.600	=	9.34	m³
②	1.800	×	3.200	×	5.600	=	32.26	m³
③	1.500	×	7.800	×	6.250	=	73.13	m³
④	0.000	×	5.200	×	6.250	=	0.00	m³
⑤	0.000	×	2.600	×	6.250 / 2	=	0.00	m³
⑥	0.000	×	0.000	×	6.250	=	0.00	m³
⑦	0.000	×	0.000	×	6.250 / 2	=	0.00	m³
a	3.400	×	6.536	×	6.250	=	138.89	m³
b	2.600	×	0.000	×	6.250	=	0.00	m³
c	0.000	×	2.600	×	6.250 / 2	=	0.00	m³

2) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
교대 자중	①	9.34	24.50	228.85	4.15	949.73	21.15	6.37	134.66
	②	32.26	24.50	790.27	3.50	2765.95	73.02	3.10	226.37
	③	73.13	24.50	1791.56	3.90	6987.09	165.54	0.75	124.16
	④	0.00	24.50	0.00	5.20	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.73	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	4.40	0.00	0.00	8.04	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	4.40	0.00	0.00	8.04	0.00
	계	114.72		2810.68		10702.77	259.71		485.18
토 사	㉠	138.89	20.00	2777.80	6.10	16944.58	256.67	4.77	1223.80
	㉡	0.00	20.00	0.00	1.30	0.00	0.00		
	㉢	0.00	20.00	0.00	0.87	0.00	0.00		
	계	138.89		2777.80		16944.58	256.67		1223.80

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

$$\begin{aligned}
 - R_d &= 4142.69 \text{ kN} \\
 - x &= 3.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) 활하중 반력 (충격 포함)

$$\begin{aligned}
 - R_l(1+i) &= 2059.46 \text{ kN} \\
 - x &= 3.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

다. 부력

$$\begin{aligned} - V_w &= 7.800 \times (216.630 - 225.130) \times 6.250 \times \gamma_w = 0.000 \text{ kN} \\ - M_{vw} &= V_w \times (7.800 / 2) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

$$\begin{aligned} V_d &= 15.0 \times (3.400 + 0.500) \times 5.600 = 327.60 \text{ kN} \\ X_c &= 7.800 - (3.400 + 0.500) / 2 = 5.85 \text{ m} \\ Y_c &= 1.500 + 3.200 + 3.336 = 8.04 \text{ m} \\ M_{Vd} &= V_d \times X_c = 1916.46 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ H_d &= V_d \times 0.092 = 30.27 \text{ kN} \\ M_{Hd} &= H_d \times Y_c = 243.25 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

$$\begin{aligned} q_{l1} &= (220.0 / 3.00 + 80.0) / 5.600 = 27.38 \text{ kN/m}^2 \\ V_{q11} &= 27.381 \times (3.400 + 0.500) \times 5.600 = 598.00 \text{ kN} \\ M_{Vq11} &= V_{q11} \times X_c = 3498.30 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

마. 슈에 작용하는 수평하중

- 고정측 : $T - 1/2 \mu_m R_m$ (단 T_f 는 $1/2 T$ 이상) 적용!!

- 가동측 : $\mu_m R_m$ (단 T_m 은 $1/2 T$ 이하)

여기서 T : 교량거더로부터의 전수평력

R_m : 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

1) 제동하중

$$T \text{ (전체제동하중)} = 20.000 \times 35.00 = 700.00 \text{ kN} \leq 6000.0 \text{ kN}$$

2) 시동하중

$$T \text{ (전체시동하중)} = 33.000 \times 35.00 = 1155.00 \text{ kN} \leq 1000.0 \text{ kN}$$

3) 고정단에 작용하는 수평력

$$R_m \text{ (지점 반력)} = 4142.69 + 1913.996 = 6056.69 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T_f \text{ (고정단수평력)} &= 1,000.000 - 1/2 \times 0.15 \times 6,056.686 \\ &= 545.749 > 500.000 \quad (= 1/2 T) \end{aligned}$$

$$T_{fb} \text{ (설계수평력)} = 545.749 \text{ kN} \quad (T_f \text{ 은 } 1/2 T \text{ 이상})$$

4) 장대레일 종하중 (3.0 kN/m - 1레일당)

가) 고정하중 재하시

$$T \text{ (장대레일 종하중)} = 6.0 \text{ kN/m} \times \text{지간} \times 1 \text{ (단선)} = 210.00 \text{ kN}$$

$$R_m \text{ (지점 반력)} = 4142.69 = 4142.69 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T_f \text{ (고정단수평력)} &= 210.000 - 1/2 \times 0.15 \times 4,142.690 \\ &= -100.702 < 105.000 \quad (= 1/2 T) \end{aligned}$$

$$T_{fb} \text{ (설계수평력)} = 105.000 \text{ kN} \quad (T_f \text{ 은 } 1/2 T \text{ 이상})$$

나) 활하중 재하시

$$\begin{aligned}
 T \text{ (장대레일 종하중)} &= 6.0 \text{ kN/m} \times \text{지간} \times 1 \text{ (단선)} = 210.00 \text{ kN} \\
 R_m \text{ (지점 반력)} &= 4142.69 + 2059.460 = 6202.15 \text{ kN} \\
 T_f \text{ (고정단수평력)} &= 210.000 - 1/2 \times 0.15 \times 6,202.150 \\
 &= -255.161 < 105.000 \quad (= 1/2 T) \\
 T_{fb} \text{ (설계수평력)} &= 105.000 \text{ kN} \quad (T_f \text{은 } 1/2T \text{ 이상})
 \end{aligned}$$

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

$$\begin{aligned}
 - q_d &= 15.00 \text{ kN/m}^2 \\
 - q_l &= 27.38 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

$$\begin{aligned}
 P_{a1d} \text{ (고정하중에 의한 수평력)} &= K_a \times q_d \times H \times L = 0.249 \times 15.000 \times 8.036 \times 5.600 = 167.80 \text{ kN} \\
 P_{a1l} \text{ (활하중에 의한 수평력)} &= K_a \times q_l \times H \times L = 0.249 \times 27.381 \times 8.036 \times 5.600 = 306.30 \text{ kN} \\
 y_1 &= H / 2 = 4.02 \text{ m}
 \end{aligned}$$

나) 토압

$$\begin{aligned}
 h_1 &= 8.036 \text{ m} \quad (\text{지하수면 이상}) \\
 h_2 &= 0.000 \text{ m} \quad (\text{지하수면 이하}) \\
 - \text{지하수면 이상} \\
 P_{a2} &= 1/2 \times K_a \times \gamma_t \times h_1^2 \times L \\
 &= 0.500 \times 0.249 \times 20.00 \times 64.58 \times 5.600 = 898.96 \text{ kN} \\
 y_2 &= h_1 / 3 + h_2 = 2.68 \text{ m} \\
 - \text{지하수면 이하} \\
 P_{a3} &= K_a \times \gamma_t \times h_1 \times h_2 \times L \\
 &= 0.249 \times 20.00 \times 8.04 \times 0.000 \times 5.600 = 0.00 \text{ kN} \\
 y_3 &= h_2 / 2 = 0.00 \text{ m} \\
 P_{a4} &= 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times h_2^2 \times L \\
 &= 0.500 \times 0.249 \times 11.00 \times 0.000 \times 5.600 = 0.00 \text{ kN} \\
 y_4 &= h_2 / 3 = 0.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

$$\begin{aligned}
 P_{aed} &= K_{ae} \times q_d \times H \times L \\
 &= 0.298 \times 15.000 \times 8.036 \times 5.600 = 201.45 \text{ kN} \\
 y_{e1} &= H / 2 = 4.02 \text{ m} \\
 P_{ael} &= K_{ae} \times q_l \times H \times L \\
 &= 0.298 \times 27.381 \times 8.036 \times 5.600 = 367.73 \text{ kN} \\
 y_{e1} &= H / 2 = 4.02 \text{ m}
 \end{aligned}$$

나) 토압

$$\begin{aligned}
 P_{ae2} &= 1/2 \times K_{ae} \times (1-K_v) \times \gamma_t \times H^2 \times L \\
 &= 0.500 \times 0.298 \times (1-0.000) \times 20.00 \times 64.58 \times 5.600 = 1079.24 \text{ kN} \\
 y_{e2} &= H / 2 = 4.02 \text{ m}
 \end{aligned}$$

사. 온도하중

: 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다(받침 마찰계수; 0.150)

㉠ 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$T_{s1} = 1363.270 \times 0.150 = 204.491 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 1416.150 \times 0.150 = 212.423 \text{ kN}$$

$$T_{s3} = 1363.270 \times 0.150 = 204.491 \text{ kN}$$

$$T_{s4} = 0.000 \times 0.150 = 0.000 \text{ kN}$$

$$T_{s5} = 0.000 \times 0.150 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\blacktriangleright \Sigma T_u \text{ (단선재하시)} = 621.404 \text{ kN}$$

아. 지진하중

내진계산서

구분	교 축	교 직
교 대	①	1511.355
	②	1314.194
	③	1504.555
	④	0.000
	⑤	0.000
	⑥	0.000
	⑦	0.000
	⑧	0.000

4. 안 정 검 토

4.1 하중조합

- 하 중 조 합 (고정하중에는 부력을 포함하며, 장대레일중하중은 고려하지 않는다 (철도설계기준 p.11-17))

LOAD CASE 1 : 고정하중 + 토압

LOAD CASE 2 : 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m^2) + 토압

LOAD CASE 3 : 고정하중 + 토압 + 열차하중

LOAD CASE 4 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + (시동 또는 제동하중)

LOAD CASE 5 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

LOAD CASE 6 : 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

가. LOAD CASE 1 = 고정하중 + 토압

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2810.684	-	10702.772	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4142.690	3.400	14085.146	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	-	1916.460	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10058.774		43648.958	1066.760		3082.234

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= \frac{M_o}{V} - \frac{B}{2} \\
 &= \frac{(43648.958 - 3082.234)}{10058.774} - \frac{7.800}{2} \\
 &= 0.133 \text{ m} \\
 M_o &= 10058.774 \times 0.1330 = 1337.504 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

나. LOAD CASE 2 = 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m²) + 토압

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M _v	H	Y	M _h
자 중	교 대	2810.684	-	10702.772	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	218.400	-	1277.640	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	111.867	4.018	449.480
토 압		-	-	-	898.960		2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		5806.884		28924.992	1010.827		2857.494

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (28924.992 - 2857.494) / 5806.884 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.589 \text{ m} \\
 M_o &= 5806.884 \times 0.5891 = 3420.649 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 열차하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M _v	H	Y	M _h
자 중	교 대	2810.684	-	10702.772	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4142.690	3.400	14085.146	-	-	-
	활 하 중	1913.996	3.400	6507.587	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	-	1916.460	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12570.770		53654.845	1373.061		4312.953

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (53654.845 - 4312.953) / 12570.770 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.025 \text{ m} \\
 M_o &= 12570.770 \times 0.0251 = 315.887 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

라. LOAD CASE 4 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 (시동 또는 제동하중)

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M _v	H	Y	M _h
자 중	교 대	2810.684	-	10702.772	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4142.690	3.400	14085.146	-	-	-
	활 하 중	1913.996	3.400	6507.587	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	-	1916.460	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	545.749	5.100	2783.317
합 계		12570.770		53654.845	1918.810		7096.271

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (53654.845 - 7096.271) / 12570.770 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.196 \text{ m} \\
 M_o &= 12570.770 \times 0.1963 = 2467.431 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

마. LOAD CASE 5 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M _v	H	Y	M _h
자 중	교 대	2810.684	-	10702.772	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4142.690	3.400	14085.146	-	-	-
	활 하 중	1913.996	3.400	6507.587	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	-	1916.460	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	5.100	-
온 도		-	-	-	621.404	5.100	3169.158
합 계		12570.770		53654.845	1994.465		7482.111

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (53654.845 - 7482.111) / 12570.770 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.227 \text{ m} \\
 M_o &= 12570.770 \times 0.227 = 2853.271 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

바. LOAD CASE 6 = 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M _v	H	Y	M _h
자 중	교 대	2810.684	-	10702.772	259.707	-	485.177
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	256.669	-	1223.796
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4142.690	3.400	14085.146	1531.138	5.100	7808.805
	활 하 중	1913.996	3.400	6507.587	212.224	5.100	1082.342
상 재 하 중	고정하중	327.600	-	1916.460	30.270	8.036	243.252
	활 하 중	598.000	-	3498.300	16.577	8.036	133.209
상 재 토 압	PD	-	-	-	201.451	4.018	809.429
	PL	-	-	-	367.728	4.018	1477.529
토 압		-	-	-	1079.239	4.018	4336.381
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12570.770		53654.845	3955.002		17599.920

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (53654.845 - 17599.920) / 12570.770 - 7.800 / 2 \\
 &= -1.032 \text{ m} \\
 M_o &= 12570.770 \times 1.0318 = 12971.080 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	10058.774	1066.760	1337.504	0.133	
LOAD CASE 2	5806.884	1010.827	3420.649	0.589	모멘트 최대
LOAD CASE 3	12570.770	1373.061	315.887	0.025	
LOAD CASE 4	12570.770	1918.810	2467.431	-0.196	
LOAD CASE 5	12570.770	1994.465	2853.271	-0.227	축력 최대
LOAD CASE 6	12570.770	3955.002	12971.080	-1.032	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

N0	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	12570.770	1994.465	2853.271	-0.227	
2	모멘트 최대시	5806.884	1010.827	3420.649	-0.227	
3	지 진 시	12570.770	3955.002	12971.080	-1.032	

4.3. 말뚝안정검토

4.3.1 상시

가. 설계 조건 (내부굴착강관말뚝)

- * 재하시의 종류 = 상시
- * 콘크리트 강도(f_{ck}) = 30 Mpa
- * 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
- * 말뚝 길이(L) = 8.00 m
- * 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.50 m
- * $1/\beta$ 부근(1.98m)의 N 값 = 15
- * 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 mm², 선단폐쇄면적 = 287475 mm²
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 mm⁴, 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) $V_a = 1735.80$ kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) $H_a = 173.10$ kN

c) 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(K_v) = $a \times A_p \times E_p / L = 175364.676$ kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))} = 0.50485$ 1/m
- $\therefore \beta L = 4.04 \geq 3$ 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토

- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 3.400 m
- 확대지반반력계수(k_p) = $K_v \times n \times m / (L \times B) = 71944.482$ kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times K_p / (E \times h^3))} = 0.220$ 1/m
- $\therefore \beta \lambda = 0.75 \leq 1$ 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	V_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)	
축 력 최대시	12570.770	1994.465	2853.271	
모멘트 최대시	5806.884	1010.827	3420.649	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

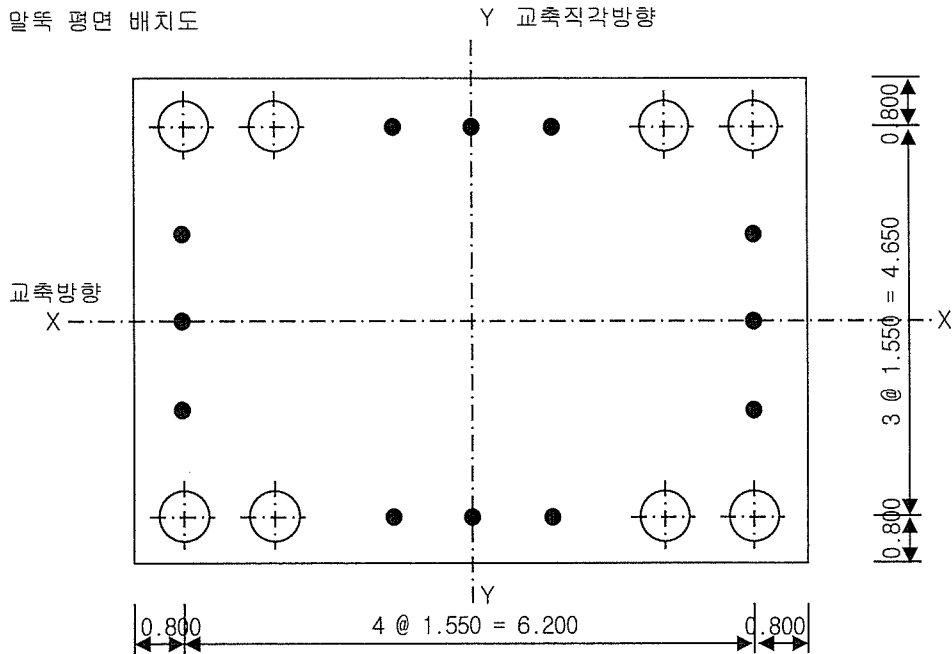
구 분	K_1 (kN/m)	K_2 (kN)	K_3 (kN)	K_4 (kN.m)	K_v (kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K_1 (kN/m)	K_2 (kN)	K_3 (kN)	K_4 (kN.m)	K_v (kN/m)	a
상 시	31773	0	0	0	175365	0.508

(1) 축력 최대시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	분수	열	거리(m)	분수
1	3.100	4	2	1.550	4
3	0.000	4	4	-1.550	4
5	-3.100	4			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1270923	0	-1258712	3507294	0	19345781

㉠ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx (m)	δy (m)	α (rad)
상 시	1994.465	12570.770	2853.271	0.00183353	0.00358418	0.00026678

㉢ 외력에 의한 말뚝의 분력(분당)

상 시	δx_i (m)	δy_i (m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00183	0.00441	773.57	99.72	-82.14
2 열	0.00183	0.00400	701.05	99.72	-82.14
3 열	0.00183	0.00358	628.54	99.72	-82.14
4 열	0.00183	0.00317	556.02	99.72	-82.14
5 열	0.00183	0.00276	483.51	99.72	-82.14
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00183	0.00441	773.57	99.72	82.14

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	635461	0	0	3507294	0	16852545

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	1994.465	12570.770	2853.271	0.0031386	0.0035842	0.0001693

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00314	0.00411	720.58	99.72	0.00
2 열	0.00314	0.00385	674.56	99.72	0.00
3 열	0.00314	0.00358	628.54	99.72	0.00
4 열	0.00314	0.00332	582.52	99.72	0.00
5 열	0.00314	0.00306	536.50	99.72	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00314	0.00411	720.58	99.72	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.637	0.00314	82.14	0.00183

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

$$\delta = 3.139 \text{ mm} < \delta a = 15 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고정	수평력	99.72	말뚝머리 힌지	수평력	99.72
	수직력	773.57		수직력	720.58
	모멘트	82.14		모멘트	0.64
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	773.57 kN	1735.80 kN	0.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	99.72 kN	173.10 kN	0.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	4	2	1.550	4
3	0.000	4	4	-1.550	4
5	-3.100	4			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1270923	0	-1258712	3507294	0	19345781

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	1010.827	5806.884	3420.649	0.00103731	0.00165566	0.00024431

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00104	0.00241	423.16	50.54	-34.83
2 열	0.00104	0.00203	356.75	50.54	-34.83
3 열	0.00104	0.00166	290.34	50.54	-34.83
4 열	0.00104	0.00317	556.02	50.54	-34.83
5 열	0.00104	0.00090	157.53	50.54	-34.83
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00104	0.00317	556.02	50.54	34.83

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	635461	0	0	3507294	0	16852545

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	1010.827	5806.884	3420.649	0.0015907	0.0016557	0.0002030

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00159	0.00228	400.69	50.54	0.00
2 열	0.00159	0.00197	345.52	50.54	0.00
3 열	0.00159	0.00166	290.34	50.54	0.00
4 열	0.00159	0.00134	235.17	50.54	0.00
5 열	0.00159	0.00103	180.00	50.54	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00159	0.00228	400.69	50.54	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.323	0.00159	34.83	0.00104

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

$$\delta = 1.591 \text{ mm} < \delta a = 15 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	50.54	말뚝머리 힌 지	수평력	50.54
	수직력	556.02		수직력	400.69
	모멘트	34.83		모멘트	0.32
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	556.02 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	50.54 kN	173.10 kN	O.K

4.3.2 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

- ° 재하시의 종류 = 지진시
- ° 콘크리트 강도(f_{ck}) = 30 Mpa
- ° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
- ° 말뚝 길이(L) = 8.00 m
- ° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.50 m
- ° $1/\beta$ 부근(1.79m)의 N 값 = 15
- ° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 mm², 선단폐쇄면적 = 287475 mm²
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 mm⁴, 탄성계수(E) = 210000 Mpa
- a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (지진시) 1735.80 kN

- b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조
 - (상 시) H_a = 259.60 kN

c) 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(K_v) = $a \times A_p \times E_p / L$ = 175364.676 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))}$ = 0.55963 1/m
- ∴ βL = 4.48 ≥ 3 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토

- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 3.400 m
- 확대지반반력계수(k_p) = $K_v \times n \times m / (L \times B)$ = 71944.482 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times K_p / (E \times h^3))}$ = 0.220 1/m
- ∴ $\beta \lambda$ = 0.75 ≤ 1 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	V_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)	
지진시	12570.770	3955.002	12971.080	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

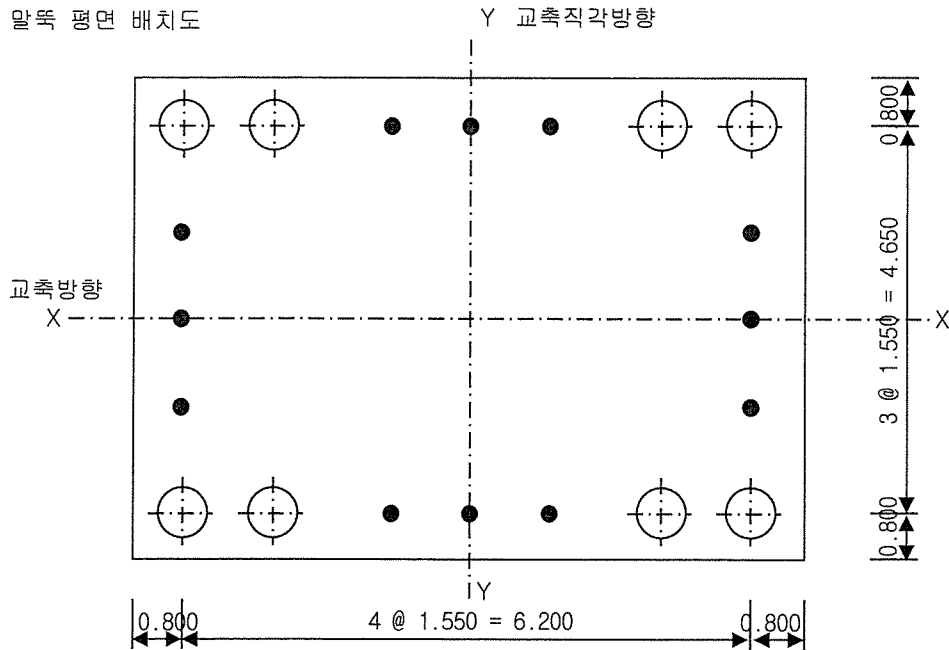
구 분	K_1 (kN/m)	K_2 (kN)	K_3 (kN)	K_4 (kN.m)	K_v (kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K_1 (kN/m)	K_2 (kN)	K_3 (kN)	K_4 (kN.m)	K_v (kN/m)	a
지진시	43279	0	0	0	175365	0.508

(1) 지진시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	4	2	1.550	4
3	0.000	4	4	-1.550	4
5	-3.100	4			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1731148	0	-1546688	3507294	0	19616313

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
지진시	3955.002	12570.770	12971.080	0.00309330	0.00358418	0.00090514

㉔ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00309	0.00639	1120.60	197.75	-114.14
2 열	0.00309	0.00499	874.57	197.75	-114.14
3 열	0.00309	0.00358	628.54	197.75	-114.14
4 열	0.00309	0.00218	382.51	197.75	-114.14
5 열	0.00309	0.00078	136.48	197.75	-114.14
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00309	0.00639	1120.60	197.75	114.14

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	865574	0	0	3507294	0	16852545

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
지진시	3955.002	12570.770	12971.080	0.0045692	0.0035842	0.0007697

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(분당)

지진시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00457	0.00597	1046.96	197.75	0.00
2 열	0.00457	0.00478	837.75	197.75	0.00
3 열	0.00457	0.00358	628.54	197.75	0.00
4 열	0.00457	0.00239	419.33	197.75	0.00
5 열	0.00457	0.00120	210.12	197.75	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00457	0.00597	1046.96	197.75	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.014	-1.139	0.00457	114.14	0.00309

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

$$\delta = 4.569 \text{ mm} < \delta_a = 15 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	197.75	말뚝머리 힌 지	수평력	197.75
	수직력	1120.60		수직력	1046.96
	모멘트	114.14		모멘트	1.14
	β	0.559630		β	0.559630

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	1120.60 kN	1735.80 kN	0.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	197.75 kN	259.60 kN	0.K

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

- 하중조합

LOAD CASE 1 =	1.35고정하중+1.6토압
LOAD CASE 2 =	1.35고정하중+1.6토압+1.4장대레일중하중
LOAD CASE 3 =	1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4(시동+제동)+1.4장대레일중하중
LOAD CASE 4 =	1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4온도하중
LOAD CASE 5 =	1.35고정하중+1.6토압+1.85열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 6 =	1.6고정하중+1.6토압+1.6열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 7 =	1.0고정하중+1.0열차하중(충격미포함)+1.0토압+1.0지진하중

가. 하중계산

1) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
A-A (홍벽)	①	9.341	24.5	228.850	0.250	57.212	21.146	1.668	35.271
	계	9.341	24.5	228.850	—	57.212	21.146	—	35.271
B-B (벽체)	①	9.341	24.5	228.850	0.250	57.212	21.146	3.268	69.104
	②	16.128	24.5	395.136	0.900	355.622	36.511	0.800	29.208
	계	25.469	24.5	623.986	—	412.835	57.656	—	98.313
C-C (벽체)	①	9.341	24.5	228.850	0.250	57.212	21.146	4.868	102.937
	②	32.256	24.5	790.272	0.900	711.245	73.021	1.600	116.834
	계	41.597	24.5	1019.122	—	768.457	94.167	—	219.771

2) 상 재 하 중

가) 홍벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

$$P_{dv} = 15.000 \times 0.500 \times 5.600 = 42.000 \text{ kN}$$

(2) 상재 활하중

$$P_{lv} = 27.381 \times 0.500 \times 5.600 = 76.667 \text{ kN}$$

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

$$P_{dv} = 15.000 \times 0.500 \times 5.600 = 42.000 \text{ kN}$$

(2) 상재 활하중

$$P_{lv} = 27.381 \times 0.500 \times 5.600 = 76.667 \text{ kN}$$

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

$$P_{dv} = 15.000 \times 0.500 \times 5.600 = 42.000 \text{ kN}$$

(2) 상재 활하중

$$P_{lv} = 27.381 \times 0.500 \times 5.600 = 76.667 \text{ kN}$$

3) 상 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.230 \times 15.000 \times 3.336 \times 5.600 = 64.548 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 64.548 \times \cos \delta = 63.058 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 64.548 \times \sin \delta = 13.787 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } Pl &= 0.230 \times 27.381 \times 3.336 \times 5.600 = 117.825 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Plh &= 117.83 \times \cos \delta = 115.106 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Plv &= 117.83 \times \sin \delta = 25.167 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 3.336 / 2 = 1.668 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.230 \times 15.000 \times 1.600 \times 5.600 = 30.958 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 30.958 \times \cos (\delta + \theta) = 30.244 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 30.958 \times \sin (\delta + \theta) = 6.613 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } Pl &= 0.230 \times 27.381 \times 1.600 \times 5.600 = 56.511 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Plh &= 56.511 \times \cos (\delta + \theta) = 55.207 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Plv &= 56.511 \times \sin (\delta + \theta) = 12.071 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 1.6 / 2 = 0.800 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.230 \times 15.000 \times 3.200 \times 5.600 = 61.916 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 61.916 \times \cos (\delta + \theta) = 60.487 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 61.916 \times \sin (\delta + \theta) = 13.225 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } Pl &= 0.230 \times 27.381 \times 3.200 \times 5.600 = 113.022 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Plh &= 113.02 \times \cos (\delta + \theta) = 110.413 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Plv &= 113.02 \times \sin (\delta + \theta) = 24.141 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 3.2 / 2 = 1.600 \text{ m}
 \end{aligned}$$

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}
 \text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times 0.230 \times 20.0 \times 3.336^2 \times 5.600 = 143.554 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력 : } Ph &= 143.554 \times \cos \delta = 140.241 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력 : } Pv &= 143.554 \times \sin \delta = 30.663 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 3.336 / 3 = 1.112 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{토압 강도 : } P1 &= 0.230 \times 20.0 \times 3.336 = 15.368 \text{ kN} \\
 P2 &= 15.368 + 0.230 \times 20.0 \times 1.600 = 22.739 \text{ kN} \\
 \text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times (15.368 + 22.739) \times 1.600 \times 5.600 = 170.724 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력 : } Ph &= 170.724 \times \cos (\delta + \theta) = 166.784 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력 : } Pv &= 170.724 \times \sin (\delta + \theta) = 36.466 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 1.600 \times (2P1 + P2) / 3 / (P1 + P2) = 0.748 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}
 \text{토압 강도 : } P_1 &= 0.230 \times 20.0 \times 3.336 &= 15.368 \text{ kN} \\
 P_2 &= 15.368 + 0.230 \times 20.0 \times 3.200 &= 30.110 \text{ kN} \\
 \text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times (15.368 + 30.110) \times 3.200 \times 5.600 &= 407.491 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력 : } P_h &= 407.491 \times \cos(\delta + \theta) &= 398.087 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력 : } P_v &= 407.491 \times \sin(\delta + \theta) &= 87.040 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 3.200 \times (2P_1 + P_2) / 3 / (P_1 + P_2) &= 1.427 \text{ m}
 \end{aligned}$$

4) 지 진 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } P_d &= 0.298 \times 15.000 \times 3.336 \times 5.600 &= 83.629 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } P_{dh} &= 83.629 \times \cos \delta &= 83.629 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } P_{dv} &= 83.629 \times \sin \delta &= 0.000 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } P_d &= 0.298 \times 27.381 \times 3.336 \times 5.600 &= 152.655 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } P_{dh} &= 152.655 \times \cos \delta &= 152.655 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } P_{dv} &= 152.655 \times \sin \delta &= 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 3.336 / 2 &= 1.668 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } P_d &= 0.298 \times 15.000 \times 1.600 \times 5.600 &= 40.110 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } P_{dh} &= 40.110 \times \cos(\delta + \beta) &= 40.110 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } P_{dv} &= 40.110 \times \sin(\delta + \beta) &= 0.000 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } P_d &= 0.298 \times 27.381 \times 1.6 \times 5.600 &= 73.216 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } P_{dh} &= 73.216 \times \cos(\delta + \beta) &= 73.216 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } P_{dv} &= 73.216 \times \sin(\delta + \beta) &= 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 1.600 / 2 &= 0.800 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } P_d &= 0.298 \times 15.000 \times 3.200 \times 5.600 &= 80.219 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } P_{dh} &= 80.219 \times \cos(\delta + \beta) &= 80.219 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } P_{dv} &= 80.219 \times \sin(\delta + \beta) &= 0.000 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } P_d &= 0.298 \times 27.381 \times 3.2 \times 5.600 &= 146.432 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } P_{dh} &= 146.43 \times \cos(\delta + \beta) &= 146.432 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } P_{dv} &= 146.43 \times \sin(\delta + \beta) &= 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 3.200 / 2 &= 1.600 \text{ m}
 \end{aligned}$$

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}
 \text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times 0.298 \times 20.0 \times 3.336^2 \times 5.600 &= 185.990 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력 : } P_h &= 185.990 \times \cos \delta &= 185.990 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력 : } P_v &= 185.990 \times \sin \delta &= 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 3.336 / 2 &= 1.668 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}\text{토압 강도 : } P1 &= 0.298 \times 20.0 \times 3.336 &= 19.912 \text{ kN} \\ P2 &= 19.912 + 0.298 \times 20.0 \times 1.600 &= 29.461 \text{ kN} \\ \text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times (19.912 + 29.461) \times 1.600 \times 5.600 &= 221.191 \text{ kN} \\ \text{수평 분력 : } Ph &= 221.191 \times \cos (\delta+\beta) &= 221.191 \text{ kN} \\ \text{수직 분력 : } Pv &= 221.191 \times \sin (\delta+\beta) &= 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 1.600 / 2 &= 0.800 \text{ m}\end{aligned}$$

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}\text{토압 강도 : } P1 &= 0.298 \times 20.0 \times 3.336 &= 19.912 \text{ kN} \\ P2 &= 19.912 + 0.298 \times 20.0 \times 3.200 &= 39.011 \text{ kN} \\ \text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times (19.912 + 39.011) \times 3.200 \times 5.600 &= 527.950 \text{ kN} \\ \text{수평 분력 : } Ph &= 527.950 \times \cos (\delta+\beta) &= 527.950 \text{ kN} \\ \text{수직 분력 : } Pv &= 527.950 \times \sin (\delta+\beta) &= 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 3.200 / 2 &= 1.600 \text{ m}\end{aligned}$$

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트			수평력과 모멘트(사용하중)				수평력과 모멘트	
			V	x	M _v	V	M _v	H	y	M _h	H	M _h	H	M _h
통 하 단면 A-A	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중 ①	1.35	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	1.6	13.787	0.000	0.000	22.060	0.000	63.058	1.668	105.181	100.893	168.289	-	-
	배면 토압	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000	140.241	1.112	155.948	224.385	249.517	-	-
계			ΣV =	315.300	67.712	436.767	91.412	ΣH =	203.299	261.129	325.278	417.806	-	-
체 앙 단면 B-B	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중 ①	1.35	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237	-	-	-	-	-	-	-
	중 ②, H/2	1.35	395.136	0.900	355.622	533.434	480.090	-	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	4142.690	1.000	4142.690	5592.632	5592.632	-	-	-	-	-	-	-
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 총	1.6	13.787	0.000	0.000	22.060	0.000	63.058	3.268	206.073	100.893	329.717	-	-
	토압 벽	1.6	6.613	0.000	0.000	10.580	0.000	30.244	0.800	24.195	48.390	38.712	-	-
	배면 총	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000	140.241	2.712	380.333	224.385	608.533	-	-
체 단 면 C-C	토압 벽	1.6	36.466	0.000	0.000	58.346	0.000	166.784	0.748	124.824	266.854	199.719	-	-
	장대레이징하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계	-	ΣV =	4896.205	4566.025	6631.759	6164.133	ΣH =	400.326	735.426	640.522	1176.681	-	-
	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중 ①	1.35	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237	-	-	-	-	-	-	-
	중 ②	1.35	790.272	0.900	711.245	1066.867	960.180	-	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	4142.690	1.000	4142.690	5592.632	5592.632	-	-	-	-	-	-	-
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
체 단 면 C-C	중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 총	1.6	13.787	0.000	0.000	22.060	0.000	63.058	4.868	306.966	100.893	491.146	-	-
	토압 벽	1.6	13.225	0.000	0.000	21.160	0.000	60.487	1.600	96.780	96.780	154.847	-	-
	배면 총	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000	140.241	4.312	604.719	224.385	967.550	-	-
	토압 벽	1.6	87.040	0.000	0.000	139.263	0.000	398.087	1.427	568.118	636.939	908.988	-	-
계			ΣV =	5348.53	4921.647	7256.690	6644.224	ΣH =	661.873	1576.582	1058.997	2522.532	-	-

2) LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레이중하중

단면	하중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트			수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트		
			V	x	M _v	V	M _v		H	y	M _h	H		M _h
통하단면 A-A	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175		-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237		-	-	-	-	-	-
	상재 토압	1.6	13.787	0.000	0.000	22.060	0.000		63.058	1.668	105.181	100.893	168.289	
	배면 토압	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000		140.241	1.112	155.948	224.385	249.517	
계			ΣV =	315.300	67.712	436.767	91.412		ΣH =	203.299	261.129	325.278	417.806	
체양단면 B-B	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175		-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237		-	-	-	-	-	-
	중 ②, H/2	1.35	395.136	0.900	355.622	533.434	480.090		-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	4142.690	1.000	4142.690	5592.632	5592.632		-	-	-	-	-	-
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	상재 총	1.6	13.787	0.000	0.000	22.060	0.000		63.058	3.268	206.073	100.893	329.717	
	토압 벽	1.6	6.613	0.000	0.000	10.580	0.000		30.244	0.800	24.195	48.390	38.712	
	배면 총	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000		140.241	2.712	380.333	224.385	608.533	
체단면 C-C	토압 벽	1.6	36.466	0.000	0.000	58.346	0.000		166.784	0.748	124.824	266.854	199.719	
	장대레이중하중	1.4	-	-	-	-	-		105.000	2.000	210.000	147.000	294.000	
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	계		ΣV =	4896.205	4566.025	6631.759	6164.133		ΣH =	505.326	945.426	787.522	1470.681	
	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175		-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237		-	-	-	-	-	-
	중 ②	1.35	790.272	0.900	711.245	1066.867	960.180		-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	4142.690	1.000	4142.690	5592.632	5592.632		-	-	-	-	-	-
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
체단면 C-C	중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	상재 총	1.6	13.787	0.000	0.000	22.060	0.000		63.058	4.868	306.966	100.893	491.146	
	토압 벽	1.6	13.225	0.000	0.000	21.160	0.000		60.487	1.600	96.780	96.780	154.847	
	배면 총	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000		140.241	4.312	604.719	224.385	967.550	
	토압 벽	1.6	87.040	0.000	0.000	139.263	0.000		398.087	1.427	568.118	636.939	908.988	
장대레이중하중			-	-	-	-	-		105.000	3.600	378.000	147.000	529.200	
제동+시동하중			-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
계			ΣV =	5348.53	4921.647	7256.690	6644.224		ΣH =	766.873	1954.582	1205.997	3051.732	

3) LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 시동, 제동하중 + 1.4 장대레일 종하중

단면	하중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트			수평력과 모멘트(사용하중)				수평력과 모멘트	
			V	x	M _v	V	M _v	H	y	M _h	H	M _h	H	M _h
통 하 단 면 A-A	상재고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재활하중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	1.6	38.955	0.000	0.000	62.327	0.000	178.164	1.668	297.177	285.062	475.483	-	-
	배면토압	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000	140.241	1.112	155.948	224.385	249.517	-	-
	계		ΣV =	417.134	86.879	584.368	118.245	ΣH =	318.405	453.125	509.447	725.000	-	-
체 양 단 면 B-B	상재고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재활하중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	1.6	38.955	0.000	0.000	62.327	0.000	178.164	3.268	582.239	285.062	931.583	-	-
	배면토압	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000	85.450	0.800	68.360	136.720	109.376	-	-
	토압	1.6	36.466	0.000	0.000	58.346	0.000	140.241	2.712	380.333	224.385	608.533	-	-
	장대레일종하중	1.4	-	-	-	-	-	166.784	0.748	124.824	266.854	199.719	-	-
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	105.000	2.000	210.000	147.000	294.000	-	-
	계		ΣV =	7069.57	6644.651	9681.917	9074.211	ΣH =	1221.387	2457.254	1824.069	3671.307	-	-
	상재고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재활하중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-
체 단 면 C-C	자중 ①	1.35	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237	-	-	-	-	-	-	-
	상재토압	1.6	38.955	0.000	0.000	62.327	0.000	178.164	4.868	867.301	285.062	1387.682	-	-
	배면토압	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000	170.900	1.600	273.441	273.441	437.505	-	-
	토압	1.6	87.040	0.000	0.000	139.263	0.000	398.087	1.427	568.118	636.939	908.988	-	-
	장대레일종하중	1.4	-	-	-	-	-	105.000	3.600	378.000	147.000	529.200	-	-
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	545.749	3.600	1964.695	764.048	2750.573	-	-
	계		ΣV =	7533.96	7000.274	10326.161	9554.301	ΣH =	1538.140	4656.273	2330.875	6981.498	-	-
	상재고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재활하중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ②	1.35	790.272	0.900	711.245	1066.867	960.180	-	-	-	-	-	-	-
	고정하중	1.35	4142.690	1.000	4142.690	5592.632	5592.632	-	-	-	-	-	-	-
	활하중	1.4	1913.996	1.000	1913.996	2679.595	2679.595	-	-	-	-	-	-	-

4) LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 온도하중

단면	하중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트			수평력과 모멘트(사용하중)				수평력과 모멘트	
			V	x	M _v	V	M _v	H	y	M _h	H	M _h	H	M _h
통	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-
	상재 ①	1.35	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	1.6	38.955	0.000	0.000	62.327	0.000	178.164	1.668	297.177	285.062	475.483	-	-
	배면 토압	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000	140.241	1.112	155.948	224.385	249.517	-	-
	계		ΣV =	417.134	86.879	584.368	118.245	ΣH =	318.405	453.125	509.447	725.000	-	-
벽 중 단면 B-B	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ②, H/2	1.35	395.136	0.900	355.622	533.434	480.090	-	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	4142.690	1.000	4142.690	5592.632	5592.632	-	-	-	-	-	-	-
	활하중	1.4	1913.996	1.000	1913.996	2679.595	2679.595	-	-	-	-	-	-	-
	충격	1.4	145.464	1.000	145.464	203.649	203.649	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.6	38.955	0.000	0.000	62.327	0.000	178.164	3.268	582.239	285.062	931.583	-	-
	토압 벽체	1.6	18.683	0.000	0.000	29.893	0.000	85.450	0.800	68.360	136.720	109.376	-	-
	배면 활하중	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000	140.241	2.712	380.333	224.385	608.533	-	-
	토압 벽체	1.6	36.466	0.000	0.000	58.346	0.000	166.784	0.748	124.824	266.854	199.719	-	-
	장대레일중하중	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
벽 중 단면 C-C	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중	1.4	-	-	-	-	-	621.404	2.000	1242.807	869.965	1739.930	-	-
	계		ΣV =	7069.57	6644.651	9681.917	9074.211	ΣH =	1192.042	2398.564	1782.986	3589.141	-	-
	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ②	1.35	790.272	0.900	711.245	1066.867	960.180	-	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	4142.690	1.000	4142.690	5592.632	5592.632	-	-	-	-	-	-	-
	활하중	1.4	1913.996	1.000	1913.996	2679.595	2679.595	-	-	-	-	-	-	-
	충격	1.4	145.464	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.6	38.955	0.000	0.000	62.327	0.000	178.164	4.868	867.301	285.062	1387.682	-	-
	토압 벽체	1.6	37.366	0.000	0.000	59.786	0.000	170.900	1.600	273.441	273.441	437.505	-	-
벽 중 단면	배면 활하중	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000	140.241	4.312	604.719	224.385	967.550	-	-
	토압 벽체	1.6	87.040	0.000	0.000	139.263	0.000	398.087	1.427	568.118	636.939	908.988	-	-
	장대레일중하중	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중	1.4	-	-	-	-	-	621.404	3.600	2237.053	869.965	3131.874	-	-
	계		ΣV =	7533.96	6854.810	10122.512	9350.652	ΣH =	1508.795	4550.631	2289.792	6833.599	-	-

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차(충격미포함)하중

단면	하중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트			수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트		
			V	x	M _u	V	M _v		H	y	M _h	H	M _h	
충하단면 A-A	상재고정하중	1.4	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175		-	-	-	-	-	
	상재활하중	1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458		-	-	-	-	-	
	자중 ①	1.4	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237		-	-	-	-	-	
	상재토압	1.6	38.955	0.000	0.000	62.327	0.000		178.164	1.668	297.177	285.062	475.483	
	배면토압	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000		140.241	1.112	155.948	224.385	249.517	
	계		ΣV =	417.134	86.879	618.868	126.870		ΣH =	318.405	453.125	509.447	725.000	
체양단면 B-B	상재고정하중	1.4	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175		-	-	-	-	-	
	상재활하중	1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458		-	-	-	-	-	
	자중 ①	1.4	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237		-	-	-	-	-	
	중 ②, H/2	1.4	395.136	0.900	355.622	533.434	480.090		-	-	-	-	-	
	상부 고정하중	1.4	4142.690	1.000	4142.690	5592.632	5592.632		-	-	-	-	-	
	하중 활하중	1.9	1913.996	1.000	1913.996	3540.893	3540.893		-	-	-	-	-	
	충격	1.9	145.464	1.000	145.464	269.108	269.108		-	-	-	-	-	
	상재 활하중	1.6	38.955	0.000	0.000	62.327	0.000		178.164	3.268	582.239	285.062	931.583	
	토압	1.6	18.683	0.000	0.000	29.893	0.000		85.450	0.800	68.360	136.720	109.376	
	배면 토압	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000		140.241	2.712	380.333	224.385	608.533	
충하단면 C-C	토압	1.6	36.466	0.000	0.000	58.346	0.000		166.784	0.748	124.824	266.854	199.719	
	장대레일충하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	
	계		ΣV =	7069.57	6644.651	10643.174	10009.593		ΣH =	570.638	1155.757	913.021	1849.211	
	상재고정하중	1.4	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175		-	-	-	-	-	
	상재활하중	1.9	76.667	0.250	19.167	141.833	35.458		-	-	-	-	-	
	자중 ①	1.4	228.850	0.250	57.212	308.947	77.237		-	-	-	-	-	
	중 ②	1.4	790.272	0.900	711.245	1066.867	960.180		-	-	-	-	-	
	상부 고정하중	1.4	4142.690	1.000	4142.690	5592.632	5592.632		-	-	-	-	-	
	하중 활하중	1.9	1913.996	1.000	1913.996	3540.893	3540.893		-	-	-	-	-	
충하단면 C-C	충격	1.9	145.464	1.000	145.464	269.108	269.108		-	-	-	-	-	
	상재 활하중	1.6	38.955	0.000	0.000	62.327	0.000		178.164	4.868	867.301	285.062	1387.682	
	토압	1.6	37.366	0.000	0.000	59.786	0.000		170.900	1.600	273.441	273.441	437.505	
	배면 토압	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000		140.241	4.312	604.719	224.385	967.550	
	토압	1.6	87.040	0.000	0.000	139.263	0.000		398.087	1.427	568.118	636.939	908.988	
	장대레일충하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	
충하단면 C-C	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	
	계		ΣV =	7533.96	7000.274	11287.418	10489.683		ΣH =	887.392	2313.578	1419.827	3701.726	

6) LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차(충격미포함)하중

단면	하중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)		연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)				수평력과 모멘트	
			V	x	M _v	V	M _v	H	y	M _h	H	M _h
통하단면 A-A	상재 고정하중	1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.6	228.850	0.250	57.212	366.159	91.540	-	-	-	-	-
	상재 토압	1.6	38.955	0.000	0.000	62.327	0.000	178.164	1.668	297.177	285.062	475.483
	배면 토압	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000	140.241	1.112	155.948	224.385	249.517
계			ΣV =	417.134	86.879	667.414	139.007	ΣH =	318.405	453.125	509.447	725.000
체앙 단면 B-B	상재 고정하중	1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.6	228.850	0.250	57.212	366.159	91.540	-	-	-	-	-
	중 ②, H/2	1.6	395.136	0.900	355.622	632.218	568.996	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.6	4142.690	1.000	4142.690	6628.304	6628.304	-	-	-	-	-
	하중 활하중	1.6	1913.996	1.000	1913.996	3062.394	3062.394	-	-	-	-	-
	총	1.6	145.464	1.000	145.464	232.742	232.742	-	-	-	-	-
	상재 토압	1.6	38.955	0.000	0.000	62.327	0.000	178.164	3.268	582.239	285.062	931.583
	배면 토압	1.6	18.683	0.000	0.000	29.893	0.000	85.450	0.800	68.360	136.720	109.376
	토압	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000	140.241	2.712	380.333	224.385	608.533
	장대레일중하중	1.6	36.466	0.000	0.000	58.346	0.000	166.784	0.748	124.824	266.854	199.719
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
체단 단면 C-C	계	-	ΣV =	7069.57	6644.651	11311.311	10631.442	ΣH =	570.638	1155.757	913.021	1849.211
	상재 고정하중	1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.6	228.850	0.250	57.212	366.159	91.540	-	-	-	-	-
	중 ②	1.6	790.272	0.900	711.245	1264.435	1137.992	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.6	4142.690	1.000	4142.690	6628.304	6628.304	-	-	-	-	-
	하중 활하중	1.6	1913.996	1.000	1913.996	3062.394	3062.394	-	-	-	-	-
	총	1.6	145.464	1.000	145.464	232.742	232.742	-	-	-	-	-
	상재 토압	1.6	38.955	0.000	0.000	62.327	0.000	178.164	4.868	867.301	285.062	1387.682
	토압	1.6	37.366	0.000	0.000	59.786	0.000	170.900	1.600	273.441	273.441	437.505
	배면 토압	1.6	30.663	0.000	0.000	49.061	0.000	140.241	4.312	604.719	224.385	967.550
	토압	1.6	87.040	0.000	0.000	139.263	0.000	398.087	1.427	568.118	636.939	908.988
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
계			ΣV =	7533.96	7000.274	12054.339	11200.438	ΣH =	887.392	2313.578	1419.827	3701.726

7) LOAD CASE 7 = 1.0 (1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중 + 1.0 열차하중)

단면	하중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트			수평력과 모멘트(사용하중)				수평력과 모멘트	
			V	x	M _y	V	M _v	H	y	M _h	H	M _h	H	M _h
통하단면 A-A	상재고정하중	1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	3.336	12.946	3.881	12.946	3.881	12.946
	상재활하중	1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	3.336	7.090	2.125	7.090	2.125	7.090
	자중 ①	1.0	228.850	0.250	57.212	228.850	57.212	21.146	1.668	35.271	21.146	35.271	21.146	35.271
	상재토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	236.284	1.668	394.122	236.284	394.122	236.284	394.122
	배면토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	185.990	1.668	310.231	185.990	310.231	185.990	310.231
	계		ΣV =	347.516	86.879	347.516	86.879	ΣH =	449.426	759.660	449.426	759.660	449.426	759.660
체앙단면 B-B	상재고정하중	1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	4.936	19.156	3.881	19.156	3.881	19.156
	상재활하중	1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	4.936	10.490	2.125	10.490	2.125	10.490
	자중 ①	1.0	228.850	0.250	57.212	228.850	57.212	21.146	3.268	69.104	21.146	69.104	21.146	69.104
	자중 ②, H/2	1.0	395.136	0.900	355.622	395.136	355.622	36.511	0.800	29.208	36.511	29.208	36.511	29.208
	상부 고정하중	1.0	4142.690	1.000	4142.690	4142.690	4142.690	1531.138	2.000	3062.276	1531.138	3062.276	1531.138	3062.276
	하중 활하중	1.0	1913.996	1.000	1913.996	1913.996	1913.996	212.224	2.000	424.448	212.224	424.448	212.224	424.448
	총하중	-	-	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	236.284	3.268	772.176	236.284	772.176	236.284	772.176
	토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	113.326	0.800	90.661	113.326	90.661	113.326	90.661
	배면	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	185.990	3.268	607.816	185.990	607.816	185.990	607.816
	토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	221.191	0.800	176.953	221.191	176.953	221.191	176.953
체단면 C-C	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV =	6799.339	6499.188	6799.339	6499.188	ΣH =	2563.816	5262.288	2563.816	5262.288	2563.816	5262.288
	상재고정하중	1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500	3.881	6.536	25.365	3.881	25.365	3.881	25.365
	상재활하중	1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167	2.125	6.536	13.890	2.125	13.890	2.125	13.890
	자중 ①	1.0	228.850	0.250	57.212	228.850	57.212	21.146	4.868	102.937	21.146	102.937	21.146	102.937
	자중 ②	1.0	790.272	0.900	711.245	790.272	711.245	73.021	1.600	116.834	73.021	116.834	73.021	116.834
	상부 고정하중	1.0	4142.690	1.000	4142.690	4142.690	4142.690	1531.138	3.600	5512.098	1531.138	5512.098	1531.138	5512.098
	하중 활하중	1.0	1913.996	1.000	1913.996	1913.996	1913.996	212.224	3.600	764.006	212.224	764.006	212.224	764.006
	총하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
통하단면 C-C	상재	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	236.284	4.868	1150.231	236.284	1150.231	236.284	1150.231
	토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	226.651	1.600	362.642	226.651	362.642	226.651	362.642
	배면	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	185.990	4.868	905.400	185.990	905.400	185.990	905.400
	토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	527.950	1.600	844.720	527.950	844.720	527.950	844.720
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
통하단면 C-C	계		ΣV =	7194.47	6854.810	7194.475	6854.810	ΣH =	3020.410	9798.123	3020.410	9798.123	3020.410	9798.123

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C)

LOAD CASE	사 용 하 중				설 계 하 중			
	ΣV	$\Sigma H(S_0)$	ΣM	e	M_0	$\Sigma \gamma V$	$\Sigma \gamma H(S_0)$	M_u
1	5348.527	661.873	6498.229	0.315	1684.555	7256.690	1058.997	2635.735
2	5348.527	766.873	6876.229	0.386	2062.555	7256.690	1205.997	3164.935
3	7533.962	1538.140	11656.547	0.647	4875.981	10326.161	2330.875	7242.254
4	7533.962	1508.795	11405.441	0.614	4624.876	10122.512	2289.792	7073.991
5	7533.962	887.392	9313.852	0.336	2533.287	11287.418	1419.827	4032.733
6	7533.962	887.392	9313.852	0.336	2533.287	12054.339	1419.827	4053.259
7	7194.475	3020.410	16652.933	1.415	10177.906	7194.475	3020.410	10177.906
Max.		1538.140			4875.981		3020.410	10177.906

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흙벽 하단	759.660	509.447	435.721	
벽체 중앙	5642.071	2563.816	2739.293	
벽체 하단	10177.906	3020.410	4875.981	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흙벽 하단	135.654	90.973	77.807	
벽체 중앙	1007.513	457.824	489.159	
벽체 하단	1817.483	539.359	870.711	

5. 3 철근량 산정

1) 홍 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.336 m지점]

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\phi_f = 0.90$, $\phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	500.00	400.00	100.00	135.654	90.973	77.807

가) 휨검토

Use As (1단) : H	16	-	3	EA =	1588.800 mm ² ,	d1 =	100 mm
Use As (2단) : H	0	-	0	EA =	0.000 mm ² ,	d2 =	0 mm
Use As (3단) : H	0	-	0	EA =	0.000 mm ² ,	d2 =	0 mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm² [사용률 1.655 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 24.922 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03725 > 0.004 \text{ - O.K -}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\phi_f = 0.9$ 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.

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

→ Req $A_s = 960.117 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 16009.68 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1400.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1280.16 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{min} < P_{used} < P_{max} \text{ -----} \Rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 힘에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 25.340 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 221.540 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n > M_u (= 135.654 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 1.633 \%]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

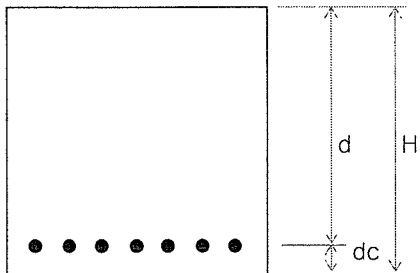
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.9 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 400.00 / 1000 = 310.38 \text{ kN}$$

$\times 310.38 > V_u = 90.973 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	500.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	400.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	77.807	kN·m,	$A_s =$	1588.800	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 83.86 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 131.629 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 131.629 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 16 / 2 = 92.00 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 368.27 \text{ mm}$$

최외단철근 평균배근간격 = $1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 368 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

$$0.0025 \cdot b \cdot t = 0.0025 \times 1000 \times 500 = 1250.00 \text{ mm}^2$$

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800mm²보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1250.00 mm²

인 장 측 1	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000	mm ²
인 장 측 2	H	0	@	0	[0.00 ea/m]	=	0.000	mm ²
압 측 측	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000	mm ²

→ Use A_s (total) = 2648.000 mm² ∴ O.K!!

- 주철근 20% 이상

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 1588.800 = 317.760 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K!!}$$

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B) [H = 1.6 m지점]

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.336$, $\phi_f = 0.90$, $\phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1007.513	457.824	489.159

가) 휨검토

Use As (1단) : H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) : H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm
Use As (3단) : H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm² [사용률 2.443 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 63.586 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06405 > 0.004 \text{ - O.K -}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00E+05 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\phi_f = 0.9$ 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.

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

→ Req $A_s = 1658.960 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 68041.13 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5950.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2211.95 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{min} < P_{used} < P_{max} \text{ -----} \Rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 64.651 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 2433.631 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n > M_u (= 1007.513 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 2.415 \%]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

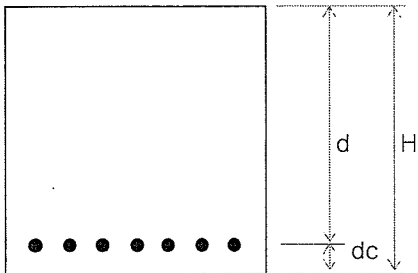
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.9 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1700.00 / 1000 = 1319.10 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1319.10 > V_u = 457.824 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1800.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	1700.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	489.159	kN·m,	$A_s =$	4053.600	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 283.52 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 75.162 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 75.162 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.50 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 828.98 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 829 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

$$0.0025 \cdot b \cdot t = 0.0025 \times 1000 \times 1800 = 4500.00 \text{ mm}^2$$

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800mm²보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm²

인장측 1	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000	mm ²
인장측 2	H	0	@	0	[0.00 ea/m]	=	0.000	mm ²
압축측	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000	mm ²

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 주철근 20% 이상

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 4053.600 = 810.720 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K!!}$$

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 3.2 m지점]

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.336$, $\phi_f = 0.90$, $\phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1817.483	539.359	870.711

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm² [사용률 1.346]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 63.586 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06405 > 0.004 - \text{O.K.}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00\text{E}+05 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\phi_f = 0.9$ 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 $A_s = 3011.587 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 68041.13 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5950.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4015.45 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----} \Rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 64.651 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 2433.631 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n > M_u (= 1817.483 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 1.339]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

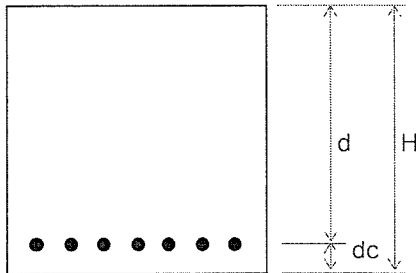
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.9 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1700.00 / 1000 = 1319.10 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1319.10 > V_u = 539.359 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1800.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	1700.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	870.711	kN·m,	$A_s =$	4053.600	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 283.52 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 133.790 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 133.790 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.50 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 369.86 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 370 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

$$0.0025 \cdot b \cdot t = 0.0025 \times 1000 \times 1800 = 4500.00 \text{ mm}^2$$

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800mm²보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm²

인장측 1	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000	mm ²
인장측 2	H	0	@	0	[0.00 ea/m]	=	0.000	mm ²
압축측	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000	mm ²

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 주철근 20% 이상

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 4053.600 = 810.720 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K!!}$$

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

(1) 상재하중

고정하중(qd) = 15.000 kN/m²

활하중(q_l) = 35.000 kN/m²

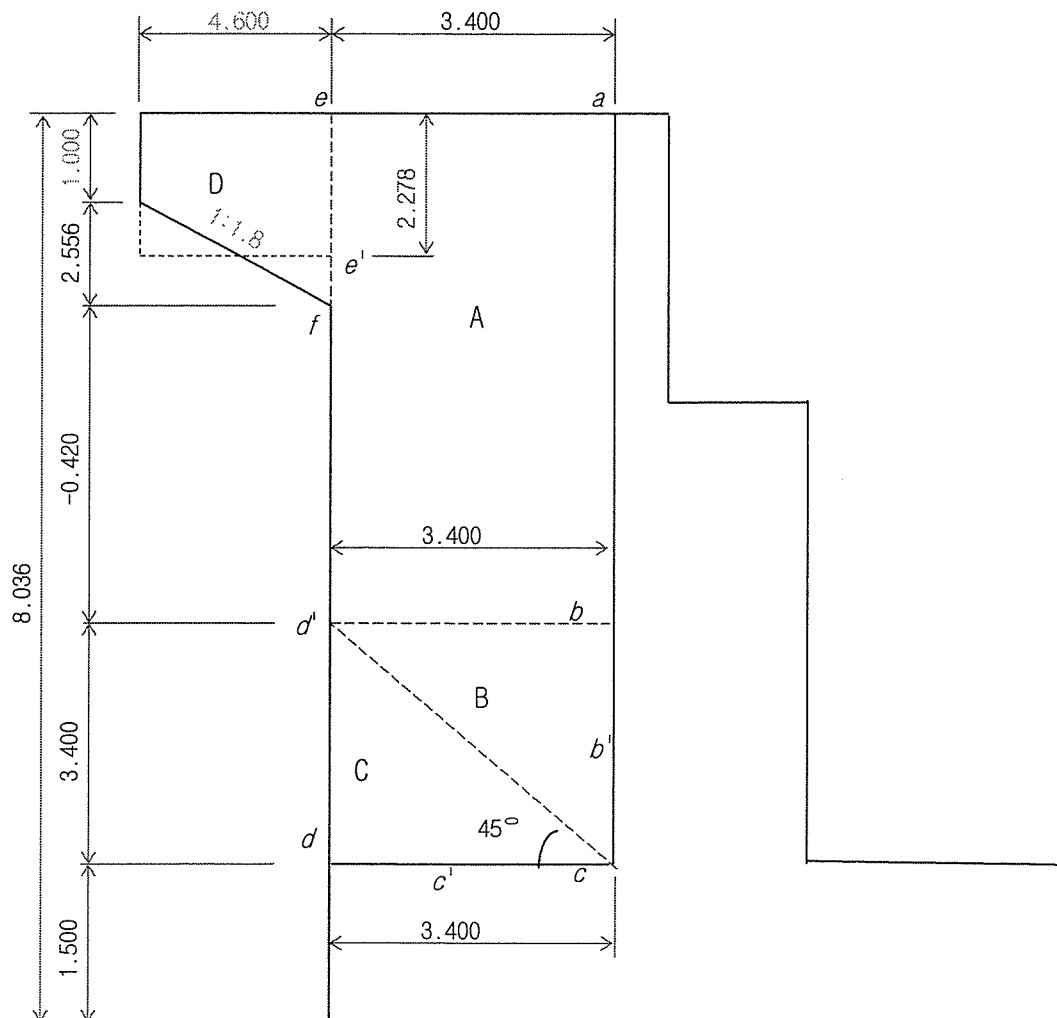
(2) 정지토압계수

$K_0 = 1 - \sin \phi = 0.398$

(3) 배면토 단위중량 : 20.000 kN/m³

5.4.2 설계단면

날개벽 두께 = 1000 ~ 1000 mm



5.4.3 단면력 계산

① 하중계수 = 1.60

(1) 벽체단면 D

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= 1.0 \times 0.398 \times 50.000 &= 19.909 \text{ kN/m}^2 \\ P_e' &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.278 + P_e &= 38.051 \text{ kN/m}^2 \\ V_d &= 1/2 \times (P_e + P_e') \times 2.278 \times 4.600 &= 303.675 \text{ kN} \\ M_d &= 1/2 \times V_d \times 4.600 &= 698.452 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= 1.6 \times 0.398 \times 50.000 &= 31.855 \text{ kN/m}^2 \\ P_e' &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.278 + P_e &= 60.881 \text{ kN/m}^2 \\ V_d &= 1/2 \times (P_e + P_e') \times 2.278 \times 4.600 &= 485.879 \text{ kN} \\ M_d &= 1/2 \times V_d \times 4.600 &= 1117.523 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= &= 19.909 \text{ kN/m}^2 \\ P_d' &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.136 + P_e &= 44.883 \text{ kN/m}^2 \\ V_a &= 1/2 \times (P_e + P_d') \times 3.136 \times 3.400 &= 345.42 \text{ kN} \\ V_{a\_total} &= V_a + V_d &= 649.10 \text{ kN} \\ M_a &= 1/2 \times V_a \times 3.400 + V_d \times 3.400 + M_d &= 2318.16 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= &= 31.855 \text{ kN/m}^2 \\ P_d' &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.136 + P_e &= 71.813 \text{ kN/m}^2 \\ V_a &= 1/2 \times (P_e + P_d') \times 3.136 \times 3.400 &= 552.68 \text{ kN} \\ V_{a\_total} &= V_a + V_d &= 1038.56 \text{ kN} \\ M_a &= 1/2 \times V_a \times 3.400 + V_d \times 3.400 + M_d &= 3709.06 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_b &= &= 44.883 \text{ kN/m}^2 \\ V_b &= P_b \times 3.4 &= 152.604 \text{ kN/m} \\ M_b &= 1/2 \times P_b \times 3.400^2 &= 259.426 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_b &= & &= 71.813 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= P_b \times 3.4 & &= 244.166 \text{ kN/m} \\
 M_b &= \frac{1}{2} \times P_b \times 3.400^2 & &= 415.082 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_d' &= & &= 44.883 \text{ kN/m}^2 \\
 P_d &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.4 + P_d' & &= 71.960 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= \frac{1}{2} \times (P_d' + P_d) \times 3.400 & &= 198.634 \text{ kN/m} \\
 M_b &= \frac{1}{6} \times (2 \times P_d' + P_d) \times 3.400^2 & &= 311.594 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_d' &= & &= 71.813 \text{ kN/m}^2 \\
 P_d &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.4 + P_d' & &= 115.136 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= \frac{1}{2} \times (P_d' + P_d) \times 3.400 & &= 317.814 \text{ kN/m} \\
 M_b &= \frac{1}{6} \times (2 \times P_d' + P_d) \times 3.400^2 & &= 498.55 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	490.572	1182.737	415.082	498.550
설계 하중(S)	213.292	331.172	244.166	317.814
사용 하중(M)	306.607	739.210	259.426	311.594

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.556m]

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\Phi_f = 0.90$, $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	490.572	213.292	306.607

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	29	-	4	EA	=	2569.600	mm ²	,	d1	=	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2	=	0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2	=	0	mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm² [사용률 1.674]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 40.307 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.05300 > 0.004 - \text{O.K.}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00\text{E}+05 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.9$ 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 $A_s = 1534.634 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 36021.77 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3150.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2046.18 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----} > \text{ 철근비 만족} \quad \therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 40.982 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 813.595 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u (= 490.572 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.658] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

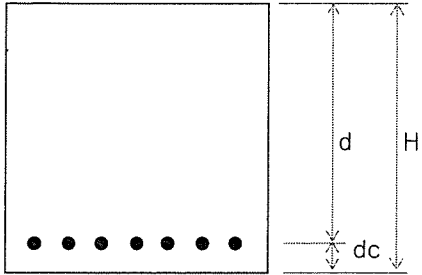
$$\phi V_c = \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 900.0 / 1000 = 698.35 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 698.35 > V_u = 213.292 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	900.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	306.607	kN·m,	$A_s =$	2569.600	mm ²
$N =$	4		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 162.85 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 141.088 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 141.088 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 29 / 2 = 85.50 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 344.41 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 4 = 250 \text{ mm} < 344 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

2) 단면 A [H = 3.136m]

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\Phi_f = 0.90$, $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1182.737	331.172	739.210

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	29	-	8	EA =	5139.200	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 5139.200 mm² [사용률 1.362]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 80.615 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.02500 > 0.004 - \text{O.K.}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00\text{E}+05 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\Phi_f = 0.9$ 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 $A_s = 3774.583 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 36021.77 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3150.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5032.78 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 81.965 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1589.279 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u (= 1182.737 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 1.344]} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

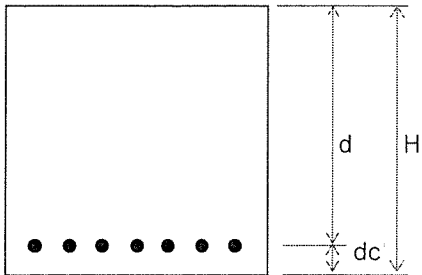
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 900.00 / 1000 = 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 331.172 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	900.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	739.210	kN·m,	$A_s =$	5139.200	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 221.02 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 174.069 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 174.069 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 29 / 2 = 85.5 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 238.66 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 239 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

3) 단면 B [H = 6.536m]

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\Phi_f = 0.90$, $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	415.082	244.166	259.426

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	4	EA =	2026.800	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 2026.800 mm² [사용률 1.564]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 31.793 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06800 > 0.004 - \text{O.K.}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00\text{E}+05 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\Phi_f = 0.9$ 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.

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

→ Req $A_s = 1295.748 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 36021.77 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3150.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1727.66 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----} \Rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 32.325 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 644.890 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$\Phi M_n > M_u (= 415.082 \text{ kN} \cdot \text{m})$ [사용률 = 1.554] $\therefore \text{O.K!!}$

나) 전단검토

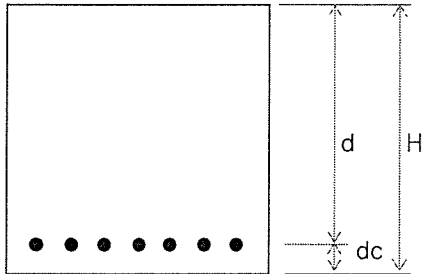
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 900.0 / 1000 = 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 244.166 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	900.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	259.426	kN·m,	$A_s =$	2026.800	mm ²
$N =$	4		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 146.25 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 150.364 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 150.364 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.5 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 304.98 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 4 = 250 \text{ mm} < 305 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

4) 단면 C [H = 6.536m]

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\phi_f = 0.90$, $\phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	498.550	317.814	311.594

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	29	-	4	EA =	2569.600	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm² [사용률 1.647 %]

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 40.307 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.05300 > 0.004 \text{ - O.K. -}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00E+05 = 0.00200$$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\phi_f = 0.9$ 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.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 1559.940 \text{ mm}^2$$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 36021.77 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용 } \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3150.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2079.92 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max}$ -----> 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 40.982 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 813.595 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ (= 498.550 kN} \cdot \text{m)} \text{ [사용률 = 1.632 \%]} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

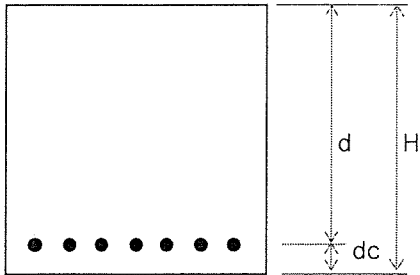
$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 900.00 / 1000 = 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 317.814 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	900.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	311.594	kN·m,	$A_s =$	2569.600	mm ²
$N =$	4		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 162.85 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 143.383 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 143.383 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 29 / 2 = 85.5 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 335.48 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 4 = 250 \text{ mm} < 335 \text{ mm O.K!!}$$

6. FOOTING 설계

6.1 하 중 조 합

가. LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2810.684	-	10702.772	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4142.690	3.400	14085.146	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	5.850	1916.460	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10058.774		43648.958	1066.760		3082.234

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (43648.958 - 3082.234) / 10058.774 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.133 \text{ m} \\
 M_o &= 10058.774 \times 0.1330 = 1337.504 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3794.424	-	14448.742	-	-	-
	배 면 토	3750.030	-	22875.183	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5592.632	3.400	19014.947	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	442.260	5.850	2587.221	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		13579.345		58926.093	1706.816		4931.575

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (58926.093 - 4931.575) / 13579.345 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.076 \text{ m} \\
 M_o &= 13579.345 \times 0.0762 = 1035.072 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

나. LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일중하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2810.684	-	10702.772	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4142.690	3.400	14085.146	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	5.850	1916.460	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	105.000	5.100	535.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10058.774		43648.958	1171.760		3617.734

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (43648.958 - 3617.734) / 10058.774 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.080 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$M_o = 10058.774 \times 0.0797 = 802.004 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3794.424	-	14448.742	-	-	-
	배 면 토	3750.030	-	22875.183	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5592.632	3.400	19014.947	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	442.260	5.850	2587.221	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	147.000	5.100	749.700
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		13579.345		58926.093	1853.816		5681.275

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (58926.093 - 5681.275) / 13579.345 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.021 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$M_o = 13579.345 \times 0.0210 = 285.372 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

다. LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 시동+제동하중 + 1.4 장대레일종하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2810.684	-	10702.772	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4142.690	3.400	14085.146	-	-	-
	활 하 중	1913.996	3.400	6507.587	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	5.850	1916.460	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-		306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	5.100	535.500
시동 또는 제동 하중		-	-	-	545.749	5.100	2783.317
합 계		12570.770		53654.845	2023.810		7631.771

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (53654.845 - 7631.771) / 12570.770 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.239 \text{ m} \\
 M_o &= 12570.770 \times 0.2389 = 3002.931 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3794.424	-	14448.742	-	-	-
	배 면 토	3750.030	-	22875.183	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5592.632	3.400	19014.947	-	-	-
	활 하 중	2883.244	3.400	9803.030	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	442.260	5.850	2587.221	-	-	-
	활 하 중	837.200	5.850	4897.620	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	147.000	5.100	749.700
시동 또는 제동 하중		-	-	-	764.048	5.100	3896.644
합 계		17299.789		73626.742	3107.946		11547.070

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (73626.742 - 11547.070) / 17299.789 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.312 \text{ m} \\
 M_o &= 17299.789 \times 0.3115 = 5389.505 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

라. LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 온도하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2810.684	-	10702.772	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4142.690	3.400	14085.146	-	-	-
	활 하 중	1913.996	3.400	6507.587	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	5.850	1916.460	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	P ₀	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	P _L	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	621.404	5.100	3169.158
합 계		12570.770		53654.845	1994.465		7482.111

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_0 / V - B / 2 \\
 &= (53654.845 - 7482.111) / 12570.770 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.227 \text{ m} \\
 M_0 &= 12570.770 \times 0.227 = 2853.271 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3794.424	-	14448.742	-	-	-
	배 면 토	3750.030	-	22875.183	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5592.632	3.400	19014.947	-	-	-
	활 하 중	2883.244	3.400	9803.030	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	442.260	5.850	2587.221	-	-	-
	활 하 중	837.200	5.850	4897.620	-	-	-
상 재 토 압	P ₀	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	P _L	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	869.965	5.100	4436.821
합 계		17299.789		73626.742	3066.863		11337.547

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_0 / V - B / 2 \\
 &= (73626.742 - 11337.547) / 17299.789 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.299 \text{ m} \\
 M_0 &= 17299.789 \times 0.299 = 5179.981 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

마. LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2810.684	-	10702.772	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4142.690	3.400	14085.146	-	-	-
	활 하 중	1913.996	3.400	6507.587	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	5.850	1916.460	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12570.770		53654.845	1373.061		4312.953

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (53654.845 - 4312.953) / 12570.770 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.025 \text{ m} \\
 M_o &= 12570.770 \times 0.0251 = 315.887 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3794.424	-	14448.742	-	-	-
	배 면 토	3750.030	-	22875.183	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	5592.632	3.400	19014.947	-	-	-
	활 하 중	3540.893	3.400	12039.037	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	442.260	5.850	2587.221	-	-	-
	활 하 중	1106.300	5.850	6471.855	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		18226.538		77436.984	2196.898		6900.726

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (77436.984 - 6900.726) / 18226.538 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.030 \text{ m} \\
 M_o &= 18226.538 \times 0.0300 = 547.240 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

바. LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2810.684	-	10702.772	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
상 부	고정하중	4142.690	3.400	14085.146	-	-	-
하 중	활 하 중	1913.996	3.400	6507.587	-	-	-
상 재	고정하중	327.600	5.850	1916.460	-	-	-
하 중	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재	PD		-	-	167.800	4.018	674.220
토 압	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12570.770		53654.845	1373.061		4312.953

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (53654.845 - 4312.953) / 12570.770 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.025 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$M_o = 12570.770 \times 0.0251 = 315.887 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4497.095	-	18194.712	-	-	-
	배 면 토	4444.480	-	28805.786	-	-	-
상 부	고정하중	6628.304	3.400	22536.234	-	-	-
하 중	활 하 중	3062.394	3.400	10412.140	-	-	-
상 재	고정하중	524.160	5.850	3066.336	-	-	-
하 중	활 하 중	956.800	5.850	5597.280	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
토 압	PL	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	4093.624
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20113.233		88612.487	2196.898		7141.527

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (88612.487 - 7141.527) / 20113.233 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.151 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$M_o = 20113.233 \times 0.1506 = 3029.353 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

사. LOAD CASE 7 = 1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중+ 1.0 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2810.684	-	10702.772	259.707	-	485.177
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	256.669	-	1223.796
상 부 하 중	고정하중	4142.690	3.400	14085.146	1531.138	5.100	7808.805
	활 하 중	1913.996	3.400	6507.587	212.224	5.100	1082.342
상 재 하 중	고정하중	327.600	5.850	1916.460	30.270	-	243.252
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	16.577	-	133.209
상 재 토 압	PD	-	-	-	201.451	4.018	809.429
	PL	-	-	-	367.728	4.018	1477.529
토 압		-	-	-	1079.239	4.018	4336.381
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12570.770		53654.845	3955.002		17599.920

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (53654.845 - 17599.920) / 12570.770 - 7.800 / 2 \\
 &= -1.032 \text{ m} \\
 M_o &= 12570.770 \times 1.0318 = 12971.080 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2810.684	-	10702.772	259.707	-	485.177
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	256.669	-	1223.796
상 부 하 중	고정하중	4142.690	3.400	14085.146	1531.138	5.100	7808.805
	활 하 중	1913.996	3.400	6507.587	212.224	5.100	1082.342
상 재 하 중	고정하중	327.600	5.850	1916.460	30.270	-	243.252
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	16.577	-	133.209
상 재 토 압	PD	-	-	-	201.451	4.018	809.429
	PL	-	-	-	367.728	4.018	1477.529
토 압		-	-	-	1079.239	4.018	4336.381
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		12570.770		53654.845	3955.002		17599.920

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (53654.845 - 17599.920) / 12570.770 - 7.800 / 2 \\
 &= -1.032 \text{ m} \\
 M_o &= 12570.770 \times 1.0318 = 12971.080 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	10058.774	1066.760	1337.504	0.133	
LOAD CASE2	10058.774	1171.760	802.004	0.080	
LOAD CASE3	12570.770	2023.810	3002.931	-0.239	
LOAD CASE4	12570.770	1994.465	2853.271	-0.227	
LOAD CASE5	12570.770	1373.061	315.887	0.025	
LOAD CASE6	12570.770	1373.061	315.887	0.025	
LOAD CASE7	12570.770	3955.002	12971.080	-1.032	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	13579.345	1706.816	1035.072	0.076	
LOAD CASE2	13579.345	1853.816	285.372	0.021	
LOAD CASE3	17299.789	3107.946	5389.505	-0.312	
LOAD CASE4	17299.789	3066.863	5179.981	-0.299	
LOAD CASE5	18226.538	2196.898	547.240	-0.030	
LOAD CASE6	20113.233	2196.898	3029.353	0.151	
LOAD CASE7	12570.770	3955.002	12971.080	-1.032	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	12570.770	2023.810	3002.931	17299.789	3107.946	5389.505
축 력 최대시	12570.770	1994.465	2853.271	20113.233	2196.898	3029.353
지 진 시	12570.770	3955.002	12971.080	12570.770	3955.002	12971.080

6.4. PILE 검토

6.4.1 축력최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

- * 재하시의 종류 = 상시
- * 콘크리트 강도(f_{ck}) = 30 Mpa
- * 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
- * 말뚝 길이(L) = 8.00 m
- * 확대기초 재원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.50 m
- * $1/\beta$ 부근(1.98m)의 N 값 = 15
- * 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(K_v) = $a \times A_p \times E_p / L = 175364.676 \text{ kN/m}$
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))} = 0.50568 \text{ 1/m}$
- $\therefore \beta L = 4.05 \geq 3$ 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	$V_o(\text{kN})$	$H_o(\text{kN})$	$M_o(\text{kN.m})$	
사 용 하 중	12570.770	1994.465	2853.271	
극 한 하 중	20113.233	2196.898	3029.353	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

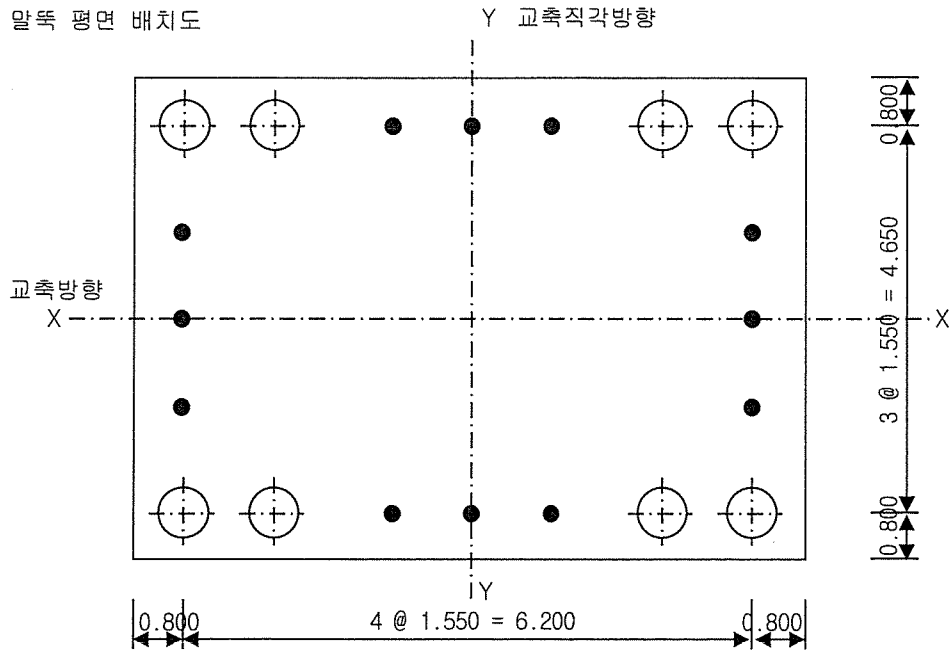
구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
상 시	63861	63143	63143	124867	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
상 시	31930	0	0	0	175365	0.508

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	4	2	1.550	4
3	0.000	4	4	-1.550	4
5	-3.100	4			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1277220	0	-1262866	3507294	0	19349891

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	1994.465	12570.770	2853.271	0.00182515	0.00358418	0.00026657

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00183	0.00441	773.46	99.72	-81.96
2 열	0.00183	0.00400	701.00	99.72	-81.96
3 열	0.00183	0.00358	628.54	99.72	-81.96
4 열	0.00183	0.00317	556.08	99.72	-81.96
5 열	0.00183	0.00276	483.62	99.72	-81.96
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00183	0.00441	773.46	99.72	81.96

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	638610	0	0	3507294	0	16852545

㉓ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δ x(m)	δ y(m)	α (rad)
상 시	1994.465	12570.770	2853.271	0.0031231	0.0035842	0.0001693

㉔ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δ xi(m)	δ yi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00312	0.00411	720.58	99.72	0.00
2 열	0.00312	0.00385	674.56	99.72	0.00
3 열	0.00312	0.00358	628.54	99.72	0.00
4 열	0.00312	0.00332	582.52	99.72	0.00
5 열	0.00312	0.00306	536.50	99.72	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00312	0.00411	720.58	99.72	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.636	0.00312	81.96	0.00183

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고정	수평력	99.72	말뚝머리 힌지	수평력	99.72
	수직력	773.46		수직력	720.58
	모멘트	81.96		모멘트	0.64
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	101.0	15.2	55.1	15.2
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	0.K	0.K	0.K	0.K

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$f_{cv} = \frac{4 * P_{max}}{\pi * D^2} = \frac{4 * 773.46}{\pi * 0.609^2} = 2.655 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} - 0.K -$$

$$f_{ca} = 0.25 * f_{ck} = 7.50 \text{ MPa}$$

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau_v = \frac{P_{max}}{\pi * (D + h) * h} = \frac{773.456}{\pi * (0.609 + 1.400) * 1.400} = 0.088 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} - 0.K -$$

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시 (τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$f_{ch} = \frac{H_{max}}{D * L} = \frac{99.723}{0.609 \times 0.100} = 1.637 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} - \text{O.K.} -$$

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau_h = \frac{H_{max}}{h' (2L + D + 2h')} = \frac{99.723}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)} = 0.052 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} - \text{O.K.} -$$

e) 편칭전단 검토 (극한하중 재하시)

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , $b_p = \pi \times (\text{유효깊이} + \text{말뚝직경}) = 6311.5 \text{ mm}$

$$\Phi S_n = \Phi V (1.06 \sqrt{f_{ck}} \times b_p \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000$$

$$= 38589.980 \text{ kN} \geq 1161.879 \text{ kN} - \text{O.K.} -$$

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

㉔ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	2196.898	20113.233	3029.35	0.00200	0.00573	0.00029

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(분당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1161.879	109.845
2 열	1083.770	109.845
3 열	1005.662	109.845
4 열	927.553	109.845
5 열	849.444	109.845
-	-	-
-	-	-
최대값	1161.879	109.845

나. 말뚝머리 힌지시

㉔ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	2196.898207	20113.233	3029.352917	0.00344	0.00573	0.00018

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(분당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1103.383	109.845
2 열	1054.522	109.845
3 열	1005.662	109.845
4 열	956.801	109.845
5 열	907.941	109.845
-	-	-
-	-	-
최대값	1103.383	109.845

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1161.879	773.456
2 열	1083.770	700.997
3 열	1005.662	628.539
4 열	927.553	556.080
5 열	849.444	483.621
-	-	-
-	-	-

6.4.2 모멘트최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

- * 재하시의 종류 = 상시
- * 콘크리트 강도(f_{ck}) = 30 Mpa
- * 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
- * 말뚝 길이(L) = 8.00 m
- * 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.50 m
- * $1/\beta$ 부근(1.98m)의 N 값 = 15
- * 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(K_v) = $a \times A_p \times E_p / L = 175364.676 \text{ kN/m}$
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))} = 0.50568 \text{ 1/m}$
- $\therefore \beta L = 4.05 \geq 3$ 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	$V_o(\text{kN})$	$H_o(\text{kN})$	$M_o(\text{kN.m})$	
사 용 하 중	12570.770	2023.810	3002.931	
극 한 하 중	17299.789	3107.946	5389.505	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

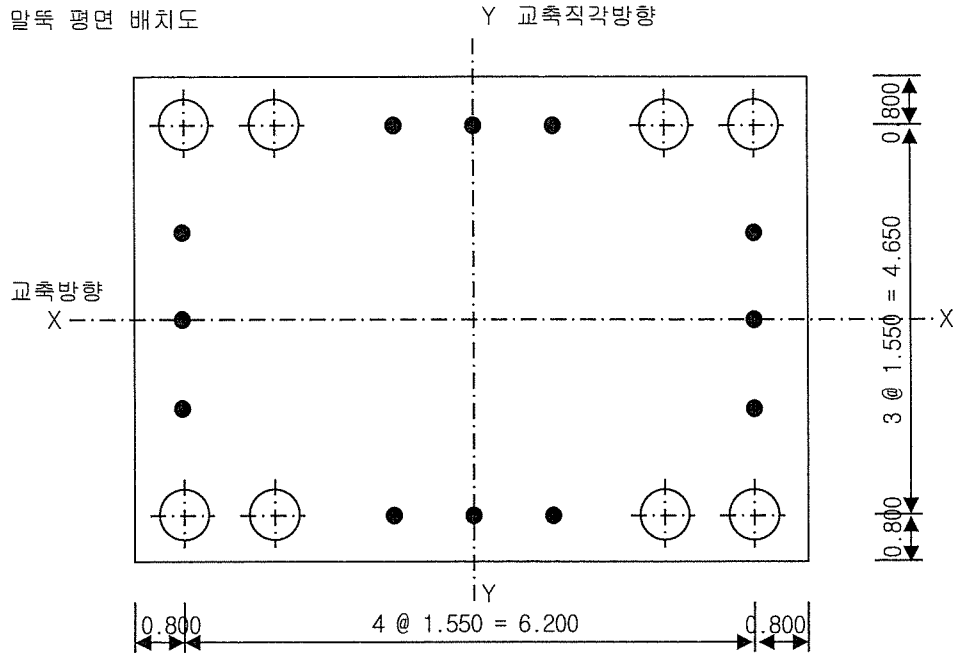
구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
상 시	63861	63143	63143	124867	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
상 시	31930	0	0	0	175365	0.508

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	4	2	1.550	4
3	0.000	4	4	-1.550	4
5	-3.100	4			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1277220	0	-1262866	3507294	0	19349891

㉠ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx (m)	δy (m)	α (rad)
상 시	2023.810	12570.770	3002.931	0.00185788	0.00358418	0.00027645

㉡ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δx_i (m)	δy_i (m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00186	0.00444	778.82	101.19	-82.79
2 열	0.00186	0.00401	703.68	101.19	-82.79
3 열	0.00186	0.00358	628.54	101.19	-82.79
4 열	0.00186	0.00316	553.40	101.19	-82.79
5 열	0.00186	0.00273	478.25	101.19	-82.79
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00186	0.00444	778.82	101.19	82.79

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	638610	0	0	3507294	0	16852545

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	2023.810	12570.770	3002.931	0.0031691	0.0035842	0.0001782

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00317	0.00414	725.41	101.19	0.00
2 열	0.00317	0.00386	676.97	101.19	0.00
3 열	0.00317	0.00358	628.54	101.19	0.00
4 열	0.00317	0.00331	580.10	101.19	0.00
5 열	0.00317	0.00303	531.67	101.19	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00317	0.00414	725.41	101.19	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.645	0.00317	82.79	0.00186

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고정	수평력	101.19	말뚝머리 힌지	수평력	101.19
	수직력	778.82		수직력	725.41
	모멘트	82.79		모멘트	0.65
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	101.8	15.4	55.5	15.4
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	0.K	0.K	0.K	0.K

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$f_{cv} = \frac{4 * P_{max}}{\pi * D^2} = \frac{4 * 778.82}{\pi * 0.609^2} = 2.674 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} - 0.K -$$

$$f_{ca} = 0.25 * f_{ck} = 7.50 \text{ MPa}$$

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau_v = \frac{P_{max}}{\pi * (D + h) * h} = \frac{778.823}{\pi * (0.609 + 1.400) * 1.400} = 0.088 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} - 0.K -$$

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시 (τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$f_{ch} = \frac{H_{max}}{D * L} = \frac{101.190}{0.609 \times 0.100} = 1.662 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau_h = \frac{H_{max}}{h' (2L + D + 2h')} = \frac{101.190}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)} = 0.053 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

e) 편칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , $b_p = \pi \times (\text{유효깊이} + \text{말뚝직경}) = 6311.5 \text{ mm}$

$$\Phi S_n = \Phi v (1.06 \sqrt{f_{ck}} \times b_p \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000 = 38589.980 \text{ kN} \geq 1119.143 \text{ kN} \quad - \text{O.K.} -$$

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

㉔ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	3107.946	17299.789	5389.50	0.00290	0.00493	0.00047

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1119.143	155.397
2 열	992.066	155.397
3 열	864.989	155.397
4 열	737.913	155.397
5 열	610.836	155.397
-	-	-
-	-	-
최대값	1119.143	155.397

나. 말뚝머리 힌지시

㉔ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	3107.946148	17299.789	5389.50493	0.00487	0.00493	0.00032

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1038.844	155.397
2 열	.951.917	155.397
3 열	864.989	155.397
4 열	778.062	155.397
5 열	691.134	155.397
-	-	-
-	-	-
최대값	1038.844	155.397

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1119.143	778.823
2 열	992.066	703.681
3 열	864.989	628.539
4 열	737.913	553.396
5 열	610.836	478.254
-	-	-
-	-	-

6.4.3 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

- ° 재하시의 종류 = 지진시
- ° 콘크리트 강도(f_{ck}) = 30 Mpa
- ° 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
- ° 말뚝 길이(L) = 8.00 m
- ° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.50 m
- ° $1/\beta$ 부근(1.79m)의 N 값 = 15
- ° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의 축방향스프링정수(K_v) = $a \times A_p \times E_p / L = 175364.676 \text{ kN/m}$
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))} = 0.55963 \text{ 1/m}$
- $\therefore \beta L = 4.48 \geq 3$ 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	$V_o(\text{kN})$	$H_o(\text{kN})$	$M_o(\text{kN.m})$	
사 용 하 중	12570.770	3955.002	12971.080	
극 한 하 중	12570.770	3955.002	12971.080	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

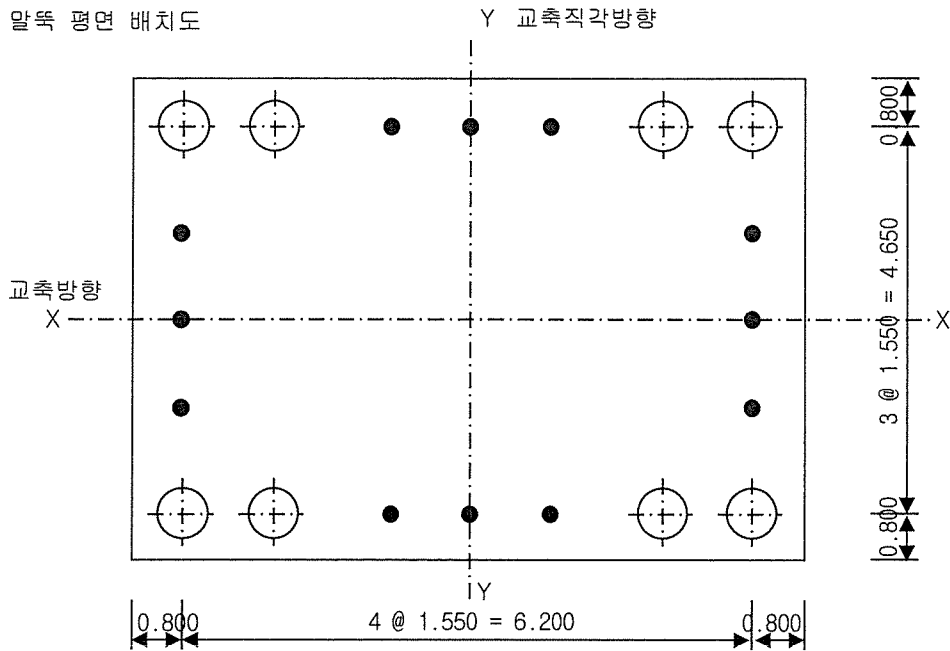
구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
지진시	86557	77334	77334	138188	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
지진시	43279	0	0	0	175365	0.508

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	4	2	1.550	4
3	0.000	4	4	-1.550	4
5	-3.100	4			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1731148	0	-1546688	3507294	0	19616313

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx (m)	δy (m)	α (rad)
지진시	3955.002	12570.770	12971.080	0.00309330	0.00358418	0.00090514

㉔ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δx_i (m)	δy_i (m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00309	0.00639	1120.60	197.75	-114.14
2 열	0.00309	0.00499	874.57	197.75	-114.14
3 열	0.00309	0.00358	628.54	197.75	-114.14
4 열	0.00309	0.00218	382.51	197.75	-114.14
5 열	0.00309	0.00078	136.48	197.75	-114.14
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00309	0.00639	1120.60	197.75	114.14

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	865574	0	0	3507294	0	16852545

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δ x(m)	δ y(m)	α (rad)
지진시	3955.002	12570.770	12971.080	0.0045692	0.0035842	0.0007697

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δ xi(m)	δ yi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00457	0.00597	1046.96	197.75	0.00
2 열	0.00457	0.00478	837.75	197.75	0.00
3 열	0.00457	0.00358	628.54	197.75	0.00
4 열	0.00457	0.00239	419.33	197.75	0.00
5 열	0.00457	0.00120	210.12	197.75	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00457	0.00597	1046.96	197.75	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.014	-1.139	0.00457	114.14	0.00309

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고정	수평력	197.75	말뚝머리 힌지	수평력	197.75
	수직력	1120.60		수직력	1046.96
	모멘트	114.14		모멘트	1.14
	β	0.559630		β	0.559630

㉑ 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	143.9	30.1	80.2	30.1
허용 응력	217.0	124.0	217.0	124.0
비 고	0.K	0.K	0.K	0.K

㉒ 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$f_{cv} = \frac{4 * P_{max}}{\pi * D^2} = \frac{4 * 1120.60}{\pi * 0.609^2} = 3.847 \text{ MPa} < f_{ca} = 9.975 \text{ MPa} - 0.K -$$

$$f_{ca} = 1.33 * (0.25 * f_{ck}) = 9.98 \text{ MPa}$$

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau_v = \frac{P_{max}}{\pi * (D + h) * h} = \frac{1120.599}{\pi * (0.609 + 1.400) * 1.400} = 0.127 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.330 \text{ MPa} - 0.K -$$

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시 (τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$f_{ch} = \frac{H_{max}}{D * L} = \frac{197.750}{0.609 \times 0.100} = 3.247 \text{ MPa} < f_{ca} = 9.975 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau_h = \frac{H_{max}}{h' (2L + D + 2h')} = \frac{197.750}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)} = 0.103 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.330 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

e) 편칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , $b_p = \pi \times (\text{유효깊이} + \text{말뚝직경}) = 6311.5 \text{ mm}$

$$\Phi S_n = \Phi v (1.06 \sqrt{f_{ck}} \times b_p \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000$$

$$= 38589.980 \text{ kN} \geq 1120.599 \text{ kN} \quad - \text{O.K.} -$$

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

㉔ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
지진시	3955.002	12570.770	12971.08	0.00309	0.00358	0.00091

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1120.599	197.750
2 열	874.569	197.750
3 열	628.539	197.750
4 열	382.508	197.750
5 열	136.478	197.750
-	-	-
-	-	-
최대값	1120.599	197.750

나. 말뚝머리 힌지시

㉔ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
지진시	3955.001835	12570.770	12971.07978	0.00457	0.00358	0.00077

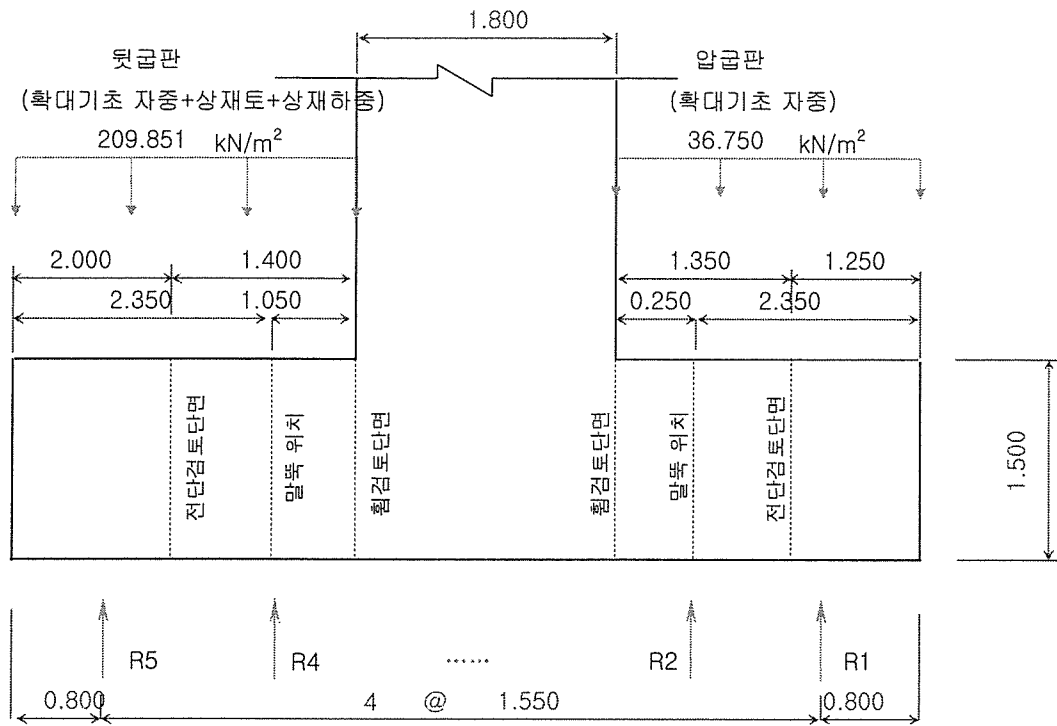
㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1046.960	197.750
2 열	837.749	197.750
3 열	628.539	197.750
4 열	419.328	197.750
5 열	210.117	197.750
-	-	-
-	-	-
최대값	1046.960	197.750

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	1120.599	1120.599
2 열	874.569	874.569
3 열	628.539	628.539
4 열	382.508	382.508
5 열	136.478	136.478
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1161.879	1119.143	1120.599	1161.879	MAX
2 열	1083.770	992.066	874.569	1083.770	MAX
3 열	1005.662	864.989	628.539	1005.662	MAX
4 열	927.553	737.913	382.508	382.508	MIN
5 열	849.444	610.836	136.478	136.478	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시			적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	773.456	778.823		778.823	MAX
2 열	700.997	703.681		703.681	MAX
3 열	628.539	628.539		628.539	MAX
4 열	556.080	553.396		553.396	MIN
5 열	483.621	478.254		478.254	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

- ⊙ $q_d =$ = 36.750 kN/m
- ⊙ 검토위치에 대한 모멘트, $M = q_d \times L^2 \div 2$
 $= 36.75 \times 2.60^2 \div 2 = 124.215 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- ⊙ 검토위치에 대한 전단력, $S_v = q_d \times L$
 $= 36.75 \times 2.60 = 95.550 \text{ kN/m}$
- ⊙ 열당 말뚝 본수 : 4 본
- ⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PN_i \times 4 EA}{b(\text{유효폭})}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	2.00	R3	R1	R2	R3	
1,161.879	1,083.770	-	743.603	693.613	-	1.35

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.800	0.250	-	1,511.888	-167.690	1,344.198

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
743.603	693.613	-	1,437.216	-128.993	1,308.223

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
778.823	703.681	-	498.446	450.356	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.800	0.250	-	1,009.793	-124.215	885.578

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

- ◎ $q_d =$ = 209.851 kN/m
- ◎ 검토위치에 대한 모멘트, $M = q_d \times L^2 \div 2$
 $= 209.85 \times 3.40^2 \div 2 = 1212.939 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- ◎ 검토위치에 대한 전단력, $S_i = q_d \times L$
 $= 209.85 \times 3.40 = 713.49 \text{ kN/m}$
- ◎ 열당 말뚝 본수 : 4 본
- ◎ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PN_i \times 4 EA}{b(\text{유효폭})}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

◎ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R5	R4	R3	R5	R4	R3			
136.478	382.508	-	87.346	244.805	-	1.35	1.60	1.40

◎ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
2.600	1.050	-	484.145	-1,834.270	-1,350.125

◎ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R5	R4	R3			
87.346	244.805	-	332.151	-1,078.983	-746.831

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

◎ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R5	R4	R3	R5	R4	R3	
478.254	553.396	-	306.083	354.174	-	1.00

◎ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
2.600	1.050	-	1,167.698	-1,212.939	- 45.241

6.6 철근량 산정

1) 뒷굽판

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\Phi_f = 0.90$, $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1500.00	1400.00	100.00	1350.125	746.831	45.241

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ² ,	d1 = 100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 = 200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm² [사용률 1.490]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 63.586 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.05222 > 0.004 - \text{O.K.}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\Phi_f = 0.9$ 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 $A_s = 2720.276 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 56033.87 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4900.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3627.03 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----} \Rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 64.651 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1995.842 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u (= 1350.125 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 1.478]} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

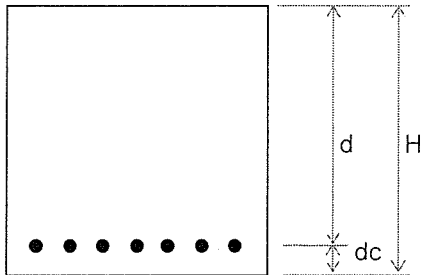
$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1400.00 / 1000 = 1086.32 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 1086.32 > V_u = 746.831 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1500.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	1400.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	45.241	kN·m,	$A_s =$	4053.600	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 254.92 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 8.487 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (d - x) = 8.487 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.5 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 7423.13 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 7423 \text{ mm O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

$$0.0020 \cdot b \cdot t = 0.0020 \times 1000 \times 1500 = 3000.00 \text{ mm}^2$$

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800mm²보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10- 1800.00 mm²)

인 장 측 1	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000	mm ²
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[0.00 ea/m]	=	0.000	mm ²
압 측 측 2 :	H	0	@	0	[0.00 ea/m]	=	0.000	mm ²
압 측 측 1 :	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000	mm ²

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2648.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K!!}$$

- 주철근 20% 이상

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 4053.600 = 810.720 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \text{ O.K!!}$$

2) 앞굽판

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\phi_f = 0.90$, $\phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1500.00	1350.00	150.00	1344.198	1308.223	885.578

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ² ,	d1 = 150	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 = 250	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm² [사용률 1.442]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 63.586 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.05025 > 0.004 - \text{O.K.}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\phi_f = 0.9$ 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 $A_s = 2811.771 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 54032.66 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4725.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3749.03 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----} \Rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 64.651 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1922.877 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n > M_u (= 1344.198 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 1.431]} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

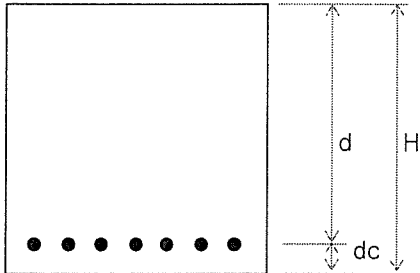
$$\phi V_c = \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1350.00 / 1000 = 1047.52 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 1047.52 < V_u = 1308.223 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 1500.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 1350.00 \text{ mm}, \quad d_c = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 885.578 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 4053.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 249.87 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 172.468 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 172.468 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.5 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 237.86 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 238 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

$$0.0020 \cdot b \cdot t = 0.0020 \times 1000 \times 1500 = 3000.00 \text{ mm}^2$$

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800mm²보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10- 1800.00 mm²)

인장측 1	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000 mm ²
인장측 2	H	0	@	0	[0.00 ea/m]	=	0.000 mm ²
압축측 2	H	0	@	0	[0.00 ea/m]	=	0.000 mm ²
압축측 1	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000 mm ²

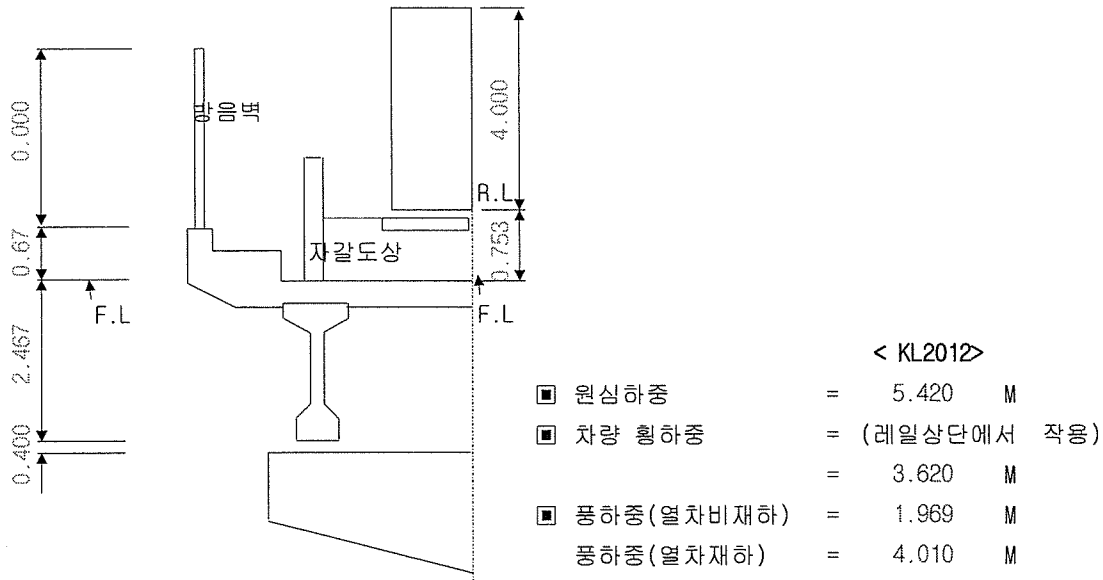
$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 주철근 20% 이상

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 4053.600 = 810.720 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \text{ O.K!!}$$

7. 교량받침부 검토 (고정)

7.1 하중산정



1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

$$\sum R_d = 4142.690 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1416.150 \text{ kN}$$

나) 활하중 (충격 포함)

■ 상시

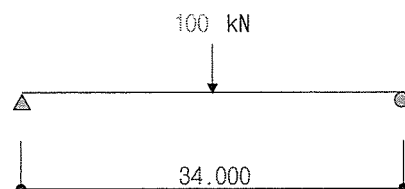
$$\sum R_L = 2059.460 \text{ kN}$$

$$R_{L1} = 850.080 \text{ kN}$$

다) 차량 횡하중(KRL-2012)

- 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적
- 그 크기 $Q=100\text{kN}$ 으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않음.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

KL2012



$$P_{Lf} = 50.000 \text{ kN} \text{ (교대이므로 시종점부 중 한 군데만 적용)}$$

$$M_{Lf} = 50.000 \times 3.620 = 181.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_{Lf}	$\sum X_i^2$	X_i	$P_i(kN)$	비 고
G1	181.000	5.780	1.700	53.235	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	53.235	↓

③ 적용하중

$$\begin{aligned} H_{Lf} &= 50.000 / 3 \text{ shoe} \\ &= 16.667 \text{ kN} \\ P_{Lf} &= 53.235 \text{ kN} \end{aligned}$$

라) 원심하중

KL2012

$$\text{곡선반경 : } R = \infty \quad L = 40.000 \quad V = 200 \text{ km/hr}$$

$$e_{\max} = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{200^2 \times 0.659}{127 \times \infty} = 0.000$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} \right) \times (1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}) = 0.659$$

상부반력 (P_L) 850.080 kN (충격 제외)

$$P_o = 850.08 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 0.000 \times 5.420 = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_o	$\sum X_i^2$	X_i	$P_i(kN)$	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	0.000	↓

③ 적용하중

$$\begin{aligned} H_{Lf} &= 0.000 / 3 \text{ shoe} \\ &= 0.000 \text{ kN} \\ P_{Lf} &= 0.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

마) 풍하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평 및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.
열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (W_n)

$$\begin{aligned} \text{상부구조 } W_n &= 3.000 \times 3.137 \times 14.975 = 140.93 \text{ kN} \\ M_n &= 140.93 \times 1.969 = 277.421 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_n	$\sum X_i^2$	X_i	$P_i(\text{kN})$	비 고
G1	277.421	5.780	1.700	81.594	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	81.594	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

$$\begin{aligned} \text{상부구조 } W_t &= 1.500 \times 7.220 \times 14.975 = 162.179 \text{ kN} \\ M_t &= 162.179 \times 4.010 = 650.338 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_t	$\sum X_i^2$	X_i	$P_i(\text{kN})$	비 고
G1	650.338	5.780	1.700	191.276	↑
G2			0.000	0.000	-
G2			1.700	191.276	↓

③ 적용하중

$$\begin{aligned} H_w &= 162.179 / 3 \text{ shoe} \\ &= 54.060 \text{ kN} \\ P_w &= 191.276 \text{ kN} \end{aligned}$$

바) 지진하중(내진계산서 참조)

① 하중 작용점 0.40

$$\begin{aligned} P_E &= 1098.495 \text{ kN} \\ M_o &= 1098.495 \times 0.400 = 439.398 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

② 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$R_{pi} = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	$R_{pi} (kN)$	비 고
G1	439.398	5.780	1.700	129.235	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	129.235	↓

$$H_E = 367.556 \text{ kN}$$

$$R_E = 129.235 \text{ kN}$$

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$$\sum R_d = 4142.690 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1416.150 \text{ kN}$$

나) 활하중

■ 상시

$$\sum R_L = 2059.460 \text{ kN}$$

$$R_{L1} = 850.080 \text{ kN}$$

다) 시동 및 제동하중

$$H_A = 495.000 \quad / \quad 3 \text{ shoe}$$

$$= 165.000 \text{ kN}$$

라) 장대레일 종하중

$$H_R = 90.000 \quad / \quad 3 \text{ shoe}$$

$$= 30.000 \text{ kN}$$

마) 지진하중(내진계산서 참조)

$$H_E = 1511.355 \text{ kN}$$

3) 하중 조합 (발침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + MAX(횡하중, 원심하중) + 풍하중

- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 시 · 제동하중 + 장대레일종하중

- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격고려) + 지진하중

다) 받침용량 검토

구 분		작용력		R (교대)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교 직 방 향	상 시	2510.741	70.726	0.80
	지 진 시	2395.465	367.556	
교 축 방 향	상 시	2266.230	195.000	0.80
	지 진 시	2266.230	1511.355	

라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교 직 방 향	상 시	2510.741	70.726	1859.808	52.390	1.35
	지 진 시	2395.465	367.556	1711.046	262.540	1.40
교 축 방 향	상 시	2266.230	195.000	1812.984	156.000	1.25
	지 진 시	2266.230	1511.355	1618.736	1079.539	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 세원

■ 규격: 435 × 606 mm
 ■ 높이: 209 mm
 ■ 사각: 90°

2) 연단거리 검토

$a = 350 \text{ mm} \quad [30\text{m} \leq l < 40\text{m}]$

$< 583 \text{ mm} \quad - \text{O.K.} -$

3) 최소받침 지지거리

가) 최소받침 지지거리에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$$

where, N: 최소받침 지지거리(mm)

L: 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H: 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대-인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균높이.

단경간교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$N = (200 + 1.67 \times 34.90 + 6.66 \times 3.20) \times (1 + 0.000125 \times 0.0) = 279.60$$

나) 연단 거리에 대한 검토

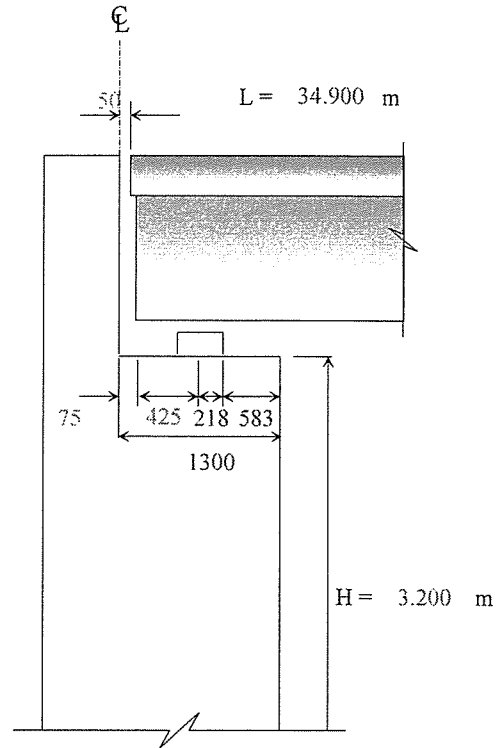
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 217.5 / 2 = 108.75 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 374.50 \text{ mm}$$

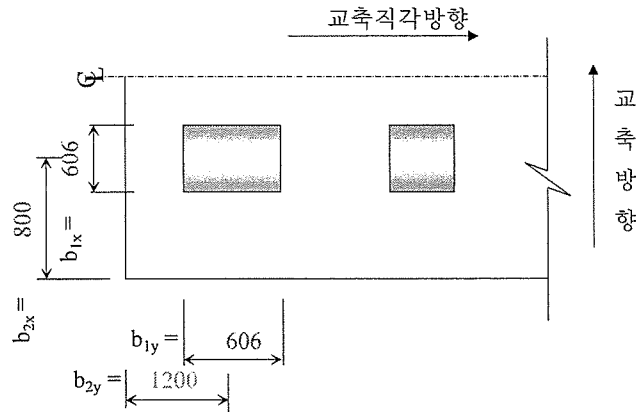
$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 108.75 + 374.50 = 908.25 \text{ mm}$$

$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 908.25 \text{ mm} < 1225.00 \quad - \text{O.K.} -$$



4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에 대한 보강



$$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 3030.0 \text{ mm}$$

$$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1200 = 2400.0 < 5 \times b_{1y} = 3030.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 1600) \times 1812984.0 / 180$$

$$= 1564.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx1}(\text{지진시}) = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 1600) \times 1618735.7 / 180$$

$$= 1396.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 2400) \times 1859808.3 / 180$$

$$= 1930.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy1}(\text{지진시}) = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 2400) \times 1711046.218 / 180$$

$$= 1776.4 \text{ mm}^2$$

나) 수평하중에 대한 보강

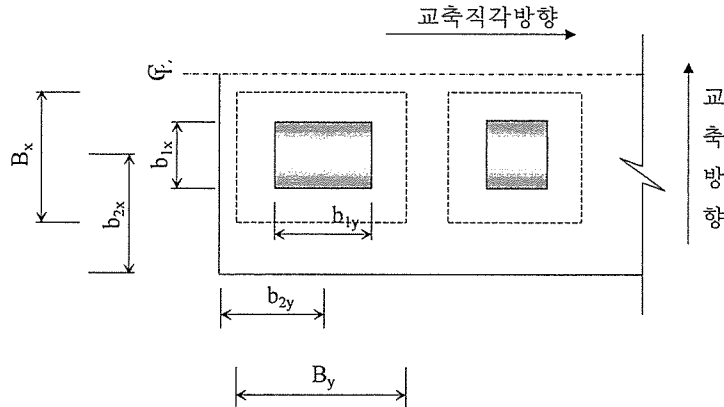
$$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 156000 / 180 = 866.7 \text{ mm}^2 - \text{상시}$$

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 1079539 / 180 = 5997.4 \text{ mm}^2 - \text{지진시}$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 52390 / 180 = 291.1 \text{ mm}^2 - \text{상시}$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 262540 / 180 = 1458.6 \text{ mm}^2 - \text{지진시}$$

다) 철근 보강 범위



■ 교축직각방향

$$B_x = b_{1x} + b_{2y} = 606 + 1200 = 1806.0 \text{ mm}$$

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 800.0 mm 가 $B_x/2 = 903.0 \text{ mm}$ 보다 작으므로 보정 필요.

$$B_x = b_{2x} + (b_{1x} + b_{2y}) / 2 = 800 + (606 + 1200) / 2 = 1703.0 \text{ mm}$$

■ 교축방향

$$B_y = b_{1y} + b_{2x} = 606 + 800 = 1406.0 \text{ mm}$$

라) 철근량 산정

■ 교축직각방향

$$A_{sy(\text{상시})} = A_{sy1} + A_{sy2} = 1930.800 + 291.055 = 2221.855 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy(\text{지진시})} = A_{sy1} + A_{sy2} = 1776.400 + 1458.556 = 3234.956 \text{ mm}^2$$

$$B_y = 1406.0 \text{ mm 범위내 (CTC 125)}$$

$$\text{Use } A_{sy} = H 16 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972.000 \text{ mm}^2 > 3234.956 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

■ 교축방향

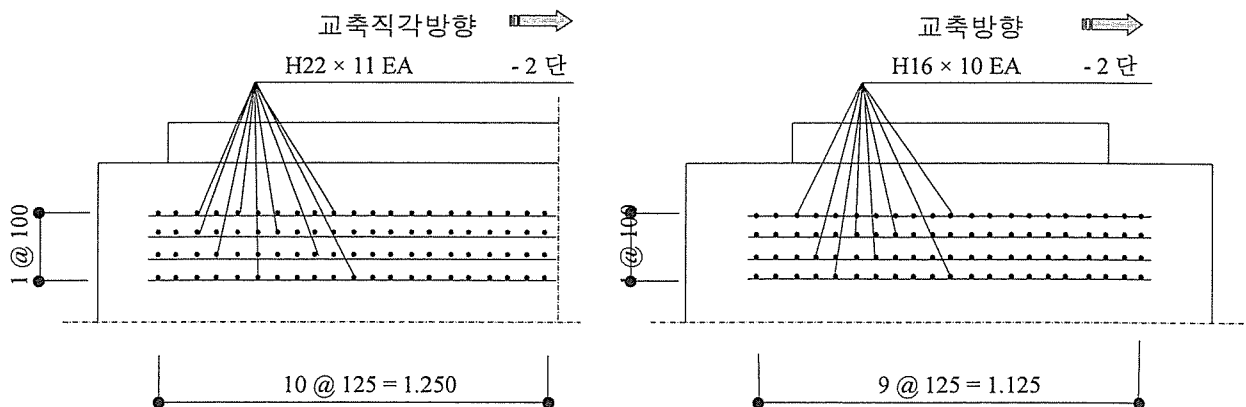
$$A_{sx(\text{상시})} = A_{sx1} + A_{sx2} = 1564.300 + 866.667 = 2430.967 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx(\text{지진시})} = A_{sx1} + A_{sx2} = 1396.700 + 5997.440 = 7394.140 \text{ mm}^2$$

$$B_x = 1703.0 \text{ mm 범위내 (CTC 125)}$$

$$\text{Use } A_{sx} = H 22 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 8516.200 \text{ mm}^2 > 7394.140 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{262540.0}{180} = 1458.56 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = H \cdot 16 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ ea} = 2184.600 \text{ mm}^2 > 1458.556 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

(CTC 125)

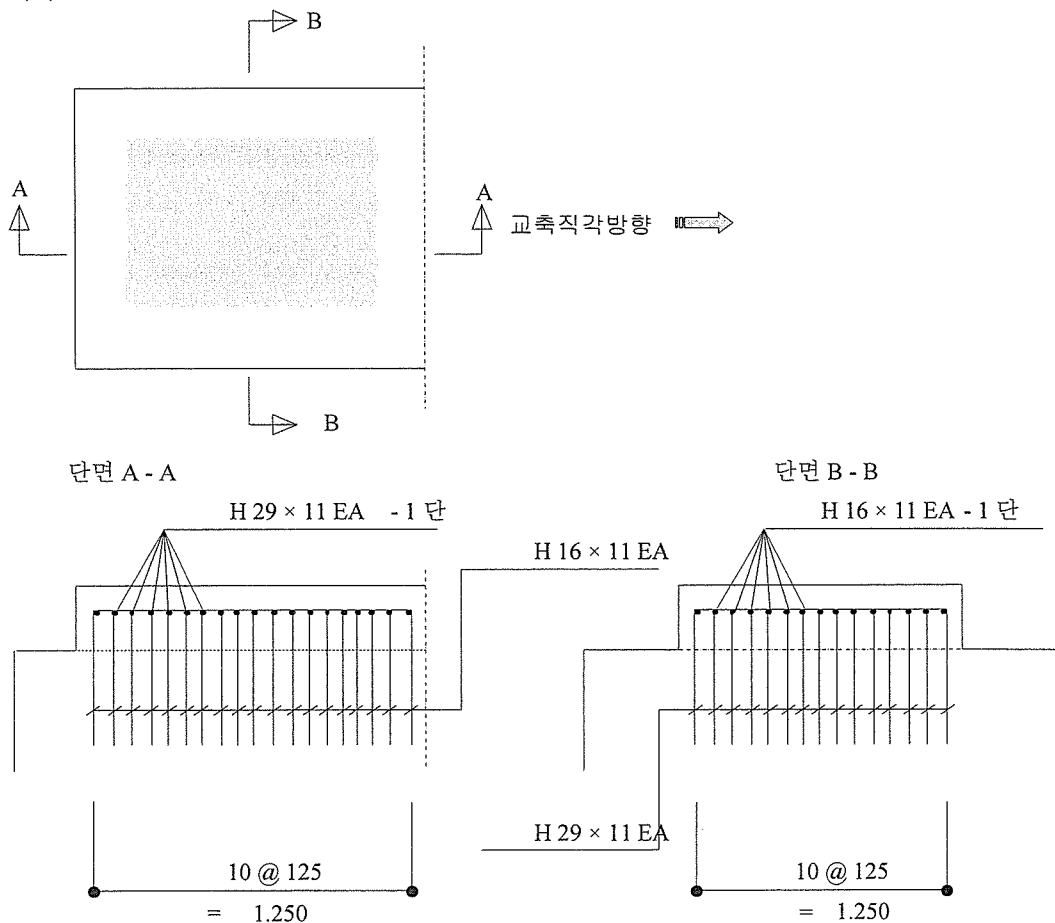
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{1079539.3}{180} = 5997.44 \text{ mm}^2$$

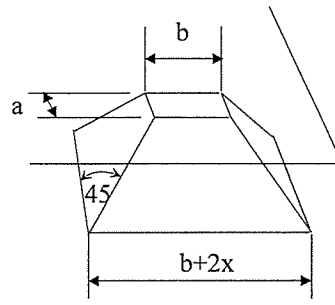
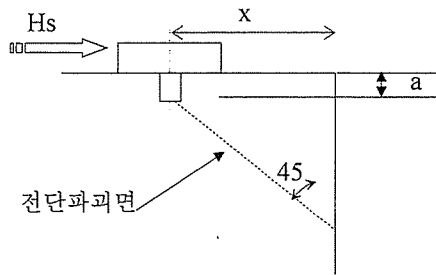
$$\text{Use } A_{sx} = H \cdot 29 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ ea} = 7066.400 \text{ mm}^2 > 5997.440 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토



가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{262540}{5101351} = 0.051 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \text{ --- - O.K -}$$

$$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 5101351 \text{ mm}^2$$

$$V : \text{전단응력 (MPa)} \quad V_{sa} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$A_r : \text{수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm}^2\text{)}$$

$$H_s : \text{받침에 작용하는 수평력 (N)} = 262540 \text{ N}$$

$$X : 1200 \text{ mm}$$

$$a : 0 \text{ mm}$$

$$b : 606 \text{ mm}$$

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{1079539}{2495804} = 0.69 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \text{ --- - O.K -}$$

$$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2495804 \text{ mm}^2$$

$$V : \text{전단응력 (MPa)} \quad V_{sa} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$A_r : \text{수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm}^2\text{)}$$

$$H_s : \text{받침에 작용하는 수평력 (N)} = 1079539 \text{ N}$$

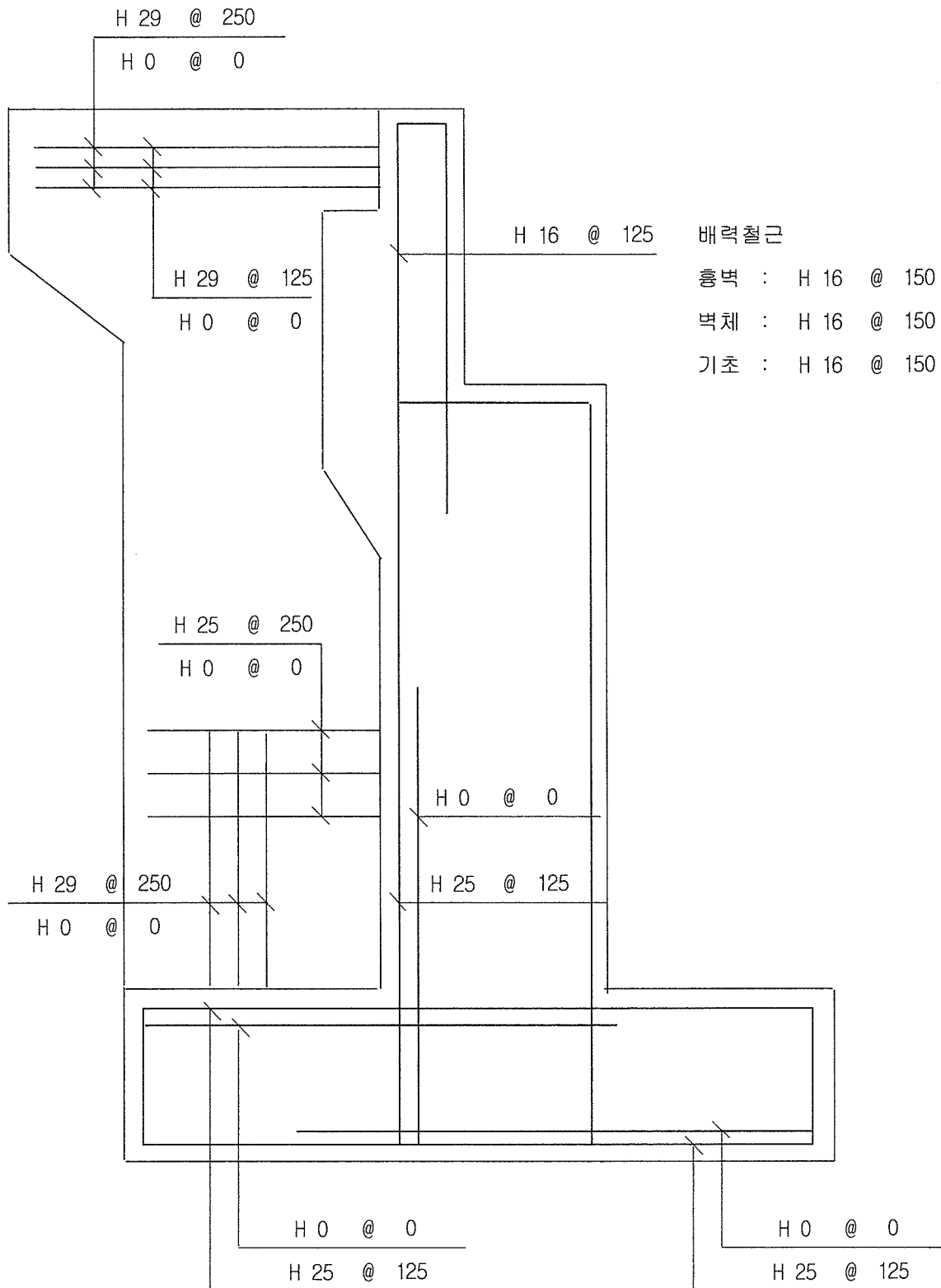
$$X : 800 \text{ mm}$$

$$a : 0 \text{ mm}$$

$$b : 606 \text{ mm}$$

8. 주철근 조립도

파전제1교 교대 A1



8.2.2 A2

※ 교대부 반력 집계표(충격하중 포함)

1. KRL-2012 하중 재하시

구 분	고 정 하 중	활하중(충격미포함)	활하중(충격포함)	계	지진력-교축	지진력-교직
G1	946.106	289.983	326.521	1272.627	0.000	317.481
G2	867.323	768.882	865.761	1733.084	0.000	318.135
G3	942.557	514.818	579.685	1522.242	0.000	317.381
계	2755.986	1573.683	1771.967	4527.953	0.000	952.997
Pmax			1733.084		0.000	318.135
적용받침			2250			

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (단선 : 기둥)

나. 기 초 : PILE 기초

나. 상부 구조형식 : PSC BEAM

- 1) 교 량 지 간 : 24.000 m
- 2) 총 길 이 : 25.000 m
- 3) PSC BEAM 전장 : 24.900 m

다. 설 계 하 중

1) 영구하중

가) 원지반 (N = 15 , 토사)

흙자중 (γ_t) : 19.0 kN/m³ 내부마찰각 (ϕ) = $15 + \sqrt{15 \times N} = 30^\circ$

흙자중 (γ_s) : 10.0 kN/m³

나) 배면토

흙자중 (γ_t) : 20.0 kN/m³ 내부마찰각 (ϕ) = 37°

흙자중 (γ_s) : 11.0 kN/m³

다) 기초저면의 마찰계수 (μ) : 0.364 ; $\tan(\frac{2}{3} \cdot \phi)$: 흙과 콘크리트

라) 기초저면의 점착력 (C) : 0.0

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (단선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 $R_d = 2755.986$ kN

나) 활하중 (충격 포함) - 단선 : $R(1+i) = 1771.967$ kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 단선 : $R_I = 1573.683$ kN

4) 지진하중

가) 설계수평진도 : $K_h = 0.5A_S = 0.5 \times 0.154 \times 1.2 = 0.0924$
(철도설계기준 p.8-116)

나) 상부 관성력 : $K_h' = A_S = 0.154 \times 1.2 = 0.185$

다) 설계수직진도 : $K_v = 0$

5) 슈마찰 계수 : $\mu_m = 0.15$ (고력항등주물 받침판 받침) "철도설계기준(2011), p8-92"

6) 시동 및 제동하중

가) 제동하중 : $20.00 \text{ kN/m} \times L \text{ (m)} \leq 6,000 \text{ kN}$

나) 시동하중 : $33.00 \text{ kN/m} \times L \text{ (m)} \leq 1,000 \text{ kN}$

7) 장대레일 중하중

가) 레일신축이음이 없는 경우 : $\pm 3.0 \times L \text{ (m)} \text{ kN}$ (1 레일당)

- 8) 토압 (안정검토시의 토압은 뒷굽에서부터 연직의 가상면에 작용하는 것으로 가정한다 - Rankine토압 사용)
가) 상시토압계수 (Coulomb 식 주동토압계수)

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

- 나) 지진시토압계수 (Mononobe-Okabe 식 주동토압계수)

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

	상 시			지 진 시		
	안정검토	흙벽	벽체	안정검토	흙벽	벽체
ϕ (흙의 내부마찰각)	37	37	37	37	37	37
θ	0.000	0.000	0.000	5.279	5.279	5.279
β (배면 각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
δ (흙의 배면마찰각)	0.000	12.333	12.333	0.000	0.000	0.000
α (배면 뒷채움각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
i (뒷채움 흙의 경사각)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
토 압 계 수 (K_a, K_{ae})	0.249	0.230	0.230	0.298	0.298	0.298

라. 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

- 가) 설계기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
 나) 탄 성 계 수 : $8500 \times 3\sqrt{f_{ck}+4} = 27536 \text{ MPa}$
 다) 단 위 중 량 : $w = 24.5 \text{ kN/m}^3$

2) 철 근

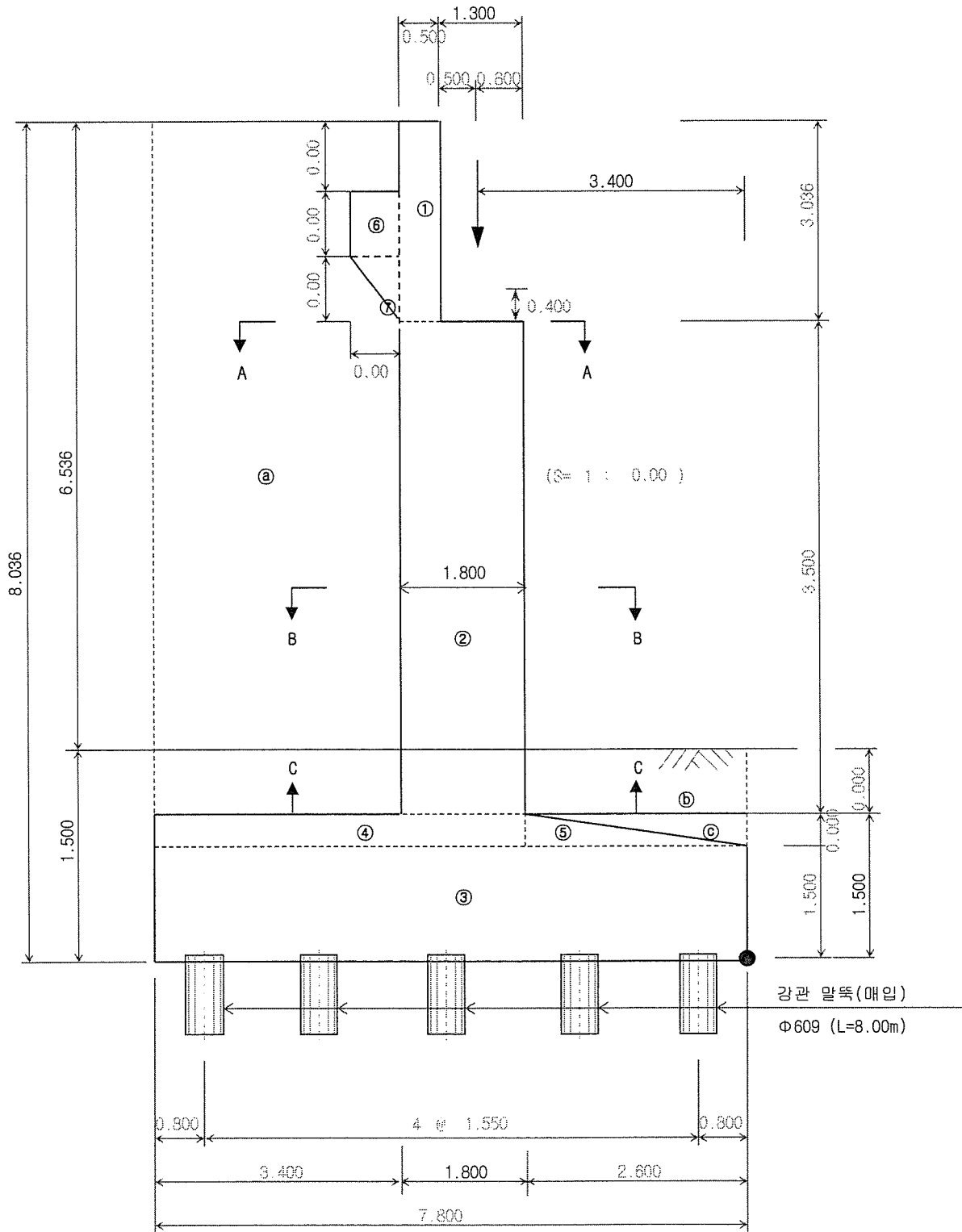
- 가) 항복응력 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
 나) 허용응력 : $f_{sa} = 180 \text{ MPa}$
 나) 탄성계수 : $E_s = 200,000 \text{ MPa}$

마. 참고문헌

- ▣ 철도설계기준(노반편) 개정(안) (한국철도시설공단, 2013) (KRL2012 하중 반영)
- ▣ 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)
- ▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- ▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)
- ▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면 가정

- ◎ 구 체 폭 : $L = 5.600 \text{ m}$
- ◎ 기 초 폭 : $L' = 6.250 \text{ m}$
- ◎ 지하 수위 : $GL = (-) 10.000 \text{ m}$



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배연토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.036	×	5.600	=	8.50	m³
②	1.800	×	3.500	×	5.600	=	35.28	m³
③	1.500	×	7.800	×	6.250	=	73.13	m³
④	0.000	×	5.200	×	6.250	=	0.00	m³
⑤	0.000	×	2.600	×	6.250 / 2	=	0.00	m³
⑥	0.000	×	0.000	×	6.250	=	0.00	m³
⑦	0.000	×	0.000	×	6.250 / 2	=	0.00	m³
㉑	3.400	×	6.536	×	6.250	=	138.89	m³
㉒	2.600	×	0.000	×	6.250	=	0.00	m³
㉓	0.000	×	2.600	×	6.250 / 2	=	0.00	m³

2) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
교대 자중	①	8.50	24.50	208.27	4.15	864.32	19.24	6.52	125.43
	②	35.28	24.50	864.36	3.50	3025.26	79.87	3.25	259.57
	③	73.13	24.50	1791.56	3.90	6987.09	165.54	0.75	124.16
	④	0.00	24.50	0.00	5.20	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.73	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	4.40	0.00	0.00	8.04	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	4.40	0.00	0.00	8.04	0.00
	계	116.91		2864.19		10876.67	264.65		509.16
토사	㉑	138.89	20.00	2777.80	6.10	16944.58	256.67	4.77	1223.80
	㉒	0.00	20.00	0.00	1.30	0.00	0.00		
	㉓	0.00	20.00	0.00	0.87	0.00	0.00		
	계	138.89		2777.80		16944.58	256.67		1223.80

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

$$\begin{aligned}
 - R_d &= 2755.99 \text{ kN} \\
 - x &= 3.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) 활하중 반력 (충격 포함)

$$\begin{aligned}
 - R_l(I+I) &= 1771.97 \text{ kN} \\
 - x &= 3.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

다. 부력

$$\begin{aligned} - V_w &= 7.800 \times (218.010 - 226.510) \times 6.250 \times \gamma_w = 0.000 \text{ kN} \\ - M_{vw} &= V_w \times (7.800 / 2) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

$$\begin{aligned} V_d &= 15.0 \times (3.400 + 0.500) \times 5.600 = 327.60 \text{ kN} \\ X_c &= 7.800 - (3.400 + 0.500) / 2 = 5.85 \text{ m} \\ Y_c &= 1.500 + 3.500 + 3.036 = 8.04 \text{ m} \\ M_{Vd} &= V_d \times X_c = 1916.46 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ H_d &= V_d \times 0.092 = 30.27 \text{ kN} \\ M_{Hd} &= H_d \times Y_c = 243.25 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

$$\begin{aligned} q_{l1} &= (220.0 / 3.00 + 80.0) / 5.600 = 27.38 \text{ kN/m}^2 \\ V_{q11} &= 27.381 \times (3.400 + 0.500) \times 5.600 = 598.00 \text{ kN} \\ M_{Vq11} &= V_{q11} \times X_c = 3498.30 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

마. 슈에 작용하는 수평하중

- 고정측 : $T - 1/2 \mu_m R_m$ (단 T_f 는 $1/2 T$ 이상)
 - 가동측 : $\mu_m R_m$ (단 T_m 은 $1/2 T$ 이하) 적용!!
- 여기서 T : 교량거더로부터의 전수평력
 R_m : 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

1) 제동하중

$$T \text{ (전체제동하중)} = 20.000 \times 25.00 = 500.00 \text{ kN} \leq 6000.0 \text{ kN}$$

2) 시동하중

$$T \text{ (전체시동하중)} = 33.000 \times 25.00 = 825.00 \text{ kN} \leq 1000.0 \text{ kN}$$

3) 가동단에 작용하는 수평력

$$\begin{aligned} R_m \text{ (지점 반력)} &= 2755.986 + 1573.683 = 4329.67 \text{ kN} \\ T_m \text{ (가동단수평력)} &= 0.15 \times 4,329.669 \\ &= 649.450 > 412.500 \quad (= 1/2 T) \\ T_{mb} \text{ (설계수평력)} &= 412.500 \text{ kN} \quad (T_m \text{ 은 } 1/2 T \text{ 이하}) \end{aligned}$$

4) 장대레일 종하중 (3.0 kN/m - 1레일당)

가) 고정하중 재하시

$$\begin{aligned} T \text{ (장대레일 종하중)} &= 6.0 \text{ kN/m} \times \text{지간} \times 1 \text{ (단선)} = 150.00 \text{ kN} \\ R_m \text{ (지점 반력)} &= 2755.986 = 2755.99 \text{ kN} \\ T_m \text{ (가동단수평력)} &= 0.15 \times 2,755.986 \\ &= 413.398 > 75.000 \quad (= 1/2 T) \\ T_{mb} \text{ (설계수평력)} &= 75.000 \text{ kN} \quad (T_m \text{ 은 } 1/2 T \text{ 이하}) \end{aligned}$$

나) 활하중 재하시

$$\begin{aligned}
 T \text{ (장대레일 종하중)} &= 6.0 \text{ kN/m} \times \text{지간} \times 1 \text{ (단선)} = 150.00 \text{ kN} \\
 R_m \text{ (지점 반력)} &= 2755.986 + 1771.967 = 4527.95 \text{ kN} \\
 T_m \text{ (가동단수평력)} &= 0.15 \times 4,527.953 \\
 &= 679.193 > 75.000 \quad (= 1/2 T) \\
 T_{mb} \text{ (설계수평력)} &= 75.000 \text{ kN} \quad (T_m \text{은 } 1/2T \text{ 이하})
 \end{aligned}$$

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

$$\begin{aligned}
 - q_d &= 15.00 \text{ kN/m}^2 \\
 - q_l &= 27.38 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

1) 상시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

$$\begin{aligned}
 P_{a1d} \text{ (고정하중에 의한 수평력)} &= K_a \times q_d \times H \times L = 0.249 \times 15.000 \times 8.036 \times 5.600 = 167.80 \text{ kN} \\
 P_{a1l} \text{ (활하중에 의한 수평력)} &= K_a \times q_l \times H \times L = 0.249 \times 27.381 \times 8.036 \times 5.600 = 306.30 \text{ kN} \\
 y_1 &= H / 2 = 4.02 \text{ m}
 \end{aligned}$$

나) 토압

$$\begin{aligned}
 h_1 &= 8.036 \text{ m} \quad (\text{지하수면 이상}) \\
 h_2 &= 0.000 \text{ m} \quad (\text{지하수면 이하}) \\
 - \text{지하수면 이상} \\
 P_{a2} &= 1/2 \times K_a \times \gamma_t \times h_1^2 \times L \\
 &= 0.500 \times 0.249 \times 20.00 \times 64.58 \times 5.600 = 898.96 \text{ kN} \\
 y_2 &= h_1 / 3 + h_2 = 2.68 \text{ m} \\
 - \text{지하수면 이하} \\
 P_{a3} &= K_a \times \gamma_t \times h_1 \times h_2 \times L \\
 &= 0.249 \times 20.00 \times 8.04 \times 0.000 \times 5.600 = 0.00 \text{ kN} \\
 y_3 &= h_2 / 2 = 0.00 \text{ m} \\
 P_{a4} &= 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times h_2^2 \times L \\
 &= 0.500 \times 0.249 \times 11.00 \times 0.000 \times 5.600 = 0.00 \text{ kN} \\
 y_4 &= h_2 / 3 = 0.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

$$\begin{aligned}
 P_{aed} &= K_{ae} \times q_d \times H \times L \\
 &= 0.298 \times 15.000 \times 8.036 \times 5.600 = 201.45 \text{ kN} \\
 y_{e1} &= H / 2 = 4.02 \text{ m} \\
 P_{ael} &= K_{ae} \times q_l \times H \times L \\
 &= 0.298 \times 27.381 \times 8.036 \times 5.600 = 367.73 \text{ kN} \\
 y_{e1} &= H / 2 = 4.02 \text{ m}
 \end{aligned}$$

나) 토압

$$\begin{aligned}
 P_{ae2} &= 1/2 \times K_{ae} \times (1-K_v) \times \gamma_t \times H^2 \times L \\
 &= 0.500 \times 0.298 \times (1-0.000) \times 20.00 \times 64.58 \times 5.600 = 1079.24 \text{ kN} \\
 y_{e2} &= H / 2 = 4.02 \text{ m}
 \end{aligned}$$

사. 온도하중

: 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력과 상부구조의 온도하중에 의해 일어난 변위를 하중으로 환산한 수평력값중 작은값을 사용한다(받침 마찰계수; 0.150)

② 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$T_{s1} = 946.106 \times 0.150 = 141.916 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 867.323 \times 0.150 = 130.098 \text{ kN}$$

$$T_{s3} = 942.557 \times 0.150 = 141.384 \text{ kN}$$

$$T_{s4} = 0.000 \times 0.150 = 0.000 \text{ kN}$$

$$T_{s5} = 0.000 \times 0.150 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\blacktriangleright \Sigma T_u \text{ (단선재하시)} = 413.398 \text{ kN}$$

아. 지진하중

내진계산서

구분		교 축	교 직
교 대	①	0.000	317.481
	②	0.000	318.135
	③	0.000	317.381
	④	0.000	0.000
	⑤	0.000	0.000
	⑥	0.000	0.000
	⑦	0.000	0.000
	⑧	0.000	0.000

4. 안 정 검 토

4.1 하중조합

- 하 중 조 합 (고정하중에는 부력을 포함하며, 장대레일중하중은 고려하지 않는다 (철도설계기준 p.11-17))

LOAD CASE 1 : 고정하중 + 토압

LOAD CASE 2 : 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m²) + 토압

LOAD CASE 3 : 고정하중 + 토압 + 열차하중

LOAD CASE 4 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + (시동 또는 제동하중)

LOAD CASE 5 : 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

LOAD CASE 6 : 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

가. LOAD CASE 1 = 고정하중 + 토압

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2864.192	-	10876.673	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.400	9370.352	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	-	1916.460	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8725.578		39108.065	1066.760		3082.234

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= \frac{M_o}{V} - \frac{B}{2} \\
 &= \frac{(39108.065 - 3082.234)}{8725.578} - \frac{7.800}{2} \\
 &= 0.229 \text{ m} \\
 M_o &= 8725.578 \times 0.2288 = 1996.076 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

나. LOAD CASE 2 = 고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m²) + 토압

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M _v	H	Y	M _h
자 중	교 대	2864.192	-	10876.673	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	218.400	-	1277.640	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	111.867	4.018	449.480
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		5860.392		29098.893	1010.827		2857.494

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= Mo / V - B / 2 \\
 &= (29098.893 - 2857.494) / 5860.392 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.578 \text{ m} \\
 Mo &= 5860.392 \times 0.5778 = 3385.869 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

다. LOAD CASE 3 = 고정하중 + 토압 + 열차하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M _v	H	Y	M _h
자 중	교 대	2864.192	-	10876.673	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.400	9370.352	-	-	-
	활 하 중	1573.683	3.400	5350.522	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	-	1916.460	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10897.261		47956.887	1373.061		4312.953

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= Mo / V - B / 2 \\
 &= (47956.887 - 4312.953) / 10897.261 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.105 \text{ m} \\
 Mo &= 10897.261 \times 0.1050 = 1144.615 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

라. LOAD CASE 4 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 (시동 또는 제동하중)

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M _v	H	Y	M _h
자 중	교 대	2864.192	-	10876.673	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.400	9370.352	-	-	-
	활 하 중	1573.683	3.400	5350.522	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	-	1916.460	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	412.500	5.400	2227.500
합 계		10897.261		47956.887	1785.561		6540.453

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (47956.887 - 6540.453) / 10897.261 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.099 \text{ m} \\
 M_o &= 10897.261 \times 0.0994 = 1082.885 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

마. LOAD CASE 5 = 고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M _v	H	Y	M _h
자 중	교 대	2864.192	-	10876.673	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.400	9370.352	-	-	-
	활 하 중	1573.683	3.400	5350.522	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	-	1916.460	-	-	-
	활 하 중	598.000	-	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	5.400	-
온 도		-	-	-	413.398	5.400	2232.349
합 계		10897.261		47956.887	1786.459		6545.302

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (47956.887 - 6545.302) / 10897.261 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.100 \text{ m} \\
 M_o &= 10897.261 \times 0.100 = 1087.733 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

바. LOAD CASE 6 = 고정하중 + 토압 + 지진하중 + 열차하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M _v	H	Y	M _h
자 중	교 대	2864.192	-	10876.673	264.651	-	509.156
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	256.669	-	1223.796
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.400	9370.352	0.000	5.400	0.000
	활 하 중	1573.683	3.400	5350.522	0.000	5.400	0.000
상 재 하 중	고정하중	327.600	-	1916.460	30.270	8.036	243.252
	활 하 중	598.000	-	3498.300	16.577	8.036	133.209
상 재 토 압	PD	-	-	-	201.451	4.018	809.429
	PL	-	-	-	367.728	4.018	1477.529
토 압		-	-	-	1079.239	4.018	4336.381
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10897.261		47956.887	2216.584		8732.752

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (47956.887 - 8732.752) / 10897.261 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.301 \text{ m} \\
 M_o &= 10897.261 \times 0.3006 = 3275.184 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	8725.578	1066.760	1996.076	0.229	
LOAD CASE 2	5860.392	1010.827	3385.869	0.578	모멘트 최대
LOAD CASE 3	10897.261	1373.061	1144.615	0.105	
LOAD CASE 4	10897.261	1785.561	1082.885	-0.099	
LOAD CASE 5	10897.261	1786.459	1087.733	-0.100	축력 최대
LOAD CASE 6	10897.261	2216.584	3275.184	-0.301	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

NO	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	10897.261	1786.459	1087.733	-0.100	
2	모멘트 최대시	5860.392	1010.827	3385.869	-0.100	
3	지 진 시	10897.261	2216.584	3275.184	-0.301	

4.3. 말뚝안정검토

4.3.1 상시

가. 설계 조건 (내부굴착강관말뚝)

- * 재하시의 종류 = 상시
- * 콘크리트 강도(f_{ck}) = 30 Mpa
- * 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
- * 말뚝 길이(L) = 8.00 m
- * 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.50 m
- * $1/\beta$ 부근(1.98m)의 N 값 = 15
- * 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 mm², 선단폐쇄면적 = 287475 mm²
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 mm⁴, 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) $V_a = 1735.80$ kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) $H_a = 169.40$ kN

c) 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(K_v) = $a \times A_p \times E_p / L = 175364.676$ kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))} = 0.50485$ 1/m
- $\therefore \beta L = 4.04 \geq 3$ 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토

- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 3.400 m
- 확대지반반력계수(k_p) = $K_v \times n \times m / (L \times B) = 71944.482$ kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times K_p / (E \times h^3))} = 0.220$ 1/m
- $\therefore \beta \lambda = 0.75 \leq 1$ 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	V_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)	
축 력 최대시	10897.261	1786.459	1087.733	
모멘트 최대시	5860.392	1010.827	3385.869	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

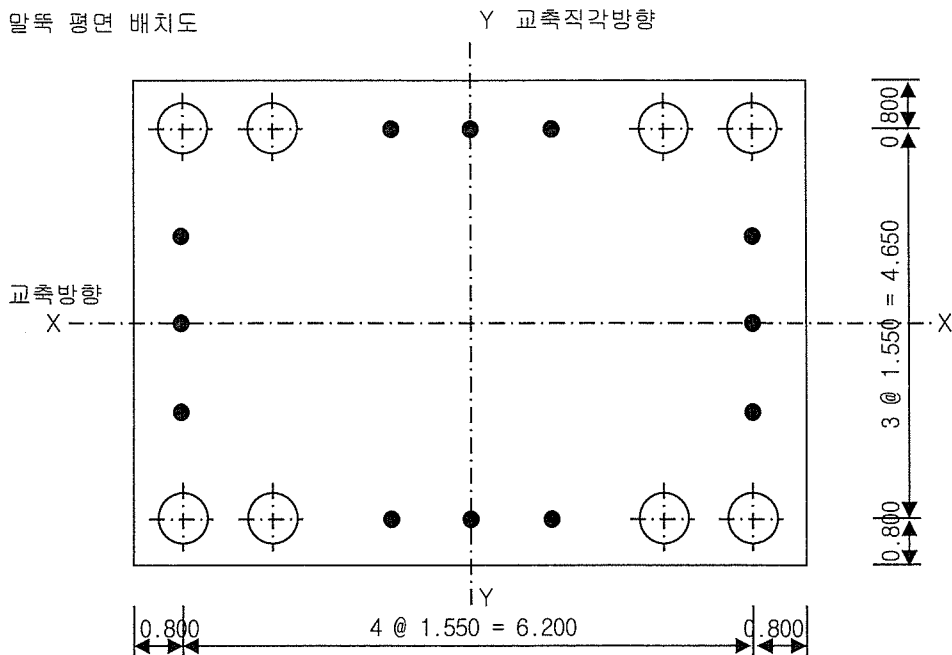
구 분	K_1 (kN/m)	K_2 (kN)	K_3 (kN)	K_4 (kN.m)	K_v (kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K_1 (kN/m)	K_2 (kN)	K_3 (kN)	K_4 (kN.m)	K_v (kN/m)	a
상 시	31773	0	0	0	175365	0.508

(1) 축력 최대시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	4	2	1.550	4
3	0.000	4	4	-1.550	4
5	-3.100	4			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1270923	0	-1258712	3507294	0	19345781

㉠ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	1786.459	10897.261	1087.733	0.00156198	0.00310703	0.00015785

㉡ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	$P_{ni}(kN)$	$\Phi_i(kN)$	$M_{ti}(kN.m)$
1 열	0.00156	0.00360	630.68	89.32	-78.63
2 열	0.00156	0.00335	587.77	89.32	-78.63
3 열	0.00156	0.00311	544.86	89.32	-78.63
4 열	0.00156	0.00286	501.96	89.32	-78.63
5 열	0.00156	0.00262	459.05	89.32	-78.63
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00156	0.00360	630.68	89.32	78.63

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	635461	0	0	3507294	0	16852545

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	1786.459	10897.261	1087.733	0.0028113	0.0031070	0.0000645

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00281	0.00331	579.95	89.32	0.00
2 열	0.00281	0.00321	562.41	89.32	0.00
3 열	0.00281	0.00311	544.86	89.32	0.00
4 열	0.00281	0.00301	527.32	89.32	0.00
5 열	0.00281	0.00291	509.77	89.32	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00281	0.00331	579.95	89.32	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.570	0.00281	78.63	0.00156

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

$$\delta = 2.811 \text{ mm} < \delta_a = 15 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	89.32	말뚝머리 힌 지	수평력	89.32
	수직력	630.68		수직력	579.95
	모멘트	78.63		모멘트	0.57
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	630.68 kN	1735.80 kN	0.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	89.32 kN	169.40 kN	0.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	4	2	1.550	4
3	0.000	4	4	-1.550	4
5	-3.100	4			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1270923	0	-1258712	3507294	0	19345781

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	1010.827	5860.392	3385.869	0.00103541	0.00167092	0.00024239

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00104	0.00242	424.79	50.54	-34.95
2 열	0.00104	0.00205	358.90	50.54	-34.95
3 열	0.00104	0.00167	293.02	50.54	-34.95
4 열	0.00104	0.00286	501.96	50.54	-34.95
5 열	0.00104	0.00092	161.25	50.54	-34.95
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00104	0.00286	501.96	50.54	34.95

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	635461	0	0	3507294	0	16852545

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	1010.827	5860.392	3385.869	0.0015907	0.0016709	0.0002009

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00159	0.00229	402.24	50.54	0.00
2 열	0.00159	0.00198	347.63	50.54	0.00
3 열	0.00159	0.00167	293.02	50.54	0.00
4 열	0.00159	0.00136	238.41	50.54	0.00
5 열	0.00159	0.00105	183.80	50.54	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00159	0.00229	402.24	50.54	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.323	0.00159	34.95	0.00104

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

$$\delta = 1.591 \text{ mm} < \delta a = 15 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	50.54	말뚝머리 힌 지	수평력	50.54
	수직력	501.96		수직력	402.24
	모멘트	34.95		모멘트	0.32
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	501.96 kN	1735.80 kN	0.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	50.54 kN	169.40 kN	0.K

4.3.2 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

- * 재하시의 종류 = 지진시
- * 콘크리트 강도(f_{ck}) = 30 Mpa
- * 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
- * 말뚝 길이(L) = 8.00 m
- * 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.50 m
- * $1/\beta$ 부근(1.79m)의 N 값 = 15
- * 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 허용지지력

- 말뚝의 면적 = 13151 mm², 선단폐쇄면적 = 287475 mm²
- 단면2차모멘트(I) = 5.879E+08 mm⁴, 탄성계수(E) = 210000 Mpa

a) 수직 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (지진시) 1735.80 kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) H_a = 254.20 kN

c) 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(K_v) = $a \times A_p \times E_p / L$ = 175364.676 kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))}$ = 0.55963 1/m
- $\therefore \beta L = 4.48 \geq 3$ 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토

- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 3.400 m
- 확대지반반력계수(k_p) = $K_v \times n \times m / (L \times B)$ = 71944.482 kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times K_p / (E \times h^3))}$ = 0.220 1/m
- $\therefore \beta \lambda = 0.75 \leq 1$ 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교 축 방 향			비 고
	V_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)	
지 진 시	10897.261	2216.584	3275.184	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

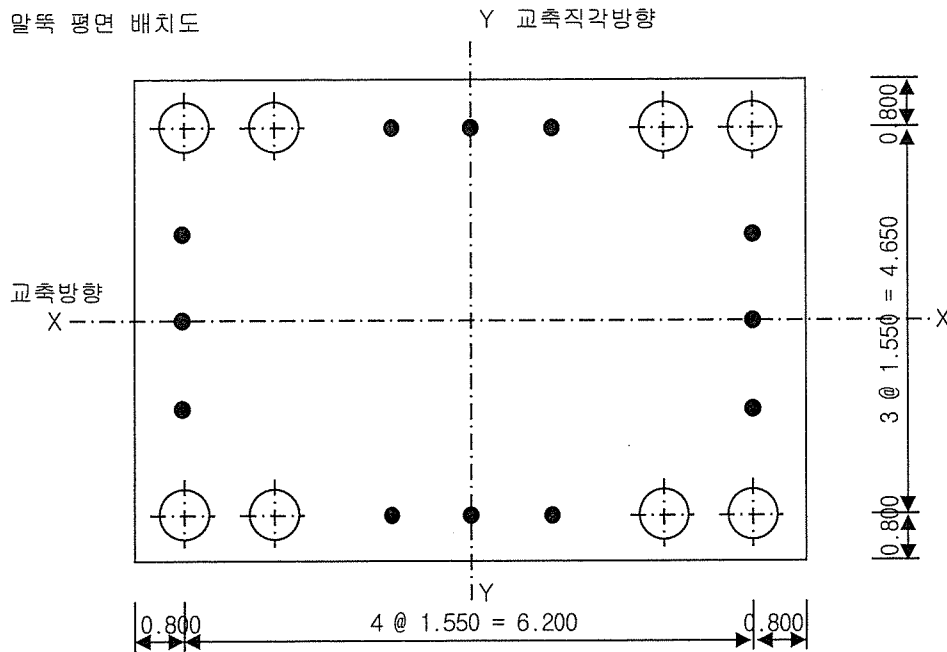
구 분	K_1 (kN/m)	K_2 (kN)	K_3 (kN)	K_4 (kN.m)	K_v (kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	K_1 (kN/m)	K_2 (kN)	K_3 (kN)	K_4 (kN.m)	K_v (kN/m)	a
지진시	43279	0	0	0	175365	0.508

(1) 지진시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	4	2	1.550	4
3	0.000	4	4	-1.550	4
5	-3.100	4			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1731148	0	-1546688	3507294	0	19616313

㉠ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
지진시	2216.584	10897.261	3275.184	0.00153792	0.00310703	0.00028822

㉢ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00154	0.00400	701.55	110.83	-79.11
2 열	0.00154	0.00355	623.21	110.83	-79.11
3 열	0.00154	0.00311	544.86	110.83	-79.11
4 열	0.00154	0.00266	466.52	110.83	-79.11
5 열	0.00154	0.00221	388.18	110.83	-79.11
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00154	0.00400	701.55	110.83	79.11

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	865574	0	0	3507294	0	16852545

㉠ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
지진시	2216.584	10897.261	3275.184	0.0025608	0.0031070	0.0001943

㉡ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00256	0.00371	650.51	110.83	0.00
2 열	0.00256	0.00341	597.69	110.83	0.00
3 열	0.00256	0.00311	544.86	110.83	0.00
4 열	0.00256	0.00281	492.04	110.83	0.00
5 열	0.00256	0.00250	439.21	110.83	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00256	0.00371	650.51	110.83	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.014	-0.638	0.00256	79.11	0.00154

라. 말뚝의 수평변위량 검토

" 허용변위량은 말뚝지름의 1%로 하며, 지름 1,500mm 이하인 말뚝의 허용변위량은 15mm로 한다."

$$\delta = 2.561 \text{ mm} < \delta_a = 15 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	110.83	말뚝머리 힌 지	수평력	110.83
	수직력	701.55		수직력	650.51
	모멘트	79.11		모멘트	0.64
	β	0.559630		β	0.559630

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	701.55 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	110.83 kN	254.20 kN	O.K

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

- 하중조합

- LOAD CASE 1 = 1.35고정하중+1.6토압
 LOAD CASE 2 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4장대레일중하중
 LOAD CASE 3 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4(시동+제동)+1.4장대레일중하중
 LOAD CASE 4 = 1.35고정하중+1.6토압+1.4열차하중(충격미포함)+1.4온도하중
 LOAD CASE 5 = 1.35고정하중+1.6토압+1.85열차하중(충격미포함)
 LOAD CASE 6 = 1.6고정하중+1.6토압+1.6열차하중(충격미포함)
 LOAD CASE 7 = 1.0고정하중+1.0열차하중(충격미포함)+1.0토압+1.0지진하중

가. 하중계산

1) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
A-A (홍벽)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	1.518	29.213
	계	8.501	24.5	208.270	—	52.067	19.244	—	29.213
B-B (벽체)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	3.268	62.890
	②	17.640	24.5	432.180	0.900	388.962	39.933	0.875	34.942
	계	26.141	24.5	640.450	—	441.029	59.178	—	97.832
C-C (벽체)	①	8.501	24.5	208.270	0.250	52.067	19.244	5.018	96.567
	②	35.280	24.5	864.360	0.900	777.924	79.867	1.750	139.767
	계	43.781	24.5	1072.630	—	829.991	99.111	—	236.334

2) 상 재 하 중

가) 홍벽이 받는 하중 (단면 A-A)

(1) 상재 고정하중

$$P_{dv} = 15.000 \times 0.500 \times 5.600 = 42.000 \text{ kN}$$

(2) 상재 활하중

$$P_{lv} = 27.381 \times 0.500 \times 5.600 = 76.667 \text{ kN}$$

나) 벽체가 받는 하중 (단면 B-B)

(1) 상재 고정하중

$$P_{dv} = 15.000 \times 0.500 \times 5.600 = 42.000 \text{ kN}$$

(2) 상재 활하중

$$P_{lv} = 27.381 \times 0.500 \times 5.600 = 76.667 \text{ kN}$$

다) 벽체가 받는 하중 (단면 C-C)

(1) 상재 고정하중

$$P_{dv} = 15.000 \times 0.500 \times 5.600 = 42.000 \text{ kN}$$

(2) 상재 활하중

$$P_{lv} = 27.381 \times 0.500 \times 5.600 = 76.667 \text{ kN}$$

3) 상 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.230 \times 15.000 \times 3.036 \times 5.600 = 58.743 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 58.743 \times \cos \delta = 57.387 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 58.743 \times \sin \delta = 12.547 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } PI &= 0.230 \times 27.381 \times 3.036 \times 5.600 = 107.229 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Plh &= 107.23 \times \cos \delta = 104.755 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Plv &= 107.23 \times \sin \delta = 22.904 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 3.036 / 2 = 1.518 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.230 \times 15.000 \times 1.750 \times 5.600 = 33.860 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 33.860 \times \cos (\delta + \theta) = 33.079 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 33.860 \times \sin (\delta + \theta) = 7.233 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } PI &= 0.230 \times 27.381 \times 1.750 \times 5.600 = 61.809 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Plh &= 61.809 \times \cos (\delta + \theta) = 60.382 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Plv &= 61.809 \times \sin (\delta + \theta) = 13.202 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 1.75 / 2 = 0.875 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.230 \times 15.000 \times 3.500 \times 5.600 = 67.721 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 67.721 \times \cos (\delta + \theta) = 66.158 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 67.721 \times \sin (\delta + \theta) = 14.465 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } PI &= 0.230 \times 27.381 \times 3.500 \times 5.600 = 123.617 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Plh &= 123.62 \times \cos (\delta + \theta) = 120.764 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Plv &= 123.62 \times \sin (\delta + \theta) = 26.405 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 3.5 / 2 = 1.750 \text{ m}
 \end{aligned}$$

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}
 \text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times 0.230 \times 20.0 \times 3.036^2 \times 5.600 = 118.896 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력 : } Ph &= 118.896 \times \cos \delta = 116.152 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력 : } Pv &= 118.896 \times \sin \delta = 25.396 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 3.036 / 3 = 1.012 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{토압 강도 : } P1 &= 0.230 \times 20.0 \times 3.036 = 13.986 \text{ kN} \\
 P2 &= 13.986 + 0.230 \times 20.0 \times 1.750 = 22.048 \text{ kN} \\
 \text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times (13.986 + 22.048) \times 1.750 \times 5.600 = 176.571 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력 : } Ph &= 176.571 \times \cos (\delta + \theta) = 172.496 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력 : } Pv &= 176.571 \times \sin (\delta + \theta) = 37.715 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 1.750 \times (2P1 + P2) / 3 / (P1 + P2) = 0.810 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}\text{토압 강도 : } P_1 &= 0.230 \times 20.0 \times 3.036 = 13.986 \text{ kN} \\ P_2 &= 13.986 + 0.230 \times 20.0 \times 3.500 = 30.110 \text{ kN} \\ \text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times (13.986 + 30.110) \times 3.500 \times 5.600 = 432.149 \text{ kN} \\ \text{수평 분력 : } P_h &= 432.149 \times \cos(\delta + \theta) = 422.176 \text{ kN} \\ \text{수직 분력 : } P_v &= 432.149 \times \sin(\delta + \theta) = 92.307 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 3.500 \times (2P_1 + P_2) / (P_1 + P_2) = 1.537 \text{ m}\end{aligned}$$

4) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}\text{고정하중에 의한 토압 : } P_d &= 0.298 \times 15.000 \times 3.036 \times 5.600 = 76.108 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } P_{dh} &= 76.108 \times \cos \delta = 76.108 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } P_{dv} &= 76.108 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\ \text{활하중에 의한 토압 : } P_d &= 0.298 \times 27.381 \times 3.036 \times 5.600 = 138.927 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } P_{dh} &= 138.927 \times \cos \delta = 138.927 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } P_{dv} &= 138.927 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 3.036 / 2 = 1.518 \text{ m}\end{aligned}$$

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}\text{고정하중에 의한 토압 : } P_d &= 0.298 \times 15.000 \times 1.750 \times 5.600 = 43.870 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } P_{dh} &= 43.870 \times \cos(\delta + \beta) = 43.870 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } P_{dv} &= 43.870 \times \sin(\delta + \beta) = 0.000 \text{ kN} \\ \text{활하중에 의한 토압 : } P_d &= 0.298 \times 27.381 \times 1.75 \times 5.600 = 80.080 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } P_{dh} &= 80.080 \times \cos(\delta + \beta) = 80.080 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } P_{dv} &= 80.080 \times \sin(\delta + \beta) = 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 1.750 / 2 = 0.875 \text{ m}\end{aligned}$$

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}\text{고정하중에 의한 토압 : } P_d &= 0.298 \times 15.000 \times 3.500 \times 5.600 = 87.740 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } P_{dh} &= 87.740 \times \cos(\delta + \beta) = 87.740 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } P_{dv} &= 87.740 \times \sin(\delta + \beta) = 0.000 \text{ kN} \\ \text{활하중에 의한 토압 : } P_d &= 0.298 \times 27.381 \times 3.5 \times 5.600 = 160.160 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } P_{dh} &= 160.16 \times \cos(\delta + \beta) = 160.160 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } P_{dv} &= 160.16 \times \sin(\delta + \beta) = 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 3.500 / 2 = 1.750 \text{ m}\end{aligned}$$

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}\text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times 0.298 \times 20.0 \times 3.036^2 \times 5.600 = 154.043 \text{ kN} \\ \text{수평 분력 : } P_h &= 154.043 \times \cos \delta = 154.043 \text{ kN} \\ \text{수직 분력 : } P_v &= 154.043 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 3.036 / 2 = 1.518 \text{ m}\end{aligned}$$

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}\text{토압 강도 : } P1 &= 0.298 \times 20.0 \times 3.036 &= 18.121 \text{ kN} \\ P2 &= 18.121 + 0.298 \times 20.0 \times 1.750 &= 28.566 \text{ kN} \\ \text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times (18.121 + 28.566) \times 1.750 \times 5.600 &= 228.767 \text{ kN} \\ \text{수평 분력 : } Ph &= 228.767 \times \cos (\delta+\beta) &= 228.767 \text{ kN} \\ \text{수직 분력 : } Pv &= 228.767 \times \sin (\delta+\beta) &= 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 1.750 / 2 &= 0.875 \text{ m}\end{aligned}$$

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}\text{토압 강도 : } P1 &= 0.298 \times 20.0 \times 3.036 &= 18.121 \text{ kN} \\ P2 &= 18.121 + 0.298 \times 20.0 \times 3.500 &= 39.011 \text{ kN} \\ \text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times (18.121 + 39.011) \times 3.500 \times 5.600 &= 559.897 \text{ kN} \\ \text{수평 분력 : } Ph &= 559.897 \times \cos (\delta+\beta) &= 559.897 \text{ kN} \\ \text{수직 분력 : } Pv &= 559.897 \times \sin (\delta+\beta) &= 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 3.500 / 2 &= 1.750 \text{ m}\end{aligned}$$

나. 하중 조합

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트			수평력과 모멘트(사용하중)				수평력과 모멘트	
			V	x	M _v	V	M _v	H	y	M _h	H	M _h	H	M _h
통하단면 A-A	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	1.518	87.114	91.820	139.382	91.820	139.382
	배면 토압	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073	185.843	188.073
계			ΣV =	288.213	62.567	398.573	84.466	ΣH =	173.539	204.660	277.663	327.455	277.663	327.455
채앙면 B-B	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-
	중 ②, H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-	-	-
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	통하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	3.268	187.542	91.820	300.067	91.820	300.067
	배면 토압	1.6	7.233	0.000	0.000	11.572	0.000	33.079	0.875	28.944	52.926	46.311	52.926	46.311
	토압	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298	185.843	513.298
채단면 C-C	장대레이징하중	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484	275.993	223.484
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계	-	ΣV =	3521.327	3207.515	4774.514	4330.146	ΣH =	379.114	676.975	606.582	1083.160	606.582	1083.160
	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-
	중 ②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-	-	-
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	통하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
채단면 C-C	상재 토압	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	5.018	287.969	91.820	460.751	91.820	460.751
	배면 토압	1.6	14.465	0.000	0.000	23.144	0.000	66.158	1.750	115.776	105.853	185.242	105.853	185.242
	배면 토압	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523	185.843	838.523
	토압	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015	675.481	1038.015
	장대레이징하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
계			ΣV =	4015.33	3596.477	5456.875	4855.244	ΣH =	661.873	1576.582	1058.997	2522.532	1058.997	2522.532

2) LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일종하중

단면	하중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트			수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트		
			V	x	M _v	V	M _v		H	y	M _h	H	y	M _h
통하단면 A-A	상재고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175		-	-	-	-	-	-
	상재활하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291		-	-	-	-	-	-
	상재토압	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000		57.387	1.518	87.114	91.820	139.382	
	배면토압	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000		116.152	1.012	117.546	185.843	188.073	
계			ΣV =	288.213	62.567	398.573	84.466		ΣH =	173.539	204.660	277.663	327.455	
체상단면 B-B	상재고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175		-	-	-	-	-	-
	상재활하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291		-	-	-	-	-	-
	중 ②, H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099		-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581		-	-	-	-	-	-
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000		57.387	3.268	187.542	91.820	300.067	
	토압 벽체	1.6	7.233	0.000	0.000	11.572	0.000		33.079	0.875	28.944	52.926	46.311	
	배면 활하중	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000		116.152	2.762	320.811	185.843	513.298	
체단면 C-C	토압 벽체	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000		172.496	0.810	139.678	275.993	223.484	
	장대레일종하중	1.4	-	-	-	-	-		75.000	2.150	161.250	105.000	225.750	
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	계		ΣV =	3521.327	3207.515	4774.514	4330.146		ΣH =	454.114	838.225	711.582	1308.910	
	상재고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175		-	-	-	-	-	-
	상재활하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291		-	-	-	-	-	-
	중 ②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197		-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581		-	-	-	-	-	-
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
체단면 C-C	중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000		57.387	5.018	287.969	91.820	460.751	
	토압 벽체	1.6	14.465	0.000	0.000	23.144	0.000		66.158	1.750	115.776	105.853	185.242	
	배면 활하중	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000		116.152	4.512	524.077	185.843	838.523	
	토압 벽체	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000		422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015	
장대레일종하중			-	-	-	-	-		75.000	3.900	292.500	105.000	409.500	
제동+시동하중			-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
계			ΣV =	4015.33	3596.477	5456.875	4855.244		ΣH =	736.873	1869.082	1163.997	2932.032	

3) LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 시동, 제동하중 + 1.4 장대레일 종하중

단면	하중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트			수평력과 모멘트(사용하중)				수평력과 모멘트	
			V	x	M _v	V	M _v	H	y	M _h	H	M _h	H	M _h
통하단면 A-A	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810	393.810	393.810
	배면 토압	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073	188.073	188.073
	계		ΣV =	387.784	81.734	542.553	111.299	ΣH =	278.294	363.677	445.270	581.883	581.883	581.883
체앙 단면 B-B	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-
	중 ②, H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-	-	-
	활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-	-	-
	총	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.268	529.880	259.427	847.807	847.807	847.807
	토압	1.6	20.435	0.000	0.000	32.696	0.000	93.461	0.875	81.779	149.538	130.846	130.846	130.846
	배면 활하중	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298	513.298	513.298
체단 단면 C-C	토압	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484	223.484	223.484
	장대레일종하중	1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.150	161.250	105.000	225.750	225.750	225.750
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	412.500	2.150	886.875	577.500	1241.625	1241.625	1241.625
	계		ΣV =	5406.07	4998.649	7420.371	6837.733	ΣH =	1031.751	2120.272	1553.301	3182.811	3182.811	3182.811
	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-
	중 ②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-	-	-
	활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-	-	-
체단 단면 C-C	총	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	5.018	813.628	259.427	1301.804	1301.804	1301.804
	토압	1.6	40.870	0.000	0.000	65.391	0.000	186.922	1.750	327.114	299.076	523.383	523.383	523.383
	배면 활하중	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523	838.523	838.523
	토압	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015	1038.015	1038.015
	장대레일종하중	1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.900	292.500	105.000	409.500	409.500	409.500
체단 단면 C-C	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	412.500	3.900	1608.750	577.500	2252.250	2252.250	2252.250
	계		ΣV =	5913.27	5387.611	8123.856	7362.832	ΣH =	1374.892	4214.828	2102.327	6363.476	6363.476	6363.476

4) LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차(충격미포함)하중 + 1.4 온도하중

단면	하중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트			수평력과 모멘트(사용하중)				수평력과 모멘트	
			V	X	M _y	V	M _v	H	Y	M _x	H	M _y	H	M _x
통 벽	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-
	사 기	①	1.35	208.270	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810	259.427	393.810
	배면 토압	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073	185.843	188.073
벽 중 단면 B-B	계		ΣV =	387.784	81.734	542.553	111.299	ΣH =	278.294	363.677	445.270	581.883	445.270	581.883
	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-
	중 ②, H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-	-	-
	활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-	-	-
	총	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.268	529.880	259.427	847.807	259.427	847.807
	토압	1.6	20.435	0.000	0.000	32.696	0.000	93.461	0.875	81.779	149.538	130.846	149.538	130.846
	배면 활하중	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298	185.843	513.298
	토압	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484	275.993	223.484
	장대레일중하중	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중	1.4	-	-	-	-	-	413.398	2.150	888.805	578.757	1244.328	578.757	1244.328
벽 중 단면 C-C	계		ΣV =	5406.07	4998.649	7420.371	6837.733	ΣH =	957.649	1960.953	1449.558	2959.763	1449.558	2959.763
	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	208.270	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-
	중 ②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	2755.986	1.000	2755.986	3720.581	3720.581	-	-	-	-	-	-	-
	활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-	-	-
	총	1.4	198.284	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	5.018	813.628	259.427	1301.804	259.427	1301.804
	토압	1.6	40.870	0.000	0.000	65.391	0.000	186.922	1.750	327.114	299.076	523.383	299.076	523.383
	배면 활하중	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523	185.843	838.523
	토압	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015	675.481	1038.015
	장대레일중하중	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중	1.4	-	-	-	-	-	413.398	3.900	1612.252	578.757	2257.153	578.757	2257.153
벽 중 단면	계		ΣV =	5913.27	5189.327	7846.258	7085.234	ΣH =	1300.790	3925.830	1998.584	5958.878	1998.584	5958.878

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차(충격미포함)하중

단면	하중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트			수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트		
			V	x	M _y	V	M _v		H	y	M _h	H		M _h
통하단면 A-A	상재 고정하중	1.4	42.000	0.250	10.500	56.700		14.175	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.9	76.667	0.250	19.167	141.833		35.458	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164		70.291	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722		0.000	162.142	1.518	246.131	259.427		393.810
	배면 토압	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634		0.000	116.152	1.012	117.546	185.843		188.073
	계		ΣV =	387.784	81.734	577.053		119.924	ΣH =	278.294	363.677	445.270		581.883
체앙 단면 B-B	상재 고정하중	1.4	42.000	0.250	10.500	56.700		14.175	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.9	76.667	0.250	19.167	141.833		35.458	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164		70.291	-	-	-	-	-	-
	중 ②, H/2	1.4	432.180	0.900	388.962	583.443		525.099	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.4	2755.986	1.000	2755.986	3720.581		3720.581	-	-	-	-	-	-
	활하중	1.9	1573.683	1.000	1573.683	2911.313		2911.313	-	-	-	-	-	-
	중	1.9	198.284	1.000	198.284	366.825		366.825	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722		0.000	162.142	3.268	529.880	259.427		847.807
	토압	1.6	20.435	0.000	0.000	32.696		0.000	93.461	0.875	81.779	149.538		130.846
	배면 활하중	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634		0.000	116.152	2.762	320.811	185.843		513.298
	토압	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344		0.000	172.496	0.810	139.678	275.993		223.484
	장대레일중하중	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV =	5406.07	4998.649	8252.256		7643.743	ΣH =	544.251	1072.147	870.801		1715.436
체단 단면 C-C	상재 고정하중	1.4	42.000	0.250	10.500	56.700		14.175	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.9	76.667	0.250	19.167	141.833		35.458	-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.4	208.270	0.250	52.067	281.164		70.291	-	-	-	-	-	-
	중 ②	1.4	864.360	0.900	777.924	1166.886		1050.197	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.4	2755.986	1.000	2755.986	3720.581		3720.581	-	-	-	-	-	-
	활하중	1.9	1573.683	1.000	1573.683	2911.313		2911.313	-	-	-	-	-	-
	중	1.9	198.284	1.000	198.284	366.825		366.825	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722		0.000	162.142	5.018	813.628	259.427		1301.804
	토압	1.6	40.870	0.000	0.000	65.391		0.000	186.922	1.750	327.114	299.076		523.383
	배면 활하중	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634		0.000	116.152	4.512	524.077	185.843		838.523
	토압	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690		0.000	422.176	1.537	648.759	675.481		1038.015
	장대레일중하중	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV =	5913.27	5387.611	8955.741		8168.842	ΣH =	887.392	2313.578	1419.827		3701.726

6) LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차(충격미포함)하중

단면	하중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트			수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트		
			V	x	M _y	V	M _v		H	y	M _h	H		M _h
통하단면 A-A	상재고정하중	1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800		-	-	-	-	-	-
	상재활하중	1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667		-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308		-	-	-	-	-	-
	상재토압	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000		162.142	1.518	246.131	259.427		393.810
	배면토압	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000		116.152	1.012	117.546	185.843		188.073
	계		ΣV =	387.784	81.734	620.454	130.775		ΣH =	278.294	363.677	445.270		581.883
체양면 B-B	상재고정하중	1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800		-	-	-	-	-	-
	상재활하중	1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667		-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308		-	-	-	-	-	-
	중 ②, H/2	1.6	432.180	0.900	388.962	691.488	622.339		-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.6	2755.986	1.000	2755.986	4409.578	4409.578		-	-	-	-	-	-
	하중 활하중	1.6	1573.683	1.000	1573.683	2517.893	2517.893		-	-	-	-	-	-
	충격	1.6	198.284	1.000	198.284	317.254	317.254		-	-	-	-	-	-
	상재활하중	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000		162.142	3.268	529.880	259.427		847.807
	토압	1.6	20.435	0.000	0.000	32.696	0.000		93.461	0.875	81.779	149.538		130.846
	배면 활하중	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000		116.152	2.762	320.811	185.843		513.298
	토압	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000		172.496	0.810	139.678	275.993		223.484
	장대레이징하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
체단면 C-C	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	계		ΣV =	5406.07	4998.649	8649.707	7997.839		ΣH =	544.251	1072.147	870.801		1715.436
	상재고정하중	1.6	42.000	0.250	10.500	67.200	16.800		-	-	-	-	-	-
	상재활하중	1.6	76.667	0.250	19.167	122.667	30.667		-	-	-	-	-	-
	자중 ①	1.6	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308		-	-	-	-	-	-
	중 ②	1.6	864.360	0.900	777.924	1382.976	1244.678		-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.6	2755.986	1.000	2755.986	4409.578	4409.578		-	-	-	-	-	-
	하중 활하중	1.6	1573.683	1.000	1573.683	2517.893	2517.893		-	-	-	-	-	-
	충격	1.6	198.284	1.000	198.284	317.254	317.254		-	-	-	-	-	-
	상재활하중	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000		162.142	5.018	813.628	259.427		1301.804
	토압	1.6	40.870	0.000	0.000	65.391	0.000		186.922	1.750	327.114	299.076		523.383
	배면 활하중	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000		116.152	4.512	524.077	185.843		838.523
	토압	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000		422.176	1.537	648.759	675.481		1038.015
	장대레이징하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	계		ΣV =	5913.27	5387.611	9461.237	8620.178		ΣH =	887.392	2313.578	1419.827		3701.726

7) LOAD CASE 7 = 1.0 (1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중 + 1.0 열하중)

단면	하중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트			수평력과 모멘트(사용하중)				수평력과 모멘트	
			V	x	M _y	V	M _v	H	y	M _h	H	M _h		
축하단면 A-A	상재 고정하중	1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500		3.881	3.036	11.782	3.881	11.782	
	상재 활하중	1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167		2.125	3.036	6.452	2.125	6.452	
	자중 ①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067		19.244	1.518	29.213	19.244	29.213	
	상재 토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		215.035	1.518	326.424	215.035	326.424	
	배면 토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		154.043	1.518	233.837	154.043	233.837	
	계		ΣV =	326.936		81.734	326.936	81.734	ΣH =	394.328	607.708	394.328	607.708	
체앙단면 B-B	상재 고정하중	1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500		3.881	4.786	18.574	3.881	18.574	
	상재 활하중	1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167		2.125	4.786	10.171	2.125	10.171	
	자중 ①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067		19.244	3.268	62.890	19.244	62.890	
	중 ②, H/2	1.0	432.180	0.900	388.962	432.180	388.962		39.933	0.875	34.942	39.933	34.942	
	상부 고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986		0.000	2.150	0.000	0.000	0.000	
	하중 활하중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683		0.000	2.150	0.000	0.000	0.000	
	중	-	-	1.000	-	-	-		-	-	-	-	-	
	상재 활하중	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		215.035	3.268	702.736	215.035	702.736	
	토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		123.950	0.875	108.456	123.950	108.456	
	배면 활하중	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		154.043	3.268	503.412	154.043	503.412	
	토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		228.767	0.875	200.171	228.767	200.171	
	장대일중하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	
체단단면 C-C	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	
	계		ΣV =	5088.785		4800.365	5088.785	4800.365	ΣH =	786.979	1641.351	786.979	1641.351	
	상재 고정하중	1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500		3.881	6.536	25.365	3.881	25.365	
	상재 활하중	1.0	76.667	0.250	19.167	76.667	19.167		2.125	6.536	13.890	2.125	13.890	
	자중 ①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067		19.244	5.018	96.567	19.244	96.567	
	중 ②	1.0	864.360	0.900	777.924	864.360	777.924		79.867	1.750	139.767	79.867	139.767	
	상부 고정하중	1.0	2755.986	1.000	2755.986	2755.986	2755.986		0.000	3.900	0.000	0.000	0.000	
	하중 활하중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683		0.000	3.900	0.000	0.000	0.000	
	중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	
	상재 활하중	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		215.035	5.018	1079.048	215.035	1079.048	
	토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		247.900	1.750	433.825	247.900	433.825	
	배면 활하중	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		154.043	5.018	772.986	154.043	772.986	
	토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		559.897	1.750	979.820	559.897	979.820	
	장대일중하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	
	계		ΣV =	5520.97		5189.327	5520.965	5189.327	ΣH =	1281.992	3541.269	1281.992	3541.269	

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$M_u = ? M_v + ? M_h \quad e = ? M / ? \gamma V^{-B/2} \quad M_u = ? \gamma V ? e$$

1) 홀 벽 하 단 (단 면 A-A)

LOAD CASE	사 용 하 중			설 계 하 중			
	ΣV	$\Sigma H(S_o)$	ΣM	e	M_o	$\Sigma \gamma H(S_o)$	$\Sigma \gamma V$
1	288.213	173.539	267.227	0.677	195.174	277.663	398.573
2	288.213	173.539	267.227	0.677	195.174	277.663	398.573
3	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	445.270	542.553
4	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	445.270	542.553
5	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	445.270	577.053
6	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	445.270	620.454
7	326.936	394.328	689.442	1.859	607.708	394.328	326.936
Max.		278.294			348.465	445.270	

2) 벽 체 중 양 (단 면 B-B)

LOAD CASE	사 용 하 중			설 계 하 중			
	ΣV	$\Sigma H(S_o)$	ΣM	e	M_o	$\Sigma \gamma H(S_o)$	$\Sigma \gamma V$
1	3521.327	379.114	3884.490	0.203	715.296	606.582	4774.514
2	3521.327	454.114	4045.740	0.249	876.546	711.582	4774.514
3	5406.067	1031.751	7118.921	0.417	2253.461	1553.301	7420.371
4	5406.067	957.649	6959.602	0.387	2094.142	1449.558	7420.371
5	5406.067	544.251	6070.796	0.223	1205.336	870.801	8252.256
6	5406.067	544.251	6070.796	0.223	1205.336	870.801	8649.707
7	5088.785	786.979	6441.716	0.366	1861.810	786.979	5088.785
Max.		1031.751			2253.461	1553.301	

3) 硯 硯 硯 (단면 C-C)

LOAD CASE	사 용 하 중				설 계 하 중					
	$\sum V$	$\sum H(S_o)$	$\sum M$	e	M_o	$\sum y V$	$\sum y H(S_o)$	$\sum M$	e	M_u
1	4015.331	661.873	5173.060	0.388	1559.262	5456.875	1058.997	7377.776	0.452	2466.588
2	4015.331	736.873	5465.560	0.461	1851.762	5456.875	1163.997	7787.276	0.527	2876.088
3	5913.273	1374.892	9602.440	0.724	4280.494	8123.856	2102.327	13726.307	0.790	6414.837
4	5913.273	1300.790	9115.157	0.641	3793.212	7846.258	1998.584	13044.112	0.762	5982.480
5	5913.273	887.392	7701.190	0.402	2379.244	8955.741	1419.827	11870.567	0.425	3810.400
6	5913.273	887.392	7701.190	0.402	2379.244	9461.237	1419.827	12321.903	0.402	3806.790
7	5520.965	1281.992	8730.596	0.681	3761.727	5520.965	1281.992	8730.596	0.681	3761.727
Max.		1374.892			4280.494		2102.327			6414.837

5.2 벽체 단면력 집계

가. 적용 단면력

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흙벽 하단	607.708	445.270	348.465	
벽체 중앙	3342.209	1553.301	2253.461	
벽체 하단	6414.837	2102.327	4280.494	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흙벽 하단	108.519	79.512	62.226	
벽체 중앙	596.823	277.375	402.404	
벽체 하단	1145.507	375.416	764.374	

5. 3 철근량 산정

1) 홍 벽 하 단 (단 면 A-A) [H = 3.036 m지점]

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\Phi_f = 0.90$, $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	500.00	400.00	100.00	108.519	79.512	62.226

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	16	-	3	EA	=	1588.800	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1588.800 mm² [사용률 2.077 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 24.922 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03725 > 0.004 \text{ - O.K -}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\Phi_f = 0.9$ 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.

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

→ Req $A_s = 765.082 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 16009.68 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1400.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{☞ } 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1020.11 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{min} < P_{used} < P_{max} \text{ -----} \rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 25.340 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 221.540 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u (= 108.519 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 2.041 \%]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

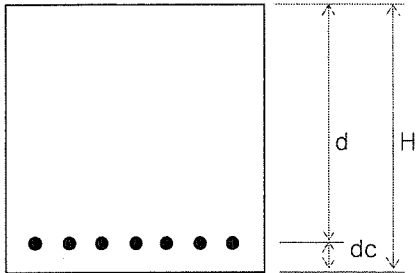
$$\phi V_c = \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.9 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 400.00 / 1000 = 310.38 \text{ kN}$$

$$310.38 > V_u = 79.512 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	500.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	400.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	62.226	kN·m,	$A_s =$	1588.800	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 83.86 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 105.270 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 105.270 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 16 / 2 = 92.00 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 518.08 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 518 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

$$0.0025 \cdot b \cdot t = 0.0025 \times 1000 \times 500 = 1250.00 \text{ mm}^2$$

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800mm²보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1250.00 mm²

인 장 측 1	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000	mm ²
인 장 측 2	H	0	@	0	[0.00 ea/m]	=	0.000	mm ²
압 측 측	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000	mm ²

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 주철근 20% 이상

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 1588.800 = 317.760 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K!!}$$

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B) [H = 1.75 m지점]

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\phi_f = 0.90$, $\phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	596.823	277.375	402.404

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm² [사용률 3.161 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 48.577 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.08477 > 0.004 - \text{O.K.}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00\text{E}+05 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\phi_f = 0.9$ 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 $A_s = 979.629 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 68041.13 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5950.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1306.17 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{min} < P_{used} < P_{max} \text{ -----} \Rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 힘에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 49.391 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1867.710 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n > M_u (= 596.823 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 3.129 \%]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

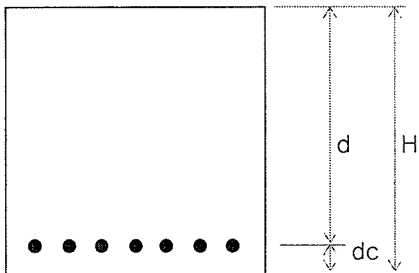
$$= 0.9 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1700.00 / 1000 = 1319.10 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1319.10 > V_u = 277.375 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1800.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	1700.00	mm,	$dc =$	100.00	mm ,
$M_o =$	402.404	kN·m,	$A_s =$	3096.800	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 250.67 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 80.388 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 80.388 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.00 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 757.13 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 757 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

$$0.0025 \cdot b \cdot t = 0.0025 \times 1000 \times 1800 = 4500.00 \text{ mm}^2$$

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800mm²보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm²

인 장 측 1	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000	mm ²
인 장 측 2	H	0	@	0	[0.00 ea/m]	=	0.000	mm ²
압 측 측	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000	mm ²

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2648.000 \text{ mm}^2 \text{ ∴ O.K!!}$$

- 주철근 20% 이상

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 3096.800 = 619.360 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \text{ O.K!!}$$

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 3.5 m지점]

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.336$, $\phi_f = 0.90$, $\phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1145.507	375.416	764.374

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	8	EA =	3096.800	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm² [사용률 1.640 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 48.577 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.08477 > 0.004 - \text{O.K.}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00\text{E}+05 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\phi_f = 0.9$ 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 $A_s = 1888.192 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 68041.13 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5950.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2517.59 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{min} < P_{used} < P_{max} \text{ -----} \Rightarrow \text{철근비 만족} \therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 49.391 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1867.710 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$\phi M_n > M_u (= 1145.507 \text{ kN} \cdot \text{m})$ [사용률 = 1.630 %] $\therefore \text{O.K!!}$

나) 전단검토

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

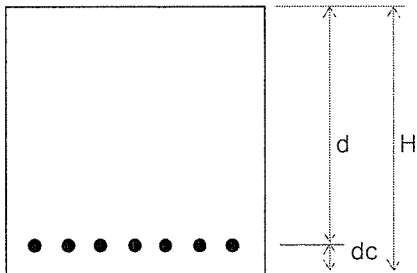
$$= 0.9 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1700.00 / 1000 = 1319.10 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1319.10 > V_u = 375.416 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1800.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	1700.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	764.374	kN·m,	$A_s =$	3096.800	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 250.67 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 152.698 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 152.698 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.00 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 293.23 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 293 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

$$0.0025 \cdot b \cdot t = 0.0025 \times 1000 \times 1800 = 4500.00 \text{ mm}^2$$

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800mm²보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34) 1800.00 mm²

인 장 측 1	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000	mm ²
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[0.00 ea/m]	=	0.000	mm ²
압 측 측 :	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000	mm ²

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 주철근 20% 이상

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 3096.800 = 619.360 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K!!}$$

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

(1) 상재하중

고정하중(qd) = 15.000 kN/m²

활하중(q_l) = 35.000 kN/m²

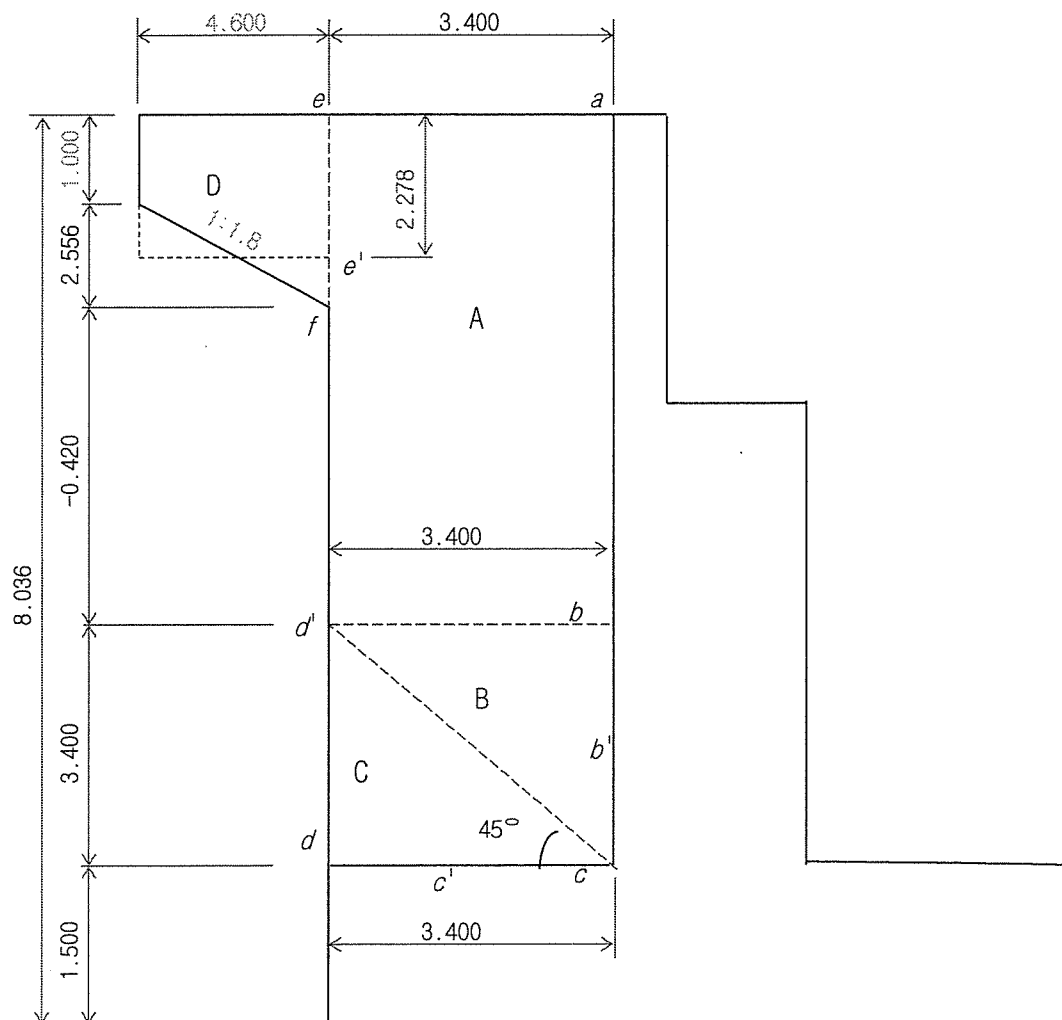
(2) 정지토압계수

$K_o = 1 - \sin \phi = 0.398$

(3) 배면토 단위중량 : 20.000 kN/m³

5.4.2 설계단면

날개벽 두께 = 1000 ~ 1000 mm



5.4.3 단면력 계산

㉔ 하중계수 = 1.60

(1) 벽체단면 D

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= 1.0 \times 0.398 \times 50.000 &= 19.909 \text{ kN/m}^2 \\ P_e' &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.278 + P_e &= 38.051 \text{ kN/m}^2 \\ V_d &= 1/2 \times (P_e + P_e') \times 2.278 \times 4.600 &= 303.675 \text{ kN} \\ M_d &= 1/2 \times V_d \times 4.600 &= 698.452 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= 1.6 \times 0.398 \times 50.000 &= 31.855 \text{ kN/m}^2 \\ P_e' &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.278 + P_e &= 60.881 \text{ kN/m}^2 \\ V_d &= 1/2 \times (P_e + P_e') \times 2.278 \times 4.600 &= 485.879 \text{ kN} \\ M_d &= 1/2 \times V_d \times 4.600 &= 1117.523 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= &= 19.909 \text{ kN/m}^2 \\ P_d' &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.136 + P_e &= 44.883 \text{ kN/m}^2 \\ V_a &= 1/2 \times (P_e + P_d') \times 3.136 \times 3.400 &= 345.42 \text{ kN} \\ V_{a\_total} &= V_a + V_d &= 649.10 \text{ kN} \\ M_a &= 1/2 \times V_a \times 3.400 + V_d \times 3.400 + M_d &= 2318.16 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= &= 31.855 \text{ kN/m}^2 \\ P_d' &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.136 + P_e &= 71.813 \text{ kN/m}^2 \\ V_a &= 1/2 \times (P_e + P_d') \times 3.136 \times 3.400 &= 552.68 \text{ kN} \\ V_{a\_total} &= V_a + V_d &= 1038.56 \text{ kN} \\ M_a &= 1/2 \times V_a \times 3.400 + V_d \times 3.400 + M_d &= 3709.06 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_b &= &= 44.883 \text{ kN/m}^2 \\ V_b &= P_b \times 3.4 &= 152.604 \text{ kN/m} \\ M_b &= 1/2 \times P_b \times 3.400^2 &= 259.426 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_b &= & &= 71.813 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= P_b \times 3.4 & &= 244.166 \text{ kN/m} \\
 M_b &= \frac{1}{2} \times P_b \times 3.400^2 & &= 415.082 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_d' &= & &= 44.883 \text{ kN/m}^2 \\
 P_d &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.4 + P_d' & &= 71.960 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= \frac{1}{2} \times (P_d' + P_d) \times 3.400 & &= 198.634 \text{ kN/m} \\
 M_b &= \frac{1}{6} \times (2 \times P_d' + P_d) \times 3.400^2 & &= 311.594 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_d' &= & &= 71.813 \text{ kN/m}^2 \\
 P_d &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.4 + P_d' & &= 115.136 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= \frac{1}{2} \times (P_d' + P_d) \times 3.400 & &= 317.814 \text{ kN/m} \\
 M_b &= \frac{1}{6} \times (2 \times P_d' + P_d) \times 3.400^2 & &= 498.55 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	490.572	1182.737	415.082	498.550
설계 하중(S)	213.292	331.172	244.166	317.814
사용 하중(M)	306.607	739.210	259.426	311.594

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.556m]

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\Phi_f = 0.90$, $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	490.572	213.292	306.607

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	29	-	4	EA	=	2569.600	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm² [사용률 1.674]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 40.307 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.05300 > 0.004 - \text{O.K.}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00\text{E}+05 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.9$ 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 $A_s = 1534.634 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 36021.77 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3150.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{☞ } 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2046.18 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----} \rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 40.982 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 813.595 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$\Phi M_n > M_u (= 490.572 \text{ kN} \cdot \text{m})$ [사용률 = 1.658] $\therefore \text{O.K!!}$

나) 전단검토

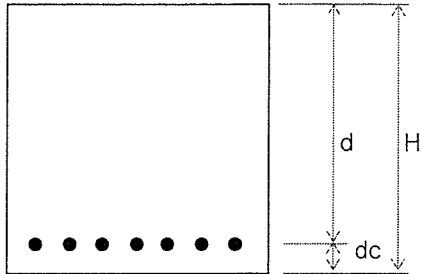
$$\phi V_c = \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 900.00 / 1000 = 698.35 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 698.35 > V_u = 213.292 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	900.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	306.607	kN·m,	$A_s =$	2569.600	mm ²
$N =$	4		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 162.85 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 141.088 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 141.088 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 29 / 2 = 85.50 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 344.41 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 4 = 250 \text{ mm} < 344 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

2) 단면 A [H = 3.136m]

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\phi_f = 0.90$, $\phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1182.737	331.172	739.210

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	29	-	8	EA =	5139.200	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 5139.200 mm² [사용률 1.362]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 80.615 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.02500 > 0.004 - \text{O.K.}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00\text{E}+05 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면 , $\phi_f = 0.9$ 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 $A_s = 3774.583 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 36021.77 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3150.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5032.78 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----} \Rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 81.965 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1589.279 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n > M_u (= 1182.737 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 1.344]} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

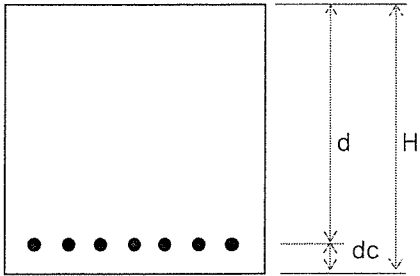
$$\phi V_c = \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 900.00 / 1000 = 698.35 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 698.35 > V_u = 331.172 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	900.00	mm,	$dc =$	100.00	mm ,
$M_o =$	739.210	kN·m,	$A_s =$	5139.200	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 221.02 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 174.069 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 174.069 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 29 / 2 = 85.5 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 238.66 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 239 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

3) 단면 B [H = 6.536m]

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\Phi_f = 0.90$, $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	415.082	244.166	259.426

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	4	EA	=	2026.800	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 2026.800 mm² [사용률 1.564]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 31.793 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06800 > 0.004 - \text{O.K.}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00\text{E}+05 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.9$ 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 $A_s = 1295.748 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 36021.77 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3150.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1727.66 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 32.325 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 644.890 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u (= 415.082 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.554] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

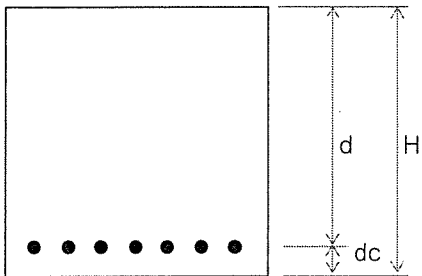
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 900.00 / 1000 = 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 244.166 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	900.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	259.426	kN·m,	$A_s =$	2026.800	mm ²
$N =$	4		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 146.25 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 150.364 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 150.364 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.5 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 304.98 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 4 = 250 \text{ mm} < 305 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

4) 단면 C [H = 6.536m]

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\Phi_f = 0.90$, $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	498.550	317.814	311.594

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	29	-	4	EA	=	2569.600	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 2569.600 mm² [사용률 1.647 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 40.307 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.05300 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00E+05 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.9$ 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.

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

→ Req $A_s = 1559.940 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 36021.77 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3150.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2079.92 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{min} < P_{used} < P_{max} \text{ -----} \Rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 40.982 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 813.595 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u (= 498.550 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 1.632 \%]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

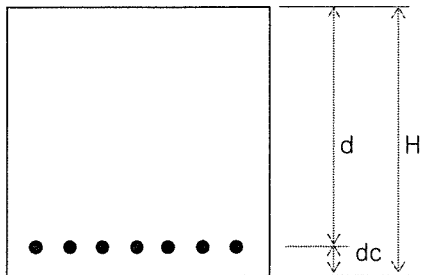
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 900.00 / 1000 = 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 317.814 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1000.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	900.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	311.594	kN·m,	$A_s =$	2569.600	mm ²
$N =$	4		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 162.85 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 143.383 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 143.383 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 29 / 2 = 85.5 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 335.48 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 4 = 250 \text{ mm} < 335 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

6. FOOTING 설계

6.1 하 중 조 합

가. LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2864.192	-	10876.673	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.400	9370.352	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	5.850	1916.460	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8725.578		39108.065	1066.760		3082.234

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= Mo / V - B / 2 \\
 &= (39108.065 - 3082.234) / 8725.578 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.229 \text{ m} \\
 Mo &= 8725.578 \times 0.2288 = 1996.076 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3866.659	-	14683.508	-	-	-
	배 면 토	3750.030	-	22875.183	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	3.400	12649.976	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	442.260	5.850	2587.221	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11779.530		52795.888	1706.816		4931.575

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= Mo / V - B / 2 \\
 &= (52795.888 - 4931.575) / 11779.530 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.163 \text{ m} \\
 Mo &= 11779.530 \times 0.1633 = 1924.144 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

나. LOAD CASE 2 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 장대레일중하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2864.192	-	10876.673	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.400	9370.352	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	5.850	1916.460	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	75.000	5.400	405.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		8725.578		39108.065	1141.760		3487.234

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (39108.065 - 3487.234) / 8725.578 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.182 \text{ m} \\
 M_o &= 8725.578 \times 0.1823 = 1591.076 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3866.659	-	14683.508	-	-	-
	배 면 토	3750.030	-	22875.183	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	3.400	12649.976	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	442.260	5.850	2587.221	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	105.000	5.400	567.000
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		11779.530		52795.888	1811.816		5498.575

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (52795.888 - 5498.575) / 11779.530 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.115 \text{ m} \\
 M_o &= 11779.530 \times 0.1152 = 1357.144 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

다. LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 시동+제동하중 + 1.4 장대레일종하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2864.192	-	10876.673	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.400	9370.352	-	-	-
	활 하 중	1573.683	3.400	5350.522	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	5.850	1916.460	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	75.000	5.400	405.000
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	412.500	5.400	2227.500
합 계		10897.261		47956.887	1860.561		6945.453

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (47956.887 - 6945.453) / 10897.261 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.137 \text{ m} \\
 M_o &= 10897.261 \times 0.1365 = 1487.885 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3866.659	-	14683.508	-	-	-
	배 면 토	3750.030	-	22875.183	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	3.400	12649.976	-	-	-
	활 하 중	2480.754	3.400	8434.563	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	442.260	5.850	2587.221	-	-	-
	활 하 중	837.200	5.850	4897.620	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	105.000	5.400	567.000
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	577.500	5.400	3118.500
합 계		15097.484		66128.071	2879.398		10586.226

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (66128.071 - 10586.226) / 15097.484 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.221 \text{ m} \\
 M_o &= 15097.484 \times 0.2211 = 3338.343 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

라. LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 열차하중(충격미포함)
+ 1.4 온도하중

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2864.192	-	10876.673	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.400	9370.352	-	-	-
	활 하 중	1573.683	3.400	5350.522	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	5.850	1916.460	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	P ₀	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	P _L	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	413.398	5.400	2232.349
합 계		10897.261		47956.887	1786.459		6545.302

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_0 / V - B / 2 \\
 &= (47956.887 - 6545.302) / 10897.261 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.100 \text{ m} \\
 M_0 &= 10897.261 \times 0.100 = 1087.733 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3866.659	-	14683.508	-	-	-
	배 면 토	3750.030	-	22875.183	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	3.400	12649.976	-	-	-
	활 하 중	2480.754	3.400	8434.563	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	442.260	5.850	2587.221	-	-	-
	활 하 중	837.200	5.850	4897.620	-	-	-
상 재 토 압	P ₀	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	P _L	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	578.757	5.400	3125.288
합 계		15097.484		66128.071	2775.655		10026.014

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_0 / V - B / 2 \\
 &= (66128.071 - 10026.014) / 15097.484 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.184 \text{ m} \\
 M_0 &= 15097.484 \times 0.184 = 2778.132 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

마. LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.85 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2864.192	-	10876.673	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2755.986	3.400	9370.352	-	-	-
	활 하 중	1573.683	3.400	5350.522	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	327.600	5.850	1916.460	-	-	-
	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재 토 압	PD		-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10897.261		47956.887	1373.061		4312.953

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (47956.887 - 4312.953) / 10897.261 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.105 \text{ m} \\
 M_o &= 10897.261 \times 0.1050 = 1144.615 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	3866.659	-	14683.508	-	-	-
	배 면 토	3750.030	-	22875.183	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3720.581	3.400	12649.976	-	-	-
	활 하 중	2911.313	3.400	9898.466	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	442.260	5.850	2587.221	-	-	-
	활 하 중	1106.300	5.850	6471.855	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	PL	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	3852.823
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		15797.144		69166.208	2196.898		6900.726

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (69166.208 - 6900.726) / 15797.144 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.042 \text{ m} \\
 M_o &= 15797.144 \times 0.0416 = 656.622 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

바. LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2864.192	-	10876.673	-	-	-
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	-	-	-
상 부	고정하중	2755.986	3.400	9370.352	-	-	-
하 중	활 하 중	1573.683	3.400	5350.522	-	-	-
상 재	고정하중	327.600	5.850	1916.460	-	-	-
하 중	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	-	-	-
상 재	PD		-	-	167.800	4.018	674.220
토 압	PL	-	-	-	306.301	4.018	1230.719
토 압		-	-	-	898.960	-	2408.014
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10897.261		47956.887	1373.061		4312.953

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (47956.887 - 4312.953) / 10897.261 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.105 \text{ m} \\
 M_o &= 10897.261 \times 0.1050 = 1144.615 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	4582.707	-	18490.343	-	-	-
	배 면 토	4444.480	-	28805.786	-	-	-
상 부	고정하중	4409.578	3.400	14992.564	-	-	-
하 중	활 하 중	2517.893	3.400	8560.835	-	-	-
상 재	고정하중	524.160	5.850	3066.336	-	-	-
하 중	활 하 중	956.800	5.850	5597.280	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
토 압	PL	-	-	-	490.082	4.018	1969.151
토 압		-	-	-	1438.336	-	4093.624
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		17435.618		79513.144	2196.898		7141.527

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (79513.144 - 7141.527) / 17435.618 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.251 \text{ m} \\
 M_o &= 17435.618 \times 0.2508 = 4372.709 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

사. LOAD CASE 7 = 1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중+ 1.0 열차하중(충격미포함)

① 사용하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2864.192	-	10876.673	264.651	-	509.156
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	256.669	-	1223.796
상 부	고정하중	2755.986	3.400	9370.352	0.000	5.400	0.000
하 중	활 하 중	1573.683	3.400	5350.522	0.000	5.400	0.000
상 재	고정하중	327.600	5.850	1916.460	30.270	-	243.252
하 중	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	16.577	-	133.209
상 재	PD	-	-	-	201.451	4.018	809.429
토 압	PL	-	-	-	367.728	4.018	1477.529
토 압		-	-	-	1079.239	4.018	4336.381
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10897.261		47956.887	2216.584		8732.752

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (47956.887 - 8732.752) / 10897.261 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.301 \text{ m} \\
 M_o &= 10897.261 \times 0.3006 = 3275.184 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② 설계하중

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	2864.192	-	10876.673	264.651	-	509.156
	배 면 토	2777.800	-	16944.580	256.669	-	1223.796
상 부	고정하중	2755.986	3.400	9370.352	0.000	5.400	0.000
하 중	활 하 중	1573.683	3.400	5350.522	0.000	5.400	0.000
상 재	고정하중	327.600	5.850	1916.460	30.270	-	243.252
하 중	활 하 중	598.000	5.850	3498.300	16.577	-	133.209
상 재	PD	-	-	-	201.451	4.018	809.429
토 압	PL	-	-	-	367.728	4.018	1477.529
토 압		-	-	-	1079.239	4.018	4336.381
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10897.261		47956.887	2216.584		8732.752

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (47956.887 - 8732.752) / 10897.261 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.301 \text{ m} \\
 M_o &= 10897.261 \times 0.3006 = 3275.184 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	8725.578	1066.760	1996.076	0.229	
LOAD CASE2	8725.578	1141.760	1591.076	0.182	
LOAD CASE3	10897.261	1860.561	1487.885	-0.137	
LOAD CASE4	10897.261	1786.459	1087.733	-0.100	
LOAD CASE5	10897.261	1373.061	1144.615	0.105	
LOAD CASE6	10897.261	1373.061	1144.615	0.105	
LOAD CASE7	10897.261	2216.584	3275.184	-0.301	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	11779.530	1706.816	1924.144	0.163	
LOAD CASE2	11779.530	1811.816	1357.144	0.115	
LOAD CASE3	15097.484	2879.398	3338.343	-0.221	
LOAD CASE4	15097.484	2775.655	2778.132	-0.184	
LOAD CASE5	15797.144	2196.898	656.622	0.042	
LOAD CASE6	17435.618	2196.898	4372.709	0.251	
LOAD CASE7	10897.261	2216.584	3275.184	-0.301	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	8725.578	1066.760	1996.076	17435.618	2196.898	4372.709
축 력 최대시	10897.261	1860.561	1487.885	17435.618	2196.898	4372.709
지 진 시	10897.261	2216.584	3275.184	10897.261	2216.584	3275.184

6.4. PILE 검토

6.4.1 축력최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

- * 재하시의 종류 = 상시
- * 콘크리트 강도(f_{ck}) = 30 Mpa
- * 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
- * 말뚝 길이(L) = 8.00 m
- * 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.50 m
- * $1/\beta$ 부근(1.98m)의 N 값 = 15
- * 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(K_v) = $a \times A_p \times E_p / L = 175364.676 \text{ kN/m}$
- 말뚝의 특성치(β) = $4 \sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))} = 0.50568 \text{ 1/m}$
- $\therefore \beta L = 4.05 \geq 3$ 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교축 방향			비 고
	$V_o(\text{kN})$	$H_o(\text{kN})$	$M_o(\text{kN.m})$	
사 용 하 중	10897.261	1860.561	1487.885	
극 한 하 중	17435.618	2196.898	4372.709	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

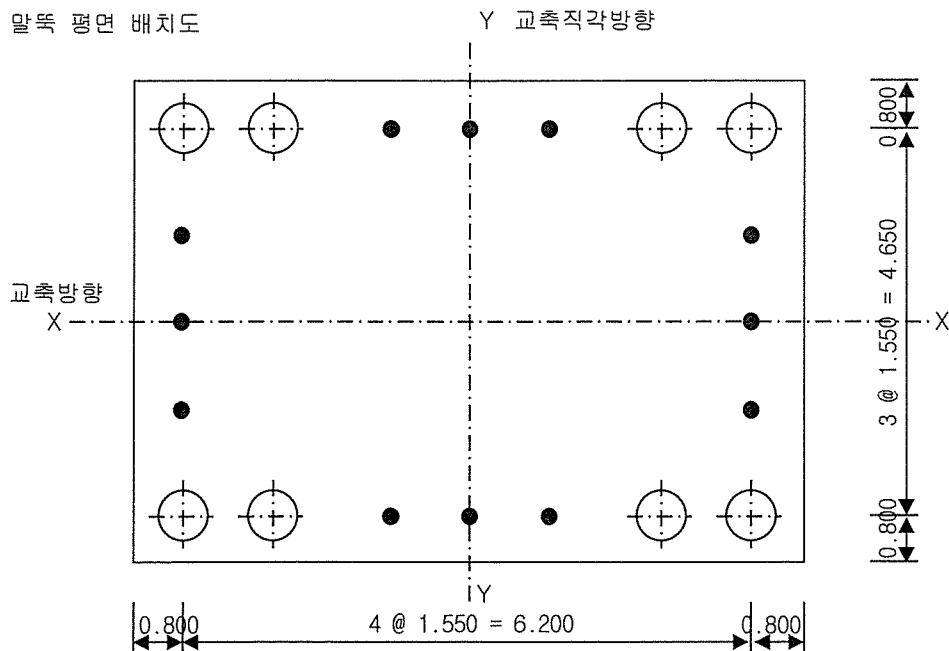
구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
상 시	63861	63143	63143	124867	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
상 시	31930	0	0	0	175365	0.508

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	4	2	1.550	4
3	0.000	4	4	-1.550	4
5	-3.100	4			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1277220	0	-1262866	3507294	0	19349891

④ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	1860.561	10897.261	1487.885	0.00163849	0.00310703	0.00018383

⑤ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00164	0.00368	644.80	93.03	-80.51
2 열	0.00164	0.00339	594.83	93.03	-80.51
3 열	0.00164	0.00311	544.86	93.03	-80.51
4 열	0.00164	0.00282	494.90	93.03	-80.51
5 열	0.00164	0.00254	444.93	93.03	-80.51
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00164	0.00368	644.80	93.03	80.51

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	638610	0	0	3507294	0	16852545

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	1860.561	10897.261	1487.885	0.0029135	0.0031070	0.0000883

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00291	0.00338	592.86	93.03	0.00
2 열	0.00291	0.00324	568.86	93.03	0.00
3 열	0.00291	0.00311	544.86	93.03	0.00
4 열	0.00291	0.00297	520.86	93.03	0.00
5 열	0.00291	0.00283	496.87	93.03	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00291	0.00338	592.86	93.03	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.593	0.00291	80.51	0.00164

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고정	수평력	93.03	말뚝머리 힌지	수평력	93.03
	수직력	644.80		수직력	592.86
	모멘트	80.51		모멘트	0.59
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	90.5	14.1	45.4	14.1
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	0.K	0.K	0.K	0.K

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$f_{cv} = \frac{4 * P_{max}}{\pi * D^2} = \frac{4 * 644.80}{\pi * 0.609^2} = 2.214 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} - 0.K -$$

$$f_{ca} = 0.25 * f_{ck} = 7.50 \text{ MPa}$$

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau_v = \frac{P_{max}}{\pi * (D + h) * h} = \frac{644.798}{\pi * (0.609 + 1.400) * 1.400} = 0.073 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} - 0.K -$$

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시 (τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$f_{ch} = \frac{H_{max}}{D * L} = \frac{93.028}{0.609 \times 0.100} = 1.528 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} \quad - 0.K -$$

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau_h = \frac{H_{max}}{h' (2L + D + 2h')} = \frac{93.028}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)} = 0.048 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} \quad - 0.K -$$

e) 펀칭전단 검토 (극한하중 재하시)

$$\begin{aligned} & - \text{기초의 유효깊이} = 1400.0 \text{ mm}, \quad b_p = \pi \times (\text{유효깊이} + \text{말뚝직경}) = 6311.5 \text{ mm} \\ & \Phi S_n = \Phi v (1.06 \sqrt{f_{ck}} \times b_p \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000 \\ & = 38589.980 \text{ kN} \geq 1068.343 \text{ kN} \quad - 0.K - \end{aligned}$$

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

㉔ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	2196.898	17435.618	4372.71	0.00208	0.00497	0.00036

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1068.343	109.845
2 열	970.062	109.845
3 열	871.781	109.845
4 열	773.500	109.845
5 열	675.219	109.845
-	-	-
-	-	-
최대값	1068.343	109.845

나. 말뚝머리 힌지시

㉔ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	2196.898207	17435.618	4372.708564	0.00344	0.00497	0.00026

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1012.836	109.845
2 열	942.308	109.845
3 열	871.781	109.845
4 열	801.253	109.845
5 열	730.726	109.845
-	-	-
-	-	-
최대값	1012.836	109.845

다. 확대기초응 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1068.343	644.798
2 열	970.062	594.831
3 열	871.781	544.863
4 열	773.500	494.895
5 열	675.219	444.928
-	-	-
-	-	-

6.4.2 모멘트최대시-상시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

- * 재하시의 종류 = 상시
- * 콘크리트 강도(f_{ck}) = 30 Mpa
- * 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
- * 말뚝 길이(L) = 8.00 m
- * 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.50 m
- * $1/\beta$ 부근(1.98m)의 N 값 = 15
- * 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(K_v) = $a \times A_p \times E_p / L = 175364.676 \text{ kN/m}$
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))} = 0.50568 \text{ 1/m}$
- $\therefore \beta L = 4.05 \geq 3$ 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교 축 방 향			비 고
	$V_o(\text{kN})$	$H_o(\text{kN})$	$M_o(\text{kN.m})$	
사 용 하 중	8725.578	1066.760	1996.076	
극 한 하 중	17435.618	2196.898	4372.709	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

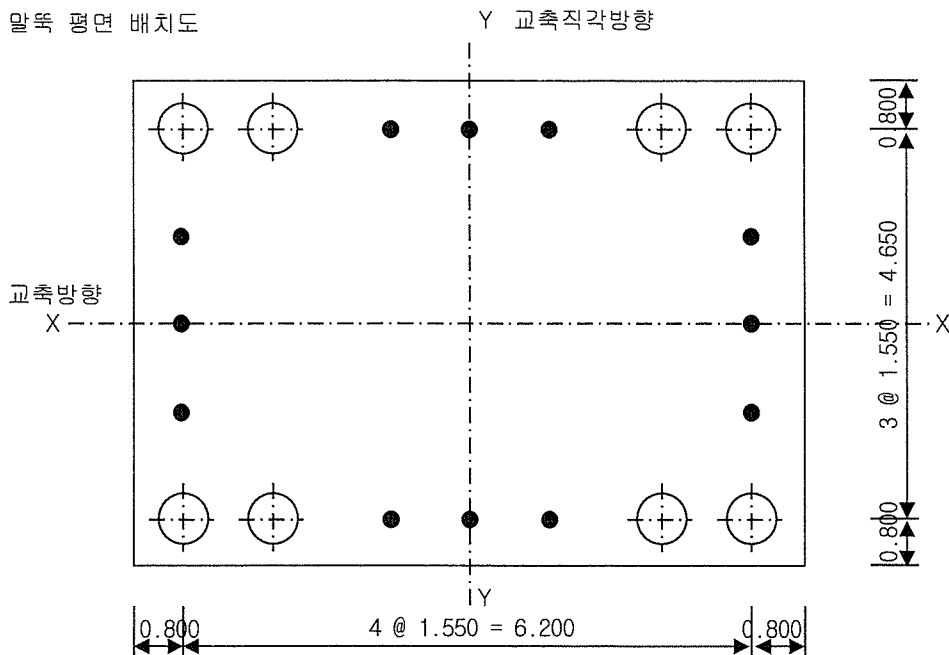
구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
상 시	63861	63143	63143	124867	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
상 시	31930	0	0	0	175365	0.508

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	3.100	4	2	1.550	4
3	0.000	4	4	-1.550	4
5	-3.100	4			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1277220	0	-1262866	3507294	0	19349891

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	1066.760	8725.578	1996.076	0.00100187	0.00248784	0.00016854

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00100	0.00301	527.90	53.34	-42.22
2 열	0.00100	0.00275	482.09	53.34	-42.22
3 열	0.00100	0.00249	436.28	53.34	-42.22
4 열	0.00100	0.00223	390.47	53.34	-42.22
5 열	0.00100	0.00197	344.65	53.34	-42.22
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00100	0.00301	527.90	53.34	42.22

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	638610	0	0	3507294	0	16852545

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δ x(m)	δ y(m)	α (rad)
상 시	1066.760	8725.578	1996.076	0.0016704	0.0024878	0.0001184

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δ xi(m)	δ yi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00167	0.00286	500.67	53.34	0.00
2 열	0.00167	0.00267	468.47	53.34	0.00
3 열	0.00167	0.00249	436.28	53.34	0.00
4 열	0.00167	0.00230	404.08	53.34	0.00
5 열	0.00167	0.00212	371.89	53.34	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00167	0.00286	500.67	53.34	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment (kN.m)	지표면변위 (m)	Moment (kN.m)	지표면변위 (m)
상 시	0.016	-0.340	0.00167	42.22	0.00100

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고정	수평력	53.34	말뚝머리 힌지	수평력	53.34
	수직력	527.90		수직력	500.67
	모멘트	42.22		모멘트	0.34
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨 (Mpa)	전단 (Mpa)	휨 (Mpa)	전단 (Mpa)
작용 응력	61.9	8.1	38.2	8.1
허용 응력	140.0	80.0	140.0	80.0
비 고	0.K	0.K	0.K	0.K

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$f_{cv} = \frac{4 * P_{max}}{\pi * D^2} = \frac{4 * 527.90}{\pi * 0.609^2} = 1.812 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} - 0.K -$$

$$f_{ca} = 0.25 * f_{ck} = 7.50 \text{ MPa}$$

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau_v = \frac{P_{max}}{\pi (D + h) h} = \frac{527.904}{\pi (0.609 + 1.400) * 1.400} = 0.060 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} - 0.K -$$

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시 (τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$f_{ch} = \frac{H_{max}}{D * L} = \frac{53.338}{0.609 \times 0.100} = 0.876 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau_h = \frac{H_{max}}{h' (2L + 0 + 2h')} = \frac{53.338}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)} = 0.028 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

e) 편칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , $b_p = \pi \times (\text{유효깊이} + \text{말뚝직경}) = 6311.5 \text{ mm}$

$$\Phi S_n = \Phi v (1.06 \sqrt{f_{ck}} \times b_p \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000$$

$$= 38589.980 \text{ kN} \geq 1068.343 \text{ kN} \quad - \text{O.K.} -$$

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

㉓ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	2196.898	17435.618	4372.71	0.00208	0.00497	0.00036

㉔ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1068.343	109.845
2 열	970.062	109.845
3 열	871.781	109.845
4 열	773.500	109.845
5 열	675.219	109.845
-	-	-
-	-	-
최대값	1068.343	109.845

나. 말뚝머리 힌지시

㉓ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
상 시	2196.898207	17435.618	4372.708564	0.00344	0.00497	0.00026

㉔ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1012.836	109.845
2 열	942.308	109.845
3 열	871.781	109.845
4 열	801.253	109.845
5 열	730.726	109.845
-	-	-
-	-	-
최대값	1012.836	109.845

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1068.343	527.904
2 열	970.062	482.092
3 열	871.781	436.279
4 열	773.500	390.466
5 열	675.219	344.653
-	-	-
-	-	-

6.4.3 지진시

가. 설계 조건 (내부굴착복합말뚝)

- * 재하시의 종류 = 지진시
- * 콘크리트 강도(f_{ck}) = 30 Mpa
- * 말뚝 직경 = 60.90 cm, 말뚝 두께 = 0.90 cm, 말뚝 부식두께 = 0.20 cm
- * 말뚝 길이(L) = 8.00 m
- * 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 7.80 m, 확대기초두께 = 1.50 m
- * $1/\beta$ 부근(1.79m)의 N 값 = 15
- * 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(K_v) = $a \times A_p \times E_p / L = 175364.676 \text{ kN/m}$
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))} = 0.55963 \text{ 1/m}$
- $\therefore \beta L = 4.48 \geq 3$ 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	$V_o(\text{kN})$	$H_o(\text{kN})$	$M_o(\text{kN.m})$	
사 용 하 중	10897.261	2216.584	3275.184	
극 한 하 중	10897.261	2216.584	3275.184	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

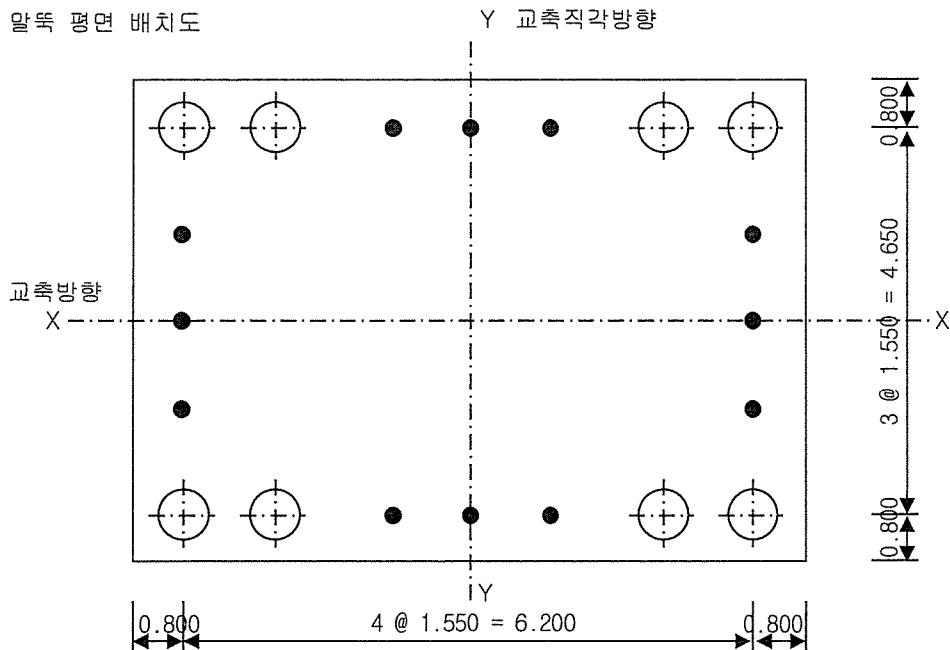
구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
지진시	86557	77334	77334	138188	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 힌지)

구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
지진시	43279	0	0	0	175365	0.508

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	분수	열	거리(m)	분수
1	3.100	4	2	1.550	4
3	0.000	4	4	-1.550	4
5	-3.100	4			

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1731148	0	-1546688	3507294	0	19616313

㉠ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx (m)	δy (m)	α (rad)
지진시	2216.584	10897.261	3275.184	0.00153792	0.00310703	0.00028822

㉡ 외력에 의한 말뚝의 분력(분당)

지진시	δx_i (m)	δy_i (m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00154	0.00400	701.55	110.83	-79.11
2 열	0.00154	0.00355	623.21	110.83	-79.11
3 열	0.00154	0.00311	544.86	110.83	-79.11
4 열	0.00154	0.00266	466.52	110.83	-79.11
5 열	0.00154	0.00221	388.18	110.83	-79.11
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00154	0.00400	701.55	110.83	79.11

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	865574	0	0	3507294	0	16852545

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δ x(m)	δ y(m)	α (rad)
지진시	2216.584	10897.261	3275.184	0.0025608	0.0031070	0.0001943

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(분당)

지진시	δ xi(m)	δ yi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00256	0.00371	650.51	110.83	0.00
2 열	0.00256	0.00341	597.69	110.83	0.00
3 열	0.00256	0.00311	544.86	110.83	0.00
4 열	0.00256	0.00281	492.04	110.83	0.00
5 열	0.00256	0.00250	439.21	110.83	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00256	0.00371	650.51	110.83	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
지진시	0.014	-0.638	0.00256	79.11	0.00154

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고정	수평력	110.83	말뚝머리 힌지	수평력	110.83
	수직력	701.55		수직력	650.51
	모멘트	79.11		모멘트	0.64
	β	0.559630		β	0.559630

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	94.0	16.9	49.8	16.9
허용 응력	217.0	124.0	217.0	124.0
비 고	0.K	0.K	0.K	0.K

② 말뚝과 기초 결합부의 설계

a) 콘크리트의 수직압응력 검토

$$f_{cv} = \frac{4 * P_{max}}{\pi * D^2} = \frac{4 * 701.55}{\pi * 0.609^2} = 2.408 \text{ MPa} < f_{ca} = 9.975 \text{ MPa} - 0.K -$$

$$f_{ca} = 1.33x(0.25xf_{ck}) = 9.98 \text{ MPa}$$

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau_v = \frac{P_{max}}{\pi (D + h) h} = \frac{701.550}{\pi (0.609 + 1.400) * 1.400} = 0.079 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.330 \text{ MPa} - 0.K -$$

콘크리트의 설계기준강도 f_{ck}		21	24	27	30	적용값
허용압발 전단응력	상시 (τ_{a3})	0.850	0.900	0.950	1.000	1.000
	지진시 (τ_{a3}')	1.131	1.197	1.264	1.330	1.330

c) 콘크리트의 수평지압응력 검토

$$f_{ch} = \frac{H_{max}}{D * L} = \frac{110.829}{0.609 \times 0.100} = 1.820 \text{ MPa} < f_{ca} = 9.975 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau_h = \frac{H_{max}}{h' (2L + D + 2h')} = \frac{110.829}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)} = 0.058 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.330 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , $b_p = \pi \times (\text{유효깊이} + \text{말뚝직경}) = 6311.5 \text{ mm}$

$$\Phi S_n = \Phi v (1.06 \sqrt{f_{ck}} \times b_p \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000$$

$$= 38589.980 \text{ kN} \geq 701.550 \text{ kN} \quad - \text{O.K.} -$$

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

㉔ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
지진시	2216.584	10897.261	3275.18	0.00154	0.00311	0.00029

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	701.550	110.829
2 열	623.206	110.829
3 열	544.863	110.829
4 열	466.520	110.829
5 열	388.176	110.829
-	-	-
-	-	-
최대값	701.550	110.829

나. 말뚝머리 힌지시

㉔ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리힌지

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
지진시	2216.583842	10897.261	3275.183515	0.00256	0.00311	0.00019

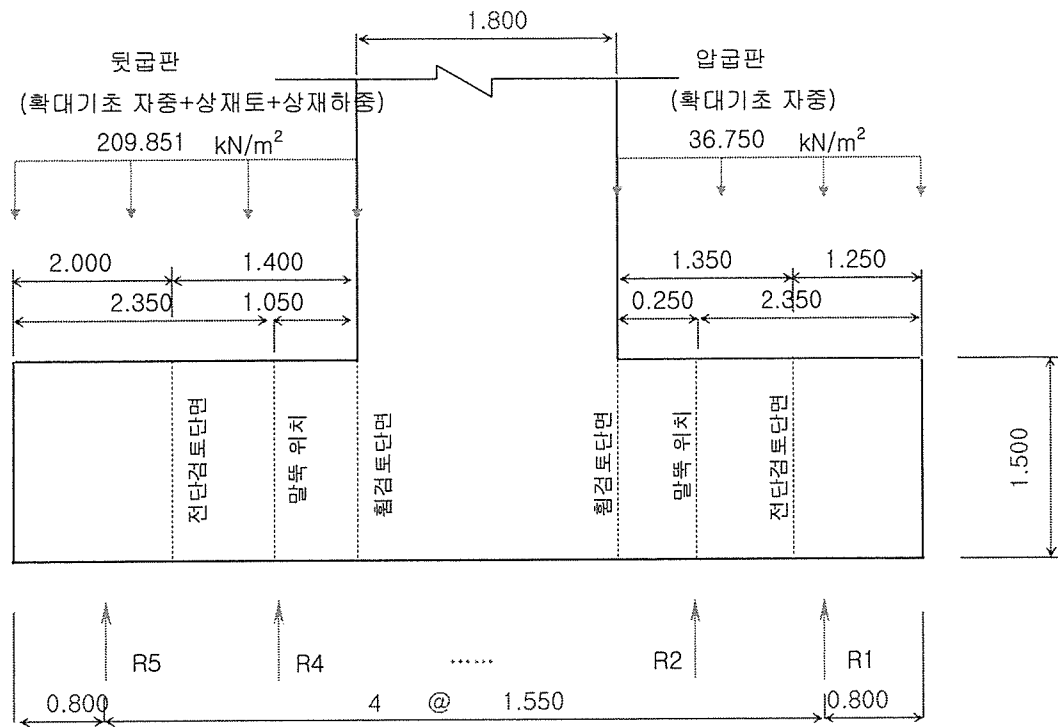
㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	650.514	110.829
2 열	597.689	110.829
3 열	544.863	110.829
4 열	492.038	110.829
5 열	439.212	110.829
-	-	-
-	-	-
최대값	650.514	110.829

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	701.550	701.550
2 열	623.206	623.206
3 열	544.863	544.863
4 열	466.520	466.520
5 열	388.176	388.176
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1068.343	1068.343	701.550	1068.343	MAX
2 열	970.062	970.062	623.206	970.062	MAX
3 열	871.781	871.781	544.863	871.781	MAX
4 열	773.500	773.500	466.520	466.520	MIN
5 열	675.219	675.219	388.176	388.176	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	644.798	527.904	701.550	701.550	MAX
2 열	594.831	482.092	623.206	623.206	MAX
3 열	544.863	436.279	544.863	544.863	MAX
4 열	494.895	390.466	466.520	390.466	MIN
5 열	444.928	344.653	388.176	344.653	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

- ◎ $q_d =$ = 36.750 kN/m
- ◎ 검토위치에 대한 모멘트, $M = q_d \times L^2 \div 2$
 $= 36.75 \times 2.60^2 \div 2 = 124.215 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- ◎ 검토위치에 대한 전단력, $S_i = q_d \times L$
 $= 36.75 \times 2.60 = 95.550 \text{ kN/m}$
- ◎ 열당 말뚝 본수 : 4 본
- ◎ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PN_i \times 4 EA}{b(\text{유효폭})}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

◎ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	2.00	R3	R1	R2	R3	
1.068.343	970.062	-	683.740	620.840	-	1.35

◎ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.800	0.250	-	1,385.941	-167.690	1,218.251

◎ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
683.740	620.840	-	1,304.579	-128.993	1,175.587

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

◎ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
701.550	623.206	-	448.992	398.852	-	1.00

◎ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.800	0.250	-	907.899	-124.215	783.684

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

- ⊙ $q_d =$ = 209.851 kN/m
- ⊙ 검토위치에 대한 모멘트, $M = q_d \times L^2 \div 2$
 $= 209.85 \times 3.40^2 \div 2 = 1212.939 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- ⊙ 검토위치에 대한 전단력, $S_v = q_d \times L$
 $= 209.85 \times 3.40 = 713.49 \text{ kN/m}$
- ⊙ 열당 말뚝 본수 : 4 본
- ⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{PN_i \times 4 EA}{b(\text{유효폭})}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R5	R4	R3	R5	R4	R3			
388.176	466.520	-	248.433	298.573	-	1.35	1.60	1.40

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
2.600	1.050	-	959.426	-1,834.270	-874.844

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R5	R4	R3			
248.433	298.573	-	547.005	-1,078.983	-531.977

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R5	R4	R3	R5	R4	R3	
344.653	390.466	-	220.578	249.898	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
2.600	1.050	-	835.896	-1,212.939	-377.042

6.6 철근량 산정

1) 뒀굽판

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\Phi_f = 0.90$, $\Phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1500.00	1400.00	100.00	874.844	531.977	377.042

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm ²	,	d1	=	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2	=	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2	=	0	mm

→ Use As (total) = 3096.800 mm² [사용률 1.767]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 48.577 \text{ mm}$

$et = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - dc) / (a / k_1) = 0.06928 > 0.004 - \text{O.K.} -$

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

☞ $et > 0.005$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.9$ 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 $A_s = 1753.018 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 56033.87 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4900.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2337.36 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{min} < P_{used} < P_{max} \text{ -----} \Rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 49.391 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1533.256 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$\Phi M_n > M_u (= 874.844 \text{ kN} \cdot \text{m})$ [사용률 = 1.753] $\therefore \text{O.K!!}$

나) 전단검토

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

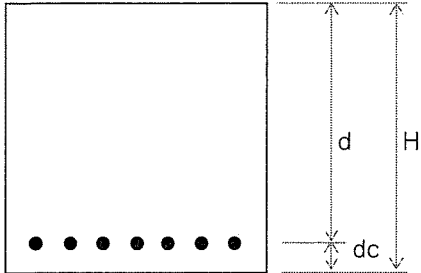
$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1400.0 / 1000 = 1086.32 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1086.32 > V_u = 531.977 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	1500.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	1400.00	mm,	$d_c =$	100.00	mm ,
$M_o =$	377.042	kN·m,	$A_s =$	3096.800	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 225.64 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 91.903 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 91.903 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 634.38 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 634 \text{ mm O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

$$0.0020 \cdot b \cdot t = 0.0020 \times 1000 \times 1500 = 3000.00 \text{ mm}^2$$

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800mm²보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10- 1800.00 mm²)

인 장 측 1	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000 mm ²
인 장 측 2 :	H	0	@	0	[0.00 ea/m]	=	0.000 mm ²
압 측 측 2 :	H	0	@	0	[0.00 ea/m]	=	0.000 mm ²
압 측 측 1 :	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000 mm ²

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2648.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K!!}$$

- 주철근 20% 이상

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 3096.800 = 619.360 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \text{ O.K!!}$$

2) 앞굽판

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.836$, $\phi_f = 0.90$, $\phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1500.00	1350.00	150.00	1218.251	1175.587	783.684

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	8	EA =	4053.600 mm ² ,	d1 = 150 mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA =	0.000 mm ² ,	d2 = 0 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000 mm ² ,	d2 = 0 mm

→ Use As (total) = 4053.600 mm² [사용률 1.593 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 63.586 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.05025 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면, $\phi_f = 0.9$ 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.

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

→ Req $A_s = 2544.298 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 54032.66 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4725.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3392.40 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{min} < P_{used} < P_{max} \text{ -----} \rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{OK!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 64.651 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1922.877 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

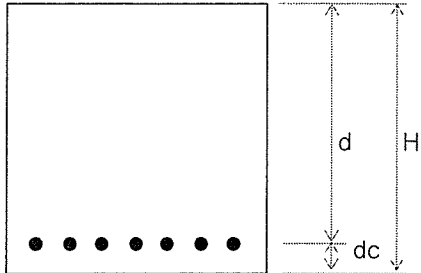
$$\Phi M_n > M_u (= 1218.251 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률} = 1.578 \% \text{]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = \\ &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1350.00 / 1000 = 1047.52 \text{ kN} \\ \phi V_c &= 1047.52 < V_u = 1175.587 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}\end{aligned}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$\begin{aligned}f_{ck} &= 30 \text{ Mpa} & f_y &= 400 \text{ MPa}, \\ H &= 1500.00 \text{ mm}, & B &= 1000.00 \text{ mm}, \\ d &= 1350.00 \text{ mm}, & d_c &= 150.00 \text{ mm}, \\ M_o &= 783.684 \text{ kN}\cdot\text{m}, & A_s &= 4053.600 \text{ mm}^2 \\ N &= 8 & n &= 7\end{aligned}$$

- 응력산정

$$\begin{aligned}x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 249.87 \text{ mm} \\ f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) = 152.624 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 152.624 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}C_c &= 100 - 25 / 2 = 87.5 \text{ mm} \\ S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 297.22 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 297 \text{ mm O.K!!}\end{aligned}$$

라) 수평 철근량 검토

- 수평철근 (내측, 외측에 각각 배치)

$$0.0020 \cdot b \cdot t = 0.0020 \times 1000 \times 1500 = 3000.00 \text{ mm}^2$$

* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800mm²보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10. 1800.00 mm²)

인장측 1	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000 mm ²
인장측 2	H	0	@	0	[0.00 ea/m]	=	0.000 mm ²
압축측 2	H	0	@	0	[0.00 ea/m]	=	0.000 mm ²
압축측 1	H	16	@	150	[6.67 ea/m]	=	1324.000 mm ²

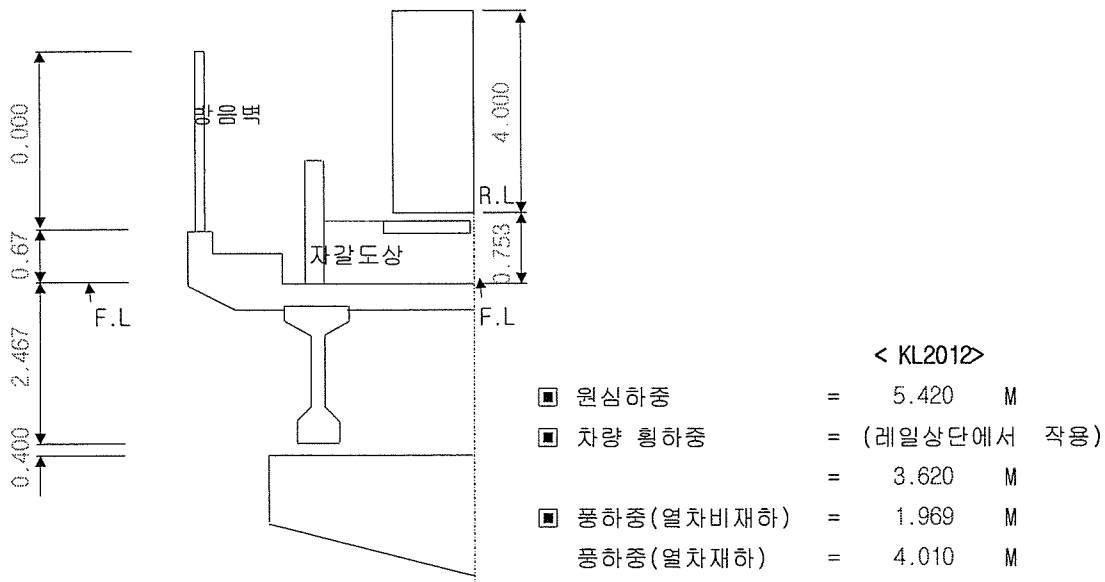
$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 주철근 20% 이상

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 4053.600 = 810.720 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \text{ O.K!!}$$

7. 교량받침부 검토 (가동)

7.1 하중산정



1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

$$\sum R_d = 2755.986 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 946.106 \text{ kN}$$

나) 활하중 (충격 포함)

■ 상시

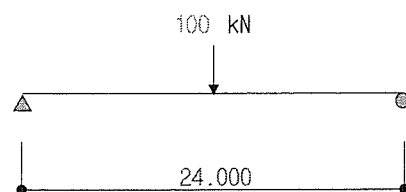
$$\sum R_L = 1771.967 \text{ kN}$$

$$R_{L1} = 865.761 \text{ kN}$$

다) 차량 횡하중(KRL-2012)

- 궤도중심선과 직각을 이룬 레일의 윗면에 수평하게 집중하중으로 작용하며, 직선과 곡선 궤도 모두 적
- 그 크기 $Q=100\text{kN}$ 으로 정하며, 충격계수 및 원심력 감소계수와 곱해서 적용하지 않음.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

KL2012



$$P_{Lf} = 50.000 \text{ kN} \text{ (교대이므로 시중점부 중 한 군데만 적용)}$$

$$M_{Lf} = 50.000 \times 3.620 = 181.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_{L_f}	$\sum X_i^2$	X_i	P_i (kN)	비 고
G1	181.000	5.780	1.700	53.235	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	53.235	↓

③ 적용하중

$$\begin{aligned} H_{L_f} &= 50.000 / 3 \text{ shoe} \\ &= 16.667 \text{ kN} \\ P_{L_f} &= 53.235 \text{ kN} \end{aligned}$$

라) 원심하중

KL2012

$$\text{곡선반경 : } R = \infty \quad L = 40.000 \quad V = 200 \text{ km/hr}$$

$$e \text{ (max)} = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{200^2 \times 0.659}{127 \times \infty} = 0.000$$

$$f = 1 - \frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} (1.75) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.659$$

상부반력 (P_L) 865.761 kN (충격 제외)

$$P_c = 865.76 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_c = 0.000 \times 5.420 = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	P_i (kN)	비 고
G1	0.000	5.780	1.700	0.000	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	0.000	↓

③ 적용하중

$$\begin{aligned} H_{L_f} &= 0.000 / 3 \text{ shoe} \\ &= 0.000 \text{ kN} \\ P_{L_f} &= 0.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

마) 풍하중

; 교량에 대하여 1방향으로, 수평및 직각으로 작용하는 것을 원칙으로 한다.
열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (W_n)

$$\begin{aligned} \text{상부구조 } W_n &= 3.000 \times 3.137 \times 14.975 = 140.93 \text{ kN} \\ M_n &= 140.93 \times 1.969 = 277.421 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_n	$\sum X_i^2$	X_i	$P_i(\text{kN})$	비 고
G1	277.421	5.780	1.700	81.594	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	81.594	↓

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

$$\begin{aligned} \text{상부구조 } W_t &= 1.500 \times 7.220 \times 14.975 = 162.179 \text{ kN} \\ M_t &= 162.179 \times 4.010 = 650.338 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_t	$\sum X_i^2$	X_i	$P_i(\text{kN})$	비 고
G1	650.338	5.780	1.700	191.276	↑
G2			0.000	0.000	-
G2			1.700	191.276	↓

③ 적용하중

$$\begin{aligned} H_w &= 162.179 / 3 \text{ shoe} \\ &= 54.060 \text{ kN} \\ P_w &= 191.276 \text{ kN} \end{aligned}$$

바) 지진하중

① 하중 작용점 0.40

$$\begin{aligned} P_E &= 607.544 \text{ kN} \\ M_o &= 607.544 \times 0.400 = 243.018 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

② 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$R_{pi} = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	$R_{pi}(kN)$	비 고
G1	243.018	5.780	1.700	71.476	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	71.476	↓

$$H_E = 202.515 \text{ kN}$$

$$R_E = 71.476 \text{ kN}$$

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$$\sum R_d = 2755.986 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 946.106 \text{ kN}$$

나) 활하중

■ 상시

$$\sum R_L = 1771.967 \text{ kN}$$

$$R_{L1} = 865.761 \text{ kN}$$

다) 시동 및 제동하중

$$\begin{aligned} H_A &= 495.000 \quad / \quad 3 \text{ shoe} \\ &= 165.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

라) 장대레일 종하중

$$\begin{aligned} H_R &= 90.000 \quad / \quad 3 \text{ shoe} \\ &= 30.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

마) 지진하중(내진계산서 참조)

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

3) 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + MAX(횡하중, 원심하중) + 풍하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 지진하중

나) 교축방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 시 · 제동하중 + 장대레일종하중
- 지진시 : 고정하중 + 활하중(충격고려) + 지진하중

다) 받침용량 검토

구 분		작용력	
		수직하중	수평하중
		P (kN)	H (kN)
교직 방향	상시	2056.378	70.726
	지진시	1883.343	202.515
교축 방향	상시	1811.867	0.000
	지진시	1811.867	0.000

라) 철근 검토 하중 (허용응력 증가계수 적용)

구 분		작용력		검토단면력 (증가계수 적용)		허용응력 증가계수
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2056.378	70.726	1523.243	52.390	1.35
	지진시	1883.343	202.515	1345.245	144.653	1.40
교축 방향	상시	1811.867	0.000	1449.494	0.000	1.25
	지진시	1811.867	0.000	1294.191	0.000	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 세원

■ 규격: 435 × 501 mm
 ■ 높이: 166 mm
 ■ 사각: 90°

2) 연단거리 검토

$a = 250 \text{ mm} \quad [20\text{m} \leq l < 30\text{m}]$

$< 583 \text{ mm} \quad - \text{O.K.} -$

3) 최소받침 지지거리

가) 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$$

where, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균높이.

단경간교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$N = (200 + 1.67 \times 24.90 + 6.66 \times 3.50) \times (1 + 0.000125 \times 0.0) = 264.89$$

나) 연단 거리에 대한 검토

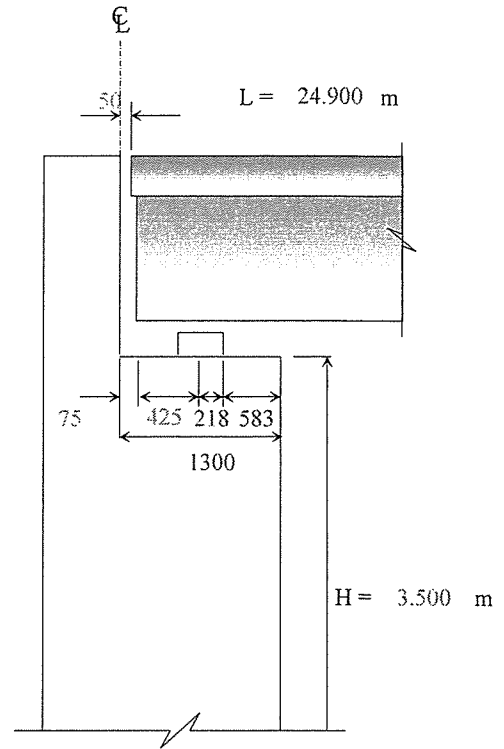
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 217.5 / 2 = 108.75 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 324.50 \text{ mm}$$

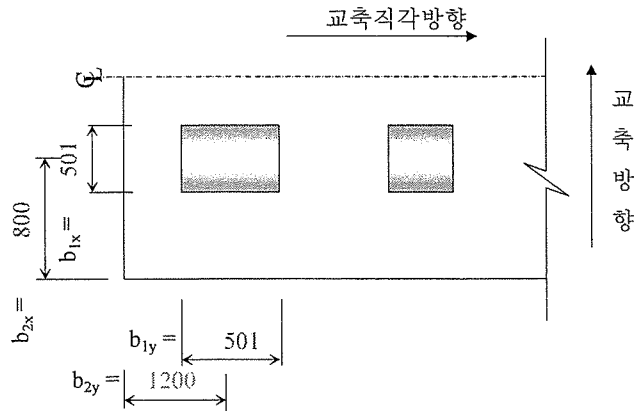
$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 108.75 + 324.50 = 858.25 \text{ mm}$$

$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 858.25 \text{ mm} < 1225.00 \quad - \text{O.K.} -$$



4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 2505.0 \text{ mm}$$

$$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1200 = 2400.0 < 5 \times b_{1y} = 2505.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1600) \times 1449493.6 / 180$$

$$= 1382.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx1}(\text{지진시}) = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1600) \times 1294190.7 / 180$$

$$= 1234.6 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2400) \times 1523243.1 / 180$$

$$= 1674.0 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy1}(\text{지진시}) = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2400) \times 1345244.837 / 180$$

$$= 1478.4 \text{ mm}^2$$

나) 수평하중에대한 보강

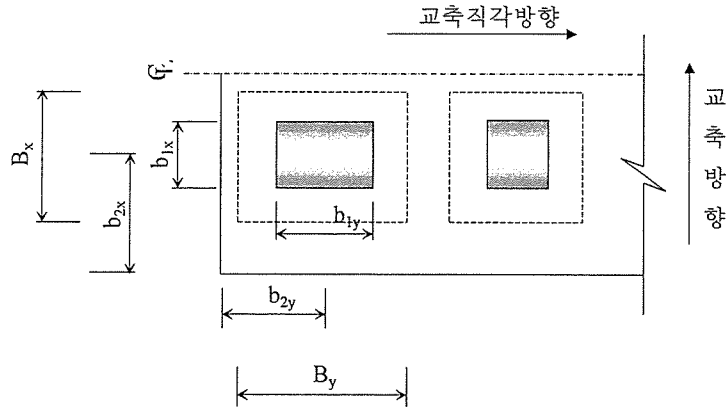
$$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0 \text{ mm}^2 - \text{상시}$$

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0 \text{ mm}^2 - \text{지진시}$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 52390 / 180 = 291.1 \text{ mm}^2 - \text{상시}$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 144653 / 180 = 803.6 \text{ mm}^2 - \text{지진시}$$

다) 철근 보강 범위



■ 교축직각방향

$$B_x = b_{1x} + b_{2y} = 501 + 1200 = 1701.0 \text{ mm}$$

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 800.0 mm 가 $B_x/2 = 850.5 \text{ mm}$ 보다 작으므로 보강 필요.

$$\begin{aligned} B_x &= b_{2x} + (b_{1x} + b_{2y}) / 2 \\ &= 800 + (501 + 1200) / 2 = 1650.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

■ 교축방향

$$B_y = b_{1y} + b_{2x} = 501 + 800 = 1301.0 \text{ cm}$$

라) 철근량 산정

■ 교축직각방향

$$A_{sy}(\text{상시}) = A_{sy1} + A_{sy2} = 1674.000 + 291.055 = 1965.055 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy}(\text{지진시}) = A_{sy1} + A_{sy2} = 1478.400 + 803.630 = 2282.030 \text{ mm}^2$$

$$B_y = 1301.0 \text{ mm 범위 에 (CTC 125)}$$

$$\text{Use } A_{sy} = H 16 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972.000 \text{ mm}^2 > 2282.030 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

■ 교축방향

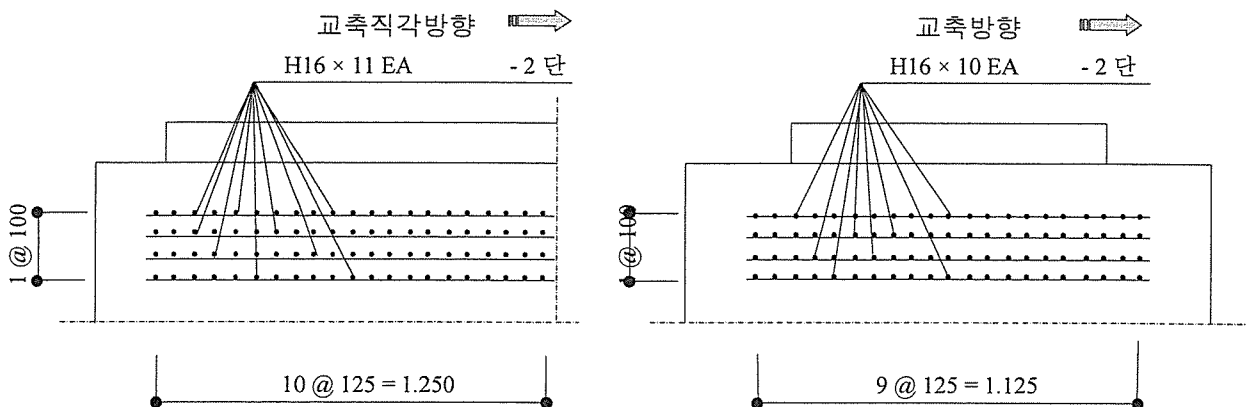
$$A_{sx}(\text{상시}) = A_{sx1} + A_{sx2} = 1382.800 + 0.000 = 1382.800 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx}(\text{지진시}) = A_{sx1} + A_{sx2} = 1234.600 + 0.000 = 1234.600 \text{ mm}^2$$

$$B_x = 1650.5 \text{ mm 범위 에 (CTC 125)}$$

$$\text{Use } A_{sx} = H 16 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369.200 \text{ mm}^2 > 1382.800 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{144653.3}{180} = 803.63 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = \frac{H}{16} \times \frac{EA}{125} \times ea = 2184.600 \text{ mm}^2 > 803.630 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

(CTC 125)

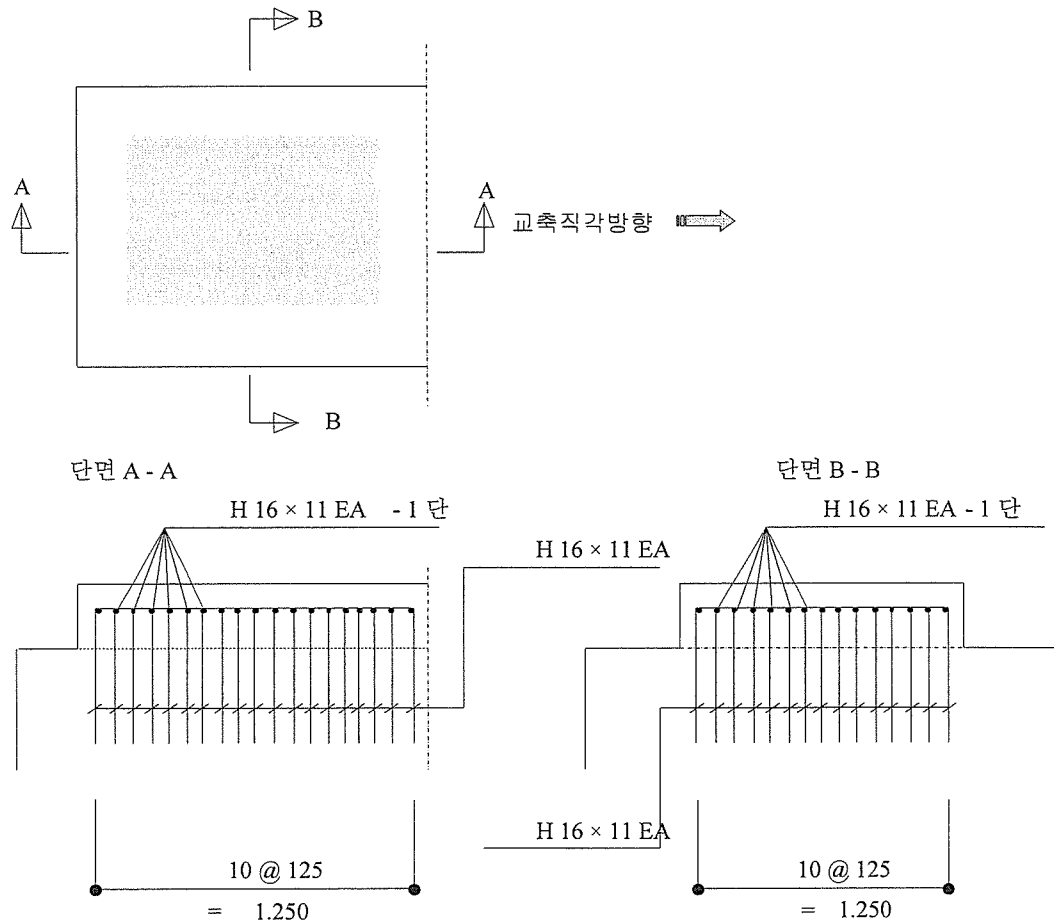
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.00 \text{ mm}^2$$

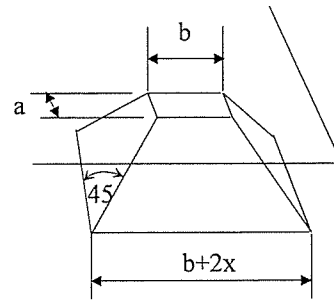
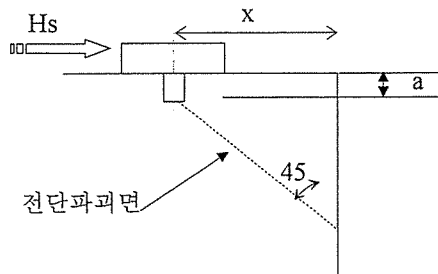
$$\text{Use } A_{sx} = \frac{H}{16} \times \frac{EA}{125} \times ea = 2184.600 \text{ mm}^2 > 0.000 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토



가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{144653}{4923160} = 0.029 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \text{ ---- - O.K -}$$

$$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 4923160 \text{ mm}^2$$

$$V : \text{전단응력 (MPa)} \quad V_{sa} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$A_r : \text{수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm}^2\text{)}$$

$$H_s : \text{받침에 작용하는 수평력 (N)} = 144653 \text{ N}$$

$$X : 1200 \text{ mm}$$

$$a : 0 \text{ mm}$$

$$b : 501 \text{ mm}$$

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{2377010} = 0.69 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \text{ ---- - O.K -}$$

$$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2377010 \text{ mm}^2$$

$$V : \text{전단응력 (MPa)} \quad V_{sa} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$A_r : \text{수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm}^2\text{)}$$

$$H_s : \text{받침에 작용하는 수평력 (N)} = 0 \text{ N}$$

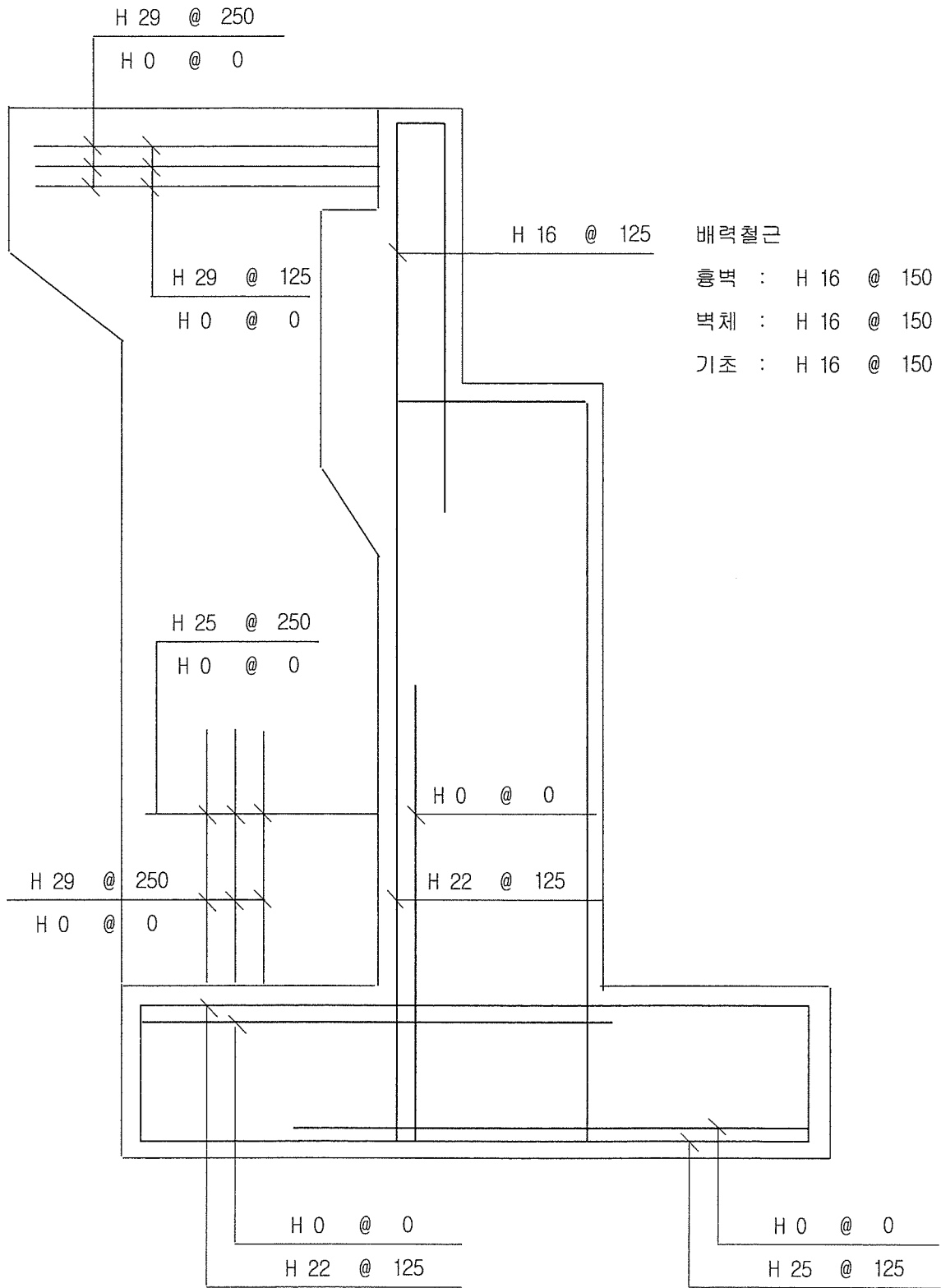
$$X : 800 \text{ mm}$$

$$a : 0 \text{ mm}$$

$$b : 501 \text{ mm}$$

8.주철근 조립도

파전제1교 교대 A2



8.3 교각공

8.3.1 P2

1. 설계조건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; IPC + IPC
 평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 34.000 m
 평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 34.000 m
- 2) 교각형식 ; T형교각 (H = 12.000 M)
- 3) 기초형식 ; 직접기초 (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

- 1) 고정하중
 철근콘크리트 단위중량 : 24.5 kN/m³
- 2) 활하중 : KRL2012 (단 선)
 충격계수 i(%); IPC = $\frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 = 0.076$
 (시점측)
 IPC = $\frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 = 0.076$
 (중점측)
- 3) 풍하중
 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) 종하중 (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) 원심하중
 충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 6) 차량횡하중
 레일윗면에 교축직각방향으로 # kN 으로 정한다.
 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.
- 7) 지진하중
 가속도계수 Kh = 0.154 (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)
 지반 계수 S = 1.2

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

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

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 = $Q_u / 3$	평상시 = $B / 6$	평상시 = 1.5
지진시 = $Q_u / 2$	지진시 = $B / 3$	지진시 = 1.2

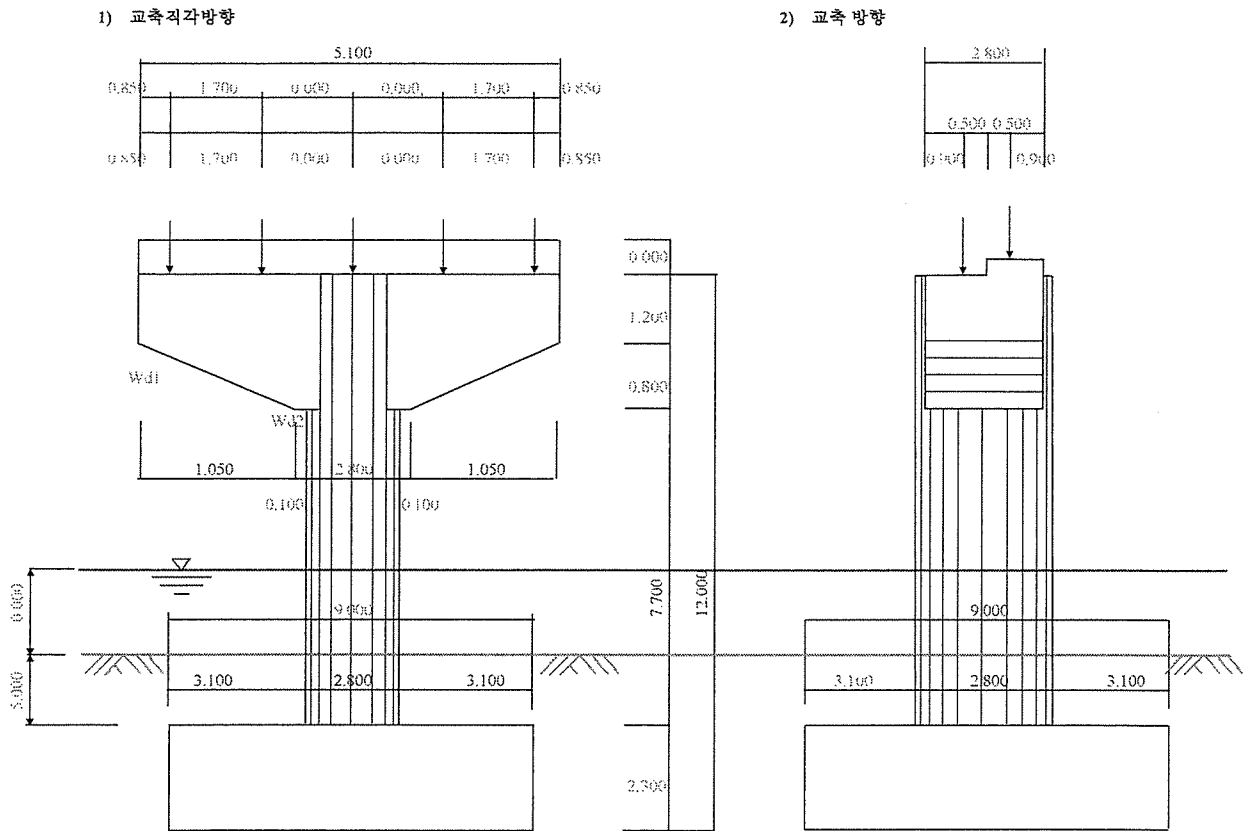
$\Phi_b = 2/3 \times 42.39 = 28.260$	흙과 콘크리트
$\tan \Phi_b = 0.538$	
$\tan \Phi_b = 0.600$	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

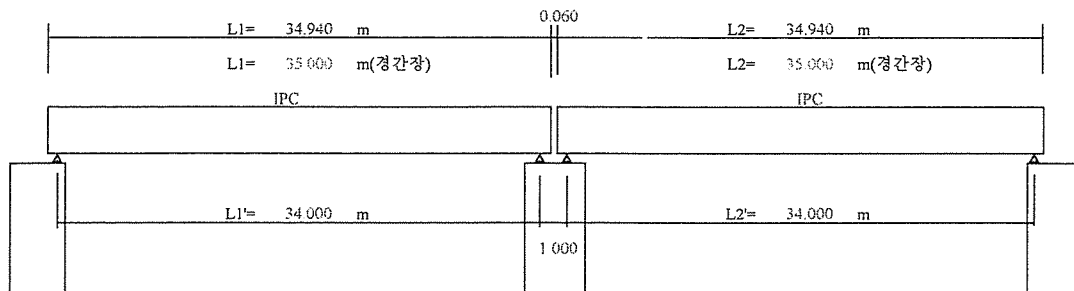
- ▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- ▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- ▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면가정 P2

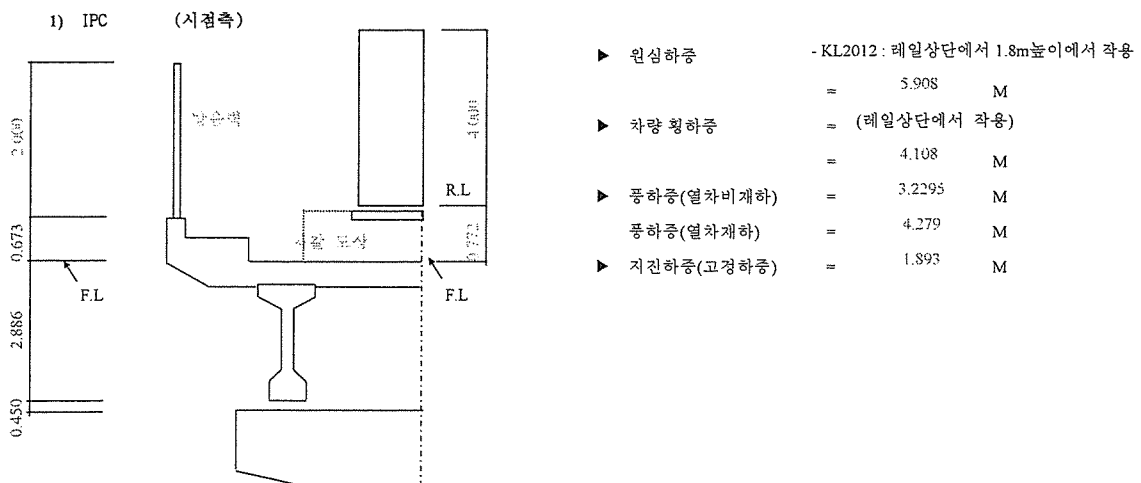
1.1 교각 단면 제원

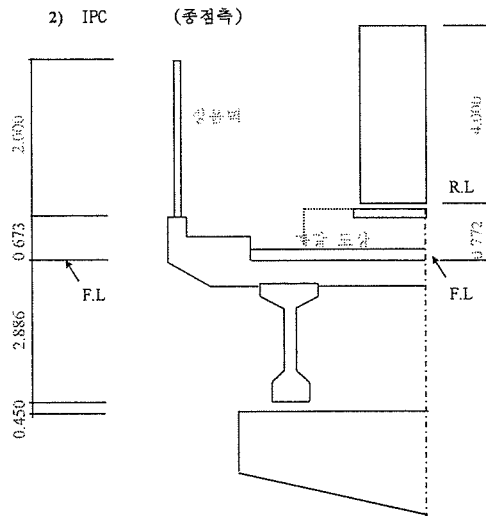


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정





- ▶ 원심하중 = 5.908 M
 - ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용) = 4.108 M
 - ▶ 풍하중(열차비재하) = 3.2295 M
 - ▶ 풍하중(열차재하) = 4.279 M
 - ▶ 지진하중(고정하중) = 1.893 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)	IPC	1395.00		1380.00		1395.00		4170.00
	IPC	1395.00		1380.00		1395.00		4170.00
계		2790.00	0.00	2760.00	0.00	2790.00		8340.00

▣ 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 ; $Pc = \pi / 4 \times 2.800^2 \times 24.500$
 $\times 7.700 = 1161.616 \text{ kN}$

- 기 초 ; $Wf1 = 2.300 \times 9.000 \times 24.500 = 507.150 \text{ kN/m}$

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- IPC(35m)

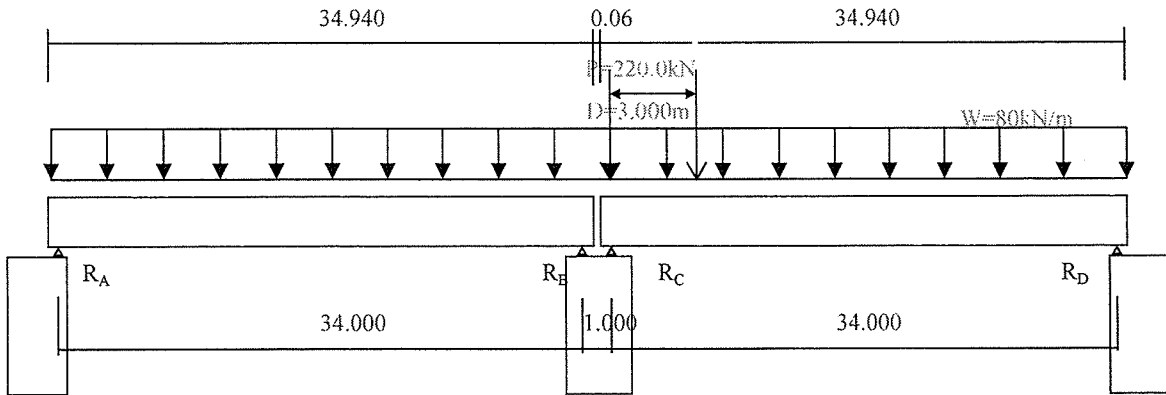
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.241	0.000	0.340	0.000	0.436		1.02
보도 하중 (단선)	0.623	0.000	0.262	0.000	0.000		0.88

- IPC(35m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.241	0.000	0.340	0.000	0.436		1.02
보도 하중 (단선)	0.623	0.000	0.262	0.000	0.000		0.88

■ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned} R_A &= 1397.600 \text{ KN} & , & & R_C &= 1818.188 \text{ KN} \\ R_B &= 1397.600 \text{ KN} & , & & R_D &= 1417.012 \text{ KN} \end{aligned}$$

② 보도균집하중 재하시

$$\text{보도폭} : b = 0.85 \text{ m}$$

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

$$W_b = 0.85 \times 5.00 \times 34.94 \times 1/2 = 74.248 \text{ KN}$$

$$W_c = 0.85 \times 5.00 \times 34.94 \times 1/2 = 74.248 \text{ KN}$$

■ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	383.62	0.00	494.33	0.00	609.91		1487.86
R_{LC}	485.15	0.00	637.24	0.00	793.46		1915.85
ΣR_L	868.77	0.00	1131.57	0.00	1403.37		3403.72

■ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	409.17	0.00	530.29	0.00	656.10		1595.56
R_{LC}	518.39	0.00	684.03	0.00	853.55		2055.97
ΣR_L	927.56	0.00	1214.32	0.00	1509.65		3651.53

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.

$$\begin{aligned}
 \sum PL_f &= 0.000 \text{ kN} \\
 ML_{fb} &= 0.000 \times 4.108 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 ML_{fc} &= 0.000 \times 4.108 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum ML_f &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- IPC

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

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	↓

- IPC

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

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

$$\text{곡선반경 : } R = \infty \quad L = 34.000 \quad , \quad 34.000 \quad V = 250 \quad \text{km/hr}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.475}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.475}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots c \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.475 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.475 \quad \dots c \text{ 지점}$$

가) 복선

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

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

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

$$\sum P_c = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 5.908 = 0.000 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 5.908 = 0.000 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

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

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

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

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

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

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

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

- IPC

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

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

$$R_{pc1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times -1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1487.86 kN , 지점c 1915.85 kN

$$P_{cb} = 1487.86 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 1915.85 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 5.908 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 5.908 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

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

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

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

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

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

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

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

- IPC

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

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

$$R_{pc1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times -1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

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	×	5.559	×	17.470	=	291.347	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.559	×	17.470	=	291.347	kN
	Mn3b	=	291.347	×	3.2295			=	940.905	kN·m
	Mn3c	=	291.347	×	3.230			=	940.905	kN·m
	Σ Mn3							=	1881.81	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \sum x_i^2$$

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

$$R_{nb1} = 940.905 \times 1.700 / 5.780 = 276.737 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 940.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 940.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb4} = 940.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb5} = 940.905 \times -1.700 / 5.780 = -276.737 \text{ kN}$$

- IPC

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \sum x_i^2$$

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

$$R_{nc1} = 940.91 \times 1.700 / 5.780 = 276.737 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 940.91 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 940.91 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 940.91 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 940.91 \times -1.700 / 5.780 = -276.737 \text{ kN}$$

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	×	7.658	×	17.470	=	200.678	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.658	×	17.470	=	200.678	kN
	Mn3b	=	200.678	×	4.279			=	858.701	kN·m
	Mn3c	=	200.678	×	4.279			=	858.701	kN·m
	Σ Mn3							=	1717.402	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

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

$$R_{nb1} = 858.701 \times 1.700 / 5.780 = 252.559 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 858.701 \times -1.700 / 5.780 = -252.559 \text{ kN}$$

- IPC

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

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

$$R_{nc1} = 858.701 \times 1.700 / 5.780 = 252.559 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 858.701 \times -1.700 / 5.780 = -252.559 \text{ kN}$$

6) 유수 압 (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 ($P = 0.1 \times W \times V$)

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

$$V = V_m / 0.85 = 1.944 / 0.85 : \text{표면유속}$$

$$= 2.287 \text{ m/sec}$$

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

$$H = \text{수심} = 0 \text{ m}$$

▣ 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	비 고
시점측	H _{EB} (교각)	278.07		280.30		276.15	834.51	1.0교각+0.3교축
	H _{EB} (교축)	524.80		439.85		520.03	1484.68	0.3교각+1.0교축
종점측	H _{EC} (교각)	206.68		208.35		205.31	620.34	1.0교각+0.3교축
	H _{EC} (교축)	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교각+1.0교축

$$M_{eb(\text{교각})} = 834.510 \times 1.893 = 1579.728 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교각})} = 620.335 \times 1.893 = 1174.295 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

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

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

$$R_{Eb1} = 1579.728 \times 1.700 / 5.780 = 464.626 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 1579.728 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 1579.728 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 1579.728 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 1579.728 \times (-1.700) / 5.780 = -464.626 \text{ kN}$$

- IPC

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

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

$$R_{EC1} = 1174.295 \times 1.700 / 5.780 = 345.381 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 1174.295 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 1174.295 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 1174.295 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 1174.295 \times (-1.700) / 5.780 = -345.381 \text{ kN}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{OE(\text{교직})}$	$M_{OE(\text{교직})}$	비고
기둥하단	1,535.919	16,381.199	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

■ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	$H_{EB(\text{교직})}$	682.97		688.45		678.26	2049.67	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(\text{교축})}$	1288.98		1080.34		1277.26	3646.58	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(\text{교직})}$	507.64		511.73		504.26	1523.63	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(\text{교축})}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$$M_{eb(\text{교직})} = 2049.674 \times 1.893 = 3880.033 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교직})} = 1523.631 \times 1.893 = 2884.233 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

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

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

$$R_{Eb1} = 3880.033 \times 1.700 / 5.780 = 1141.186 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 3880.033 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 3880.033 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 3880.033 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 3880.033 \times (-1.700) / 5.780 = -1141.186 \text{ kN}$$

- IPC

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

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

$$R_{EC1} = 2884.233 \times 1.700 / 5.780 = 848.304 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 2884.233 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 2884.233 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 2884.233 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 2884.233 \times (-1.700) / 5.780 = -848.304 \text{ kN}$$

$$P_E = 2049.67 + 1523.631 = 3573.305 \text{ kN}$$

$$M_c = 3573.305 \times 1.893 = 6764.266 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(\text{교각})}$	$M_{0E(\text{교각})}$	비 고
기둥하단	3.772.433	40234.52	1.0교각+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 경간		우측 경간	
고정하중	4170.000	kN	4170.000	kN
편 심	0.500	m	-0.500	m

$$M_d = 4170 \times 0.500 + 4170 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1487.862	kN	1915.853	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$$M_{L\text{단선}} = 1487.86 \times 0.500 + 1915.85 \times -0.500 = -213.995 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 경간		우측 경간	
활하중	단선재하시	1595.564	kN	2055.967	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$$M_{L\text{단선}} = 1595.56 \times 0.500 + 2055.97 \times -0.500 = -230.201 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍 하중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

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

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

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

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

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 20 \times 35.000 = 700.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 20 \times 35.000 = 700.000 \text{ kN}$$

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

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T = 33 \times 35.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T = 33 \times 35.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

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

$$R_m = 4170.00 + 1397.600 = 5567.600 \text{ kN}$$

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

$$= 700.00 - 417.570 \text{ (제동하중)}$$

$$= 1000.00 - 417.570 \text{ (시동하중)}$$

$$= 282.43 < T/2 = 350.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= 582.43 > T/2 = 500.00 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 350.00 \text{ kN(제동하중)}, 582.43 \text{ kN(시동하중)}$$

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

$$R_m = 4170.00 + 1818.19 = 5988.188 \text{ kN}$$

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

$$= 898.228 > T/2 = 350.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 898.228 > T/2 = 500.000 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 350.000 \text{ kN(제동하중)}, 500.000 \text{ kN(시동하중)},$$

마) 설계수평력

$$\begin{aligned} T \text{ (단 선)} &= T_f + T_m = 582.430 + 500.000 = 1082.430 \text{ kN} \\ T \text{ (복 선)} &= T_f + T_m = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 2 \times 3 \times 34.940 = 209.640 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T_f &= T - \frac{1}{2} \cdot \mu_m \cdot R_m \geq T/2 \\ &= 209.64 - 312.750 \\ &= -103.11 < T/2 = 104.82 \end{aligned}$$

$$\therefore T_f = 104.82 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 2 \times 3 \times 34.940 = 209.640 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T_m &= \mu_m \cdot R_m \leq T/2 \\ &= 625.500 > T/2 = 104.820 \end{aligned}$$

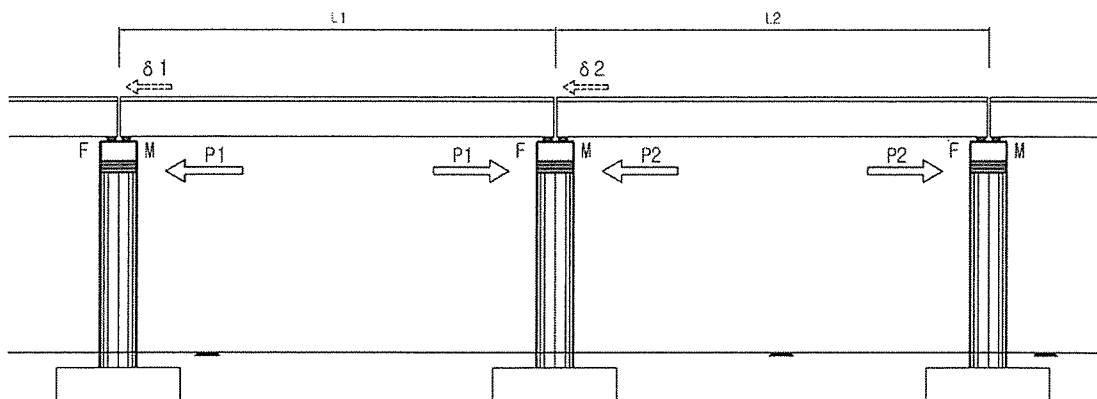
$$\therefore T_m = 104.82 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 104.820 + 104.820 = 209.640 \text{ kN}$$

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

$$T_{s1} = -4170.00 \times 0.150 = 625.500 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 4170.00 \times 0.150 = 625.500 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 5765.56 \times 0.150 = 864.835 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 6225.97 \times 0.150 = 933.895 \text{ kN}$$

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)

$$\therefore \delta 1 = 15 \times 0.00001 \times 34.000 = 0.0051 \text{ m}$$

$$\therefore \delta 2 = 15 \times 0.00001 \times 34.000 = 0.0051 \text{ m}$$

▶ 등가수평력

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

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 1390.948 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 3.017 m⁴

L: 9.700 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	625.500	1390.948	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용
고정하중+열차하중+시제동하중	864.835	1973.378	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용

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

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 1390.948 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 3.017 m⁴

L: 9.700 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	625.500	1390.948	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용
고정하중+열차하중+시제동하중	933.895	1890.948	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	625.500	슈마찰력 : MAX(Ts1, Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	433.895	슈마찰력 : MAX(Ts1', Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

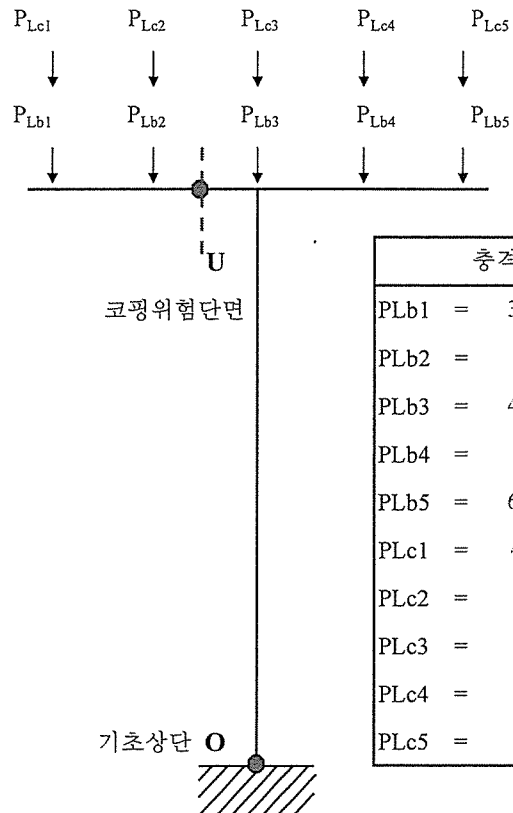
구 분 (100년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비 고
기둥하단	1437.65	13713.89	0.3교 직+1.0교 축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비 고
기둥하단	3531.06	33683.24	0.3교 직+1.0교 축

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2): 단선



충격 미고려시		충격고려시(모멘트)	
PLb1	= 383.622 kN	PLb1	= 409.172 kN
PLb2	= 0.000 kN	PLb2	= 0.000 kN
PLb3	= 494.328 kN	PLb3	= 530.292 kN
PLb4	= 0.000 kN	PLb4	= 0.000 kN
PLb5	= 609.913 kN	PLb5	= 656.101 kN
PLc1	= 485.15 kN	PLc1	= 518.39 kN
PLc2	= 0.00 kN	PLc2	= 0.00 kN
PLc3	= 637.24 kN	PLc3	= 684.03 kN
PLc4	= 0.00 kN	PLc4	= 0.00 kN
PLc5	= 793.46 kN	PLc5	= 853.55 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	383.622	0.459	383.622	176.191	1.700	383.622	652.157
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	494.328	-1.241	0.000	0.000	0.000	494.328	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	609.913	0.459	609.913	280.122	-1.700	609.913	-1036.851
PLc1	485.152	0.459	485.152	222.822	1.700	485.152	824.758
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	637.244	-1.241	0.000	0.000	0.000	637.244	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	793.457	0.459	793.457	364.421	-1.700	793.457	-1348.877
합 계			1403.370	644.543		3403.715	908.813

Moy= -213.995 kN·m

Ho= 0.000 kN

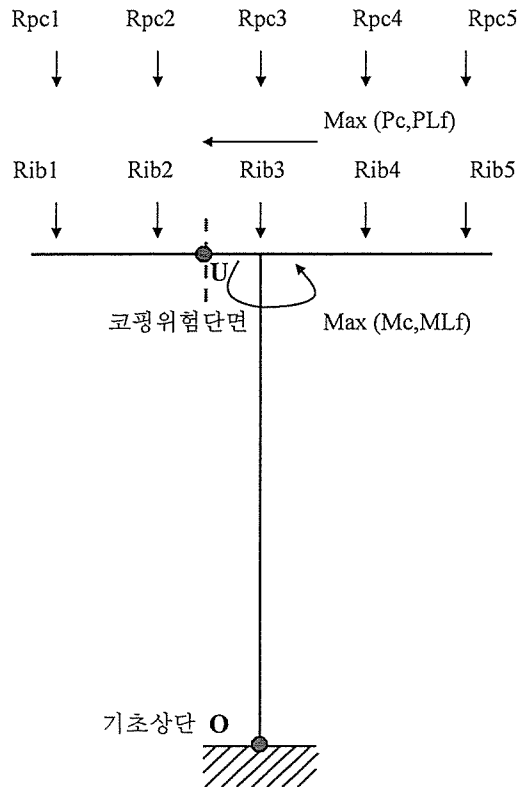
▶ 충격 고려시

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	409.172	0.459	409.172	187.925	1.700	409.172	695.592
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	530.292	-1.241	0.000	0.000	0.000	530.292	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	656.101	0.459	656.101	301.336	-1.700	656.101	-1115.372
PLc1	518.390	0.459	518.390	238.088	1.700	518.390	881.264
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	684.031	-1.241	0.000	0.000	0.000	684.031	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	853.545	0.459	853.545	392.018	-1.700	853.545	-1451.027
합 계			1509.646	693.354		3651.531	989.543

Moy= -230.201 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)

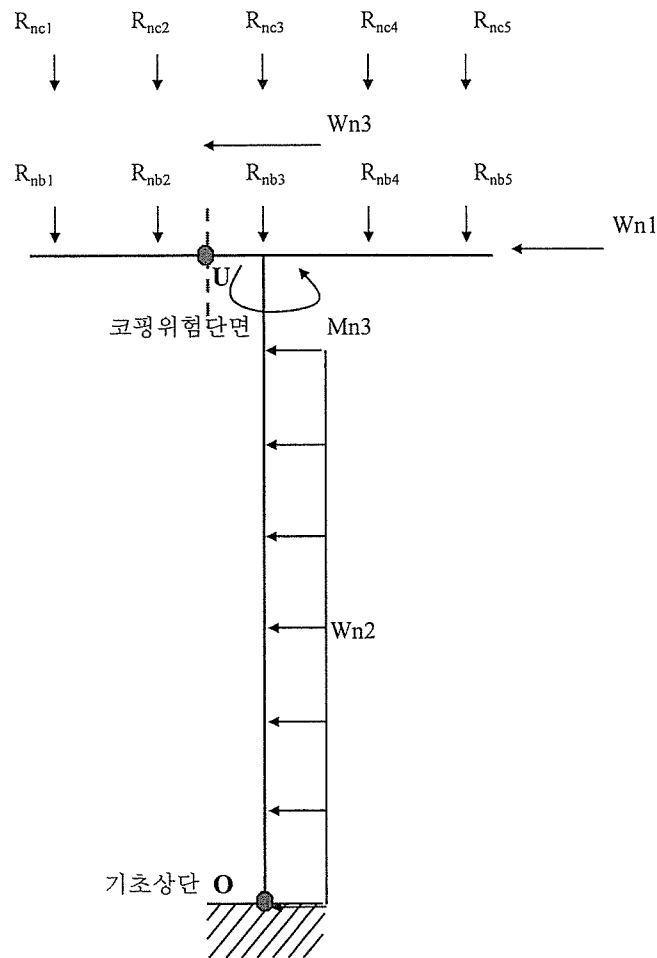
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

Max (PLf, Pc)	=	0.000	kN
Max (MLf, Mc)	=	0.000	kN·m

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

구 분	하 중	코팅(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	0.000	0.459	0.000	0.000	1.700	0.000	0.000
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	0.000	0.459	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
Pcd1	0.000	0.459	0.000	0.000	1.700	0.000	0.000
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	0.000	0.459	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
PLf	0.000	-	-	-	9.700	-	0.000
합 계			0.000	0.000		0.000	0.000

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

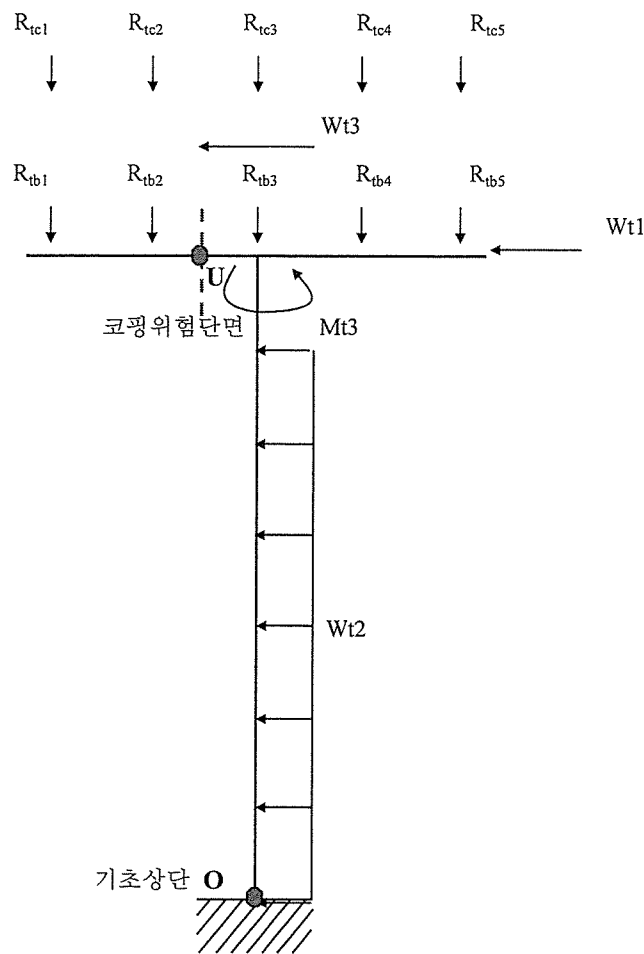


Wn1	=	16.800	kN
Wn2	=	5.040	kN/m
Wn3b	=	291.347	kN
Wn3c	=	291.347	kN
Mn3	=	1881.810	kN·m

Rnb1	=	276.737	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-276.737	kN
Rnc1	=	276.737	kN
Rnc2	=	0.000	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	0.000	kN
Rnc5	=	-276.737	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	276.737	0.459	276.737	127.100	1.700	276.737	470.453
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	-276.737	0.459	-276.737	-127.100	-1.700	-276.737	470.453
Rnc1	276.737	0.459	276.737	127.100	1.700	276.737	470.453
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	-276.737	0.459	-276.737	-127.100	-1.700	-276.737	470.453
Wn1	16.80	-	-	-	9.700	-	162.960
Wn2	38.81	-	-	-	3.850	-	149.411
Wn3	582.69	-	-	-	9.700	-	5652.132
합 계	638.302		553.474	254.201		0.000	7846.313

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

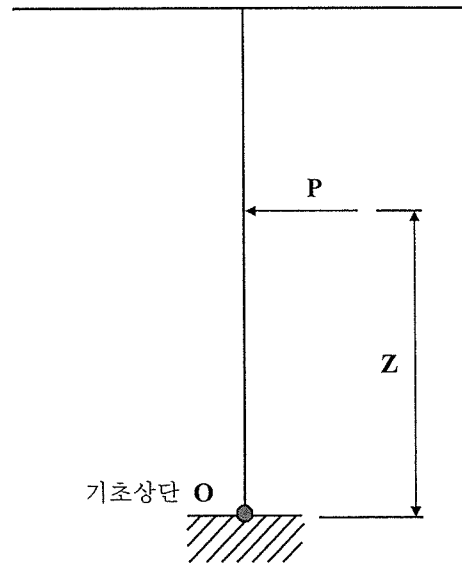


Wt1	=	8.400	kN
Wt2	=	2.520	kN/m
Wt3b	=	200.678	kN
Wt3c	=	200.678	kN
Mt3	=	858.701	kN·m

Rtb1	=	252.559	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-252.559	kN
Rtc1	=	252.559	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-252.559	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	252.559	0.459	252.559	115.996	1.700	252.559	429.351
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	-252.559	0.459	-252.559	-115.996	-1.700	-252.559	429.351
Rtc1	252.559	0.459	252.559	115.996	1.700	252.559	429.351
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	-252.559	0.459	-252.559	-115.996	-1.700	-252.559	429.351
Wt1	8.40	-	-	-	9.700	-	81.480
Wt2	19.40	-	-	-	3.850	-	74.705
Wn3	401.36	-	-	-	9.700	-	3893.153
합 계	429.160		505.118	231.992		0.000	5766.741

6) 유수압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	5.000	m

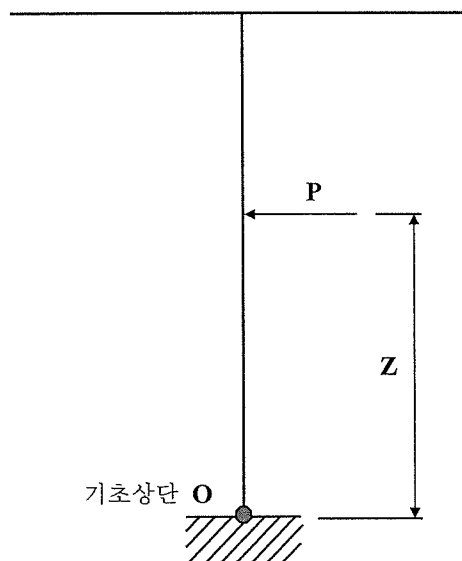
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 0.000 \times 5.000 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	6.800	m

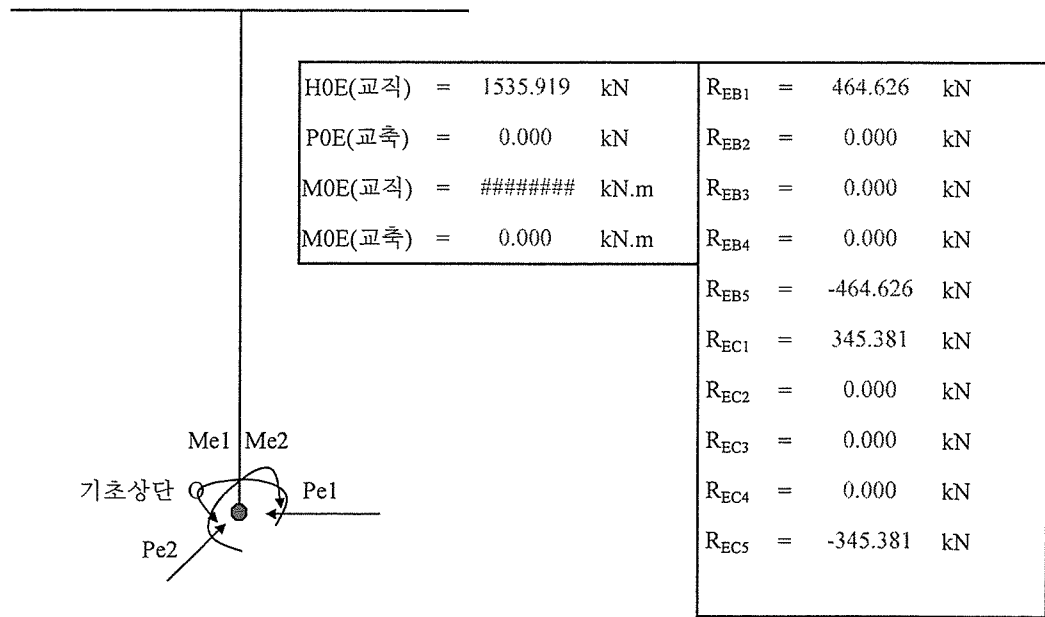
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 1000.000 \times 6.800 = 6800.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

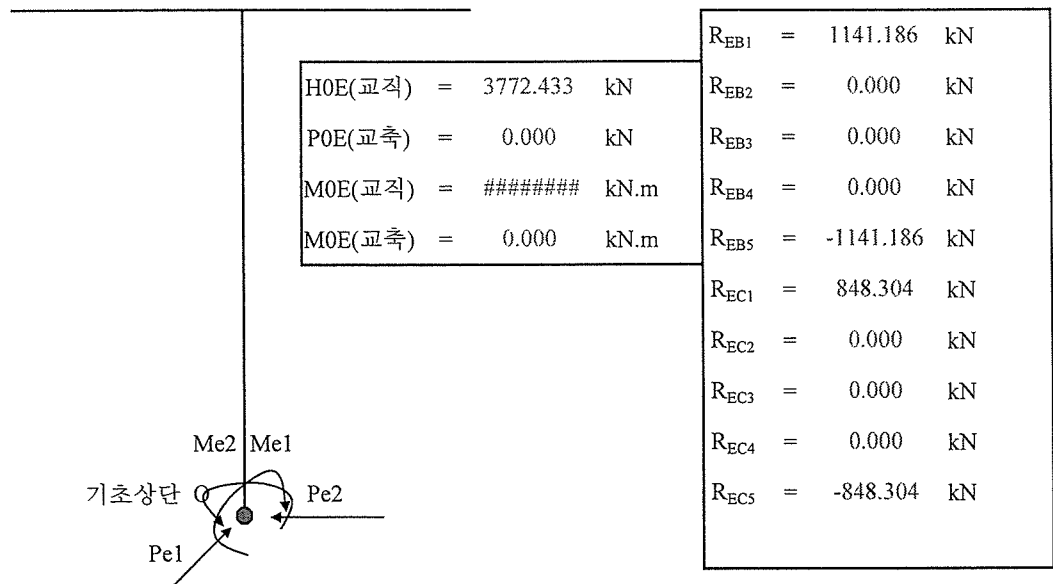
$$H_o = 1000.000 \text{ kN}$$

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	464.626	0.459	464.626	213.394	-	-	-
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	-464.626	0.459	-464.626	-213.394	-	-	-
REC1	345.381	0.459	345.381	158.627	-	-	-
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	-345.381	0.459	-345.381	-158.627	-	-	-
He1	1535.919	-	-	-	-	-	16381.199
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			810.007	372.022			

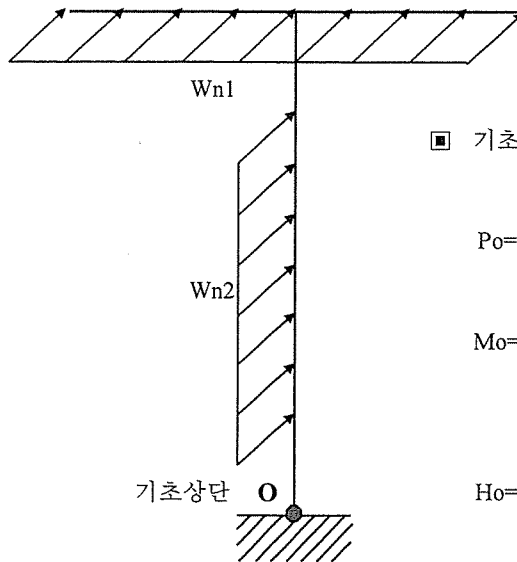
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



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	1141.186	0.459	1141.186	524.127	-	-	-
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	-1141.186	0.459	-1141.186	-524.127	-	-	-
REC1	848.304	0.459	848.304	389.611	-	-	-
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	-848.304	0.459	-848.304	-389.611	-	-	-
He1	3772.433	-	-	-	-	-	40234.524
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			1989.490	913.738			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



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

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

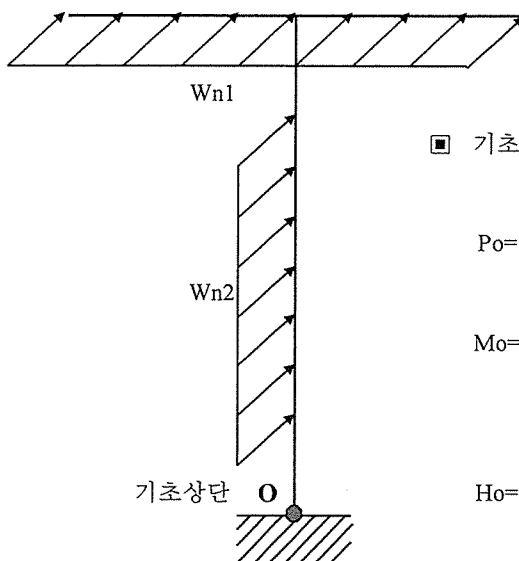
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 28.081 \times 8.700 + 38.808 \times 3.850 = 393.712 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 66.8886 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



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

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

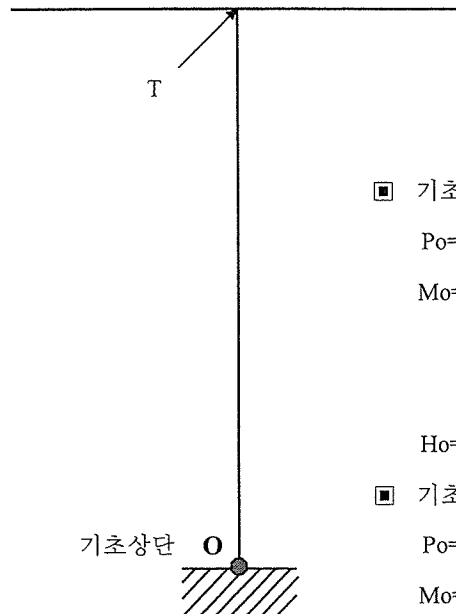
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 14.040 \times 8.700 + 19.404 \times 3.850 = 196.856 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 33.4443 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{\text{m복선}}$	=	0.000	kN
$T_{\text{단선}}$	=	582.430	kN
$T_{\text{m단선}}$	=	500.000	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 0.000 \times 10.150 + \\ &\quad 0.000 \times 10.150 \\ &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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

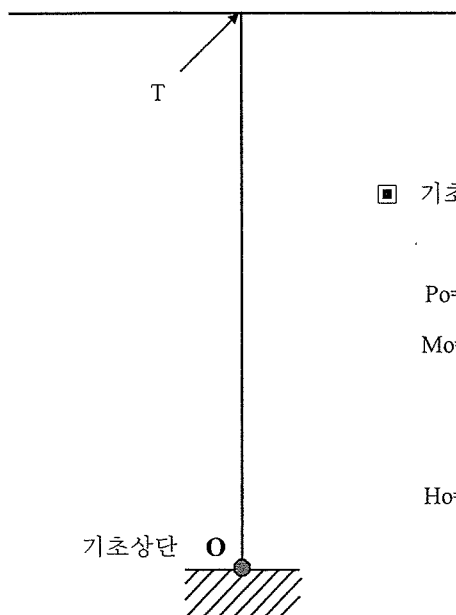
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 582.430 \times 10.150 + \\ &\quad 500.000 \times 10.150 \\ &= 10986.665 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 1082.43 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	104.820	kN
T_m	=	104.820	kN

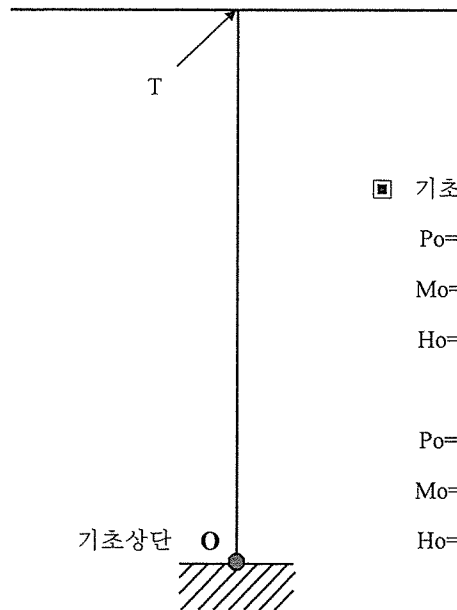
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$\begin{aligned} M_o &= 104.820 \times 10.150 + \\ &\quad 104.820 \times 10.150 \\ &= 2127.846 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 209.640 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	625.500	kN
시제동하중 작용시	=	433.895	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 625.500 \times 10.150 = 6348.825 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

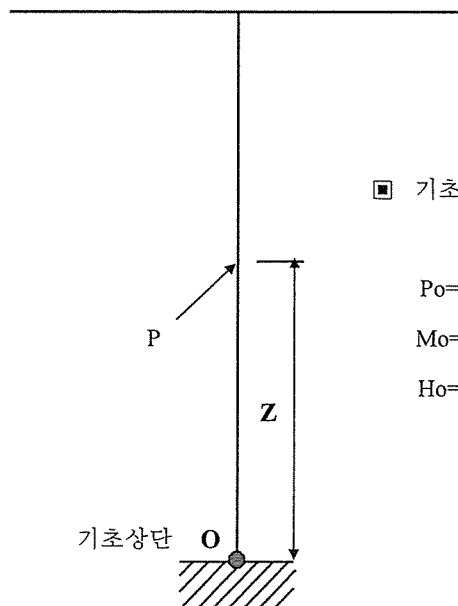
$$H_o = 625.500 \text{ kN}$$

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

$$M_o = 433.895 \times 10.150 = 4404.034 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 433.895 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	6.800	M

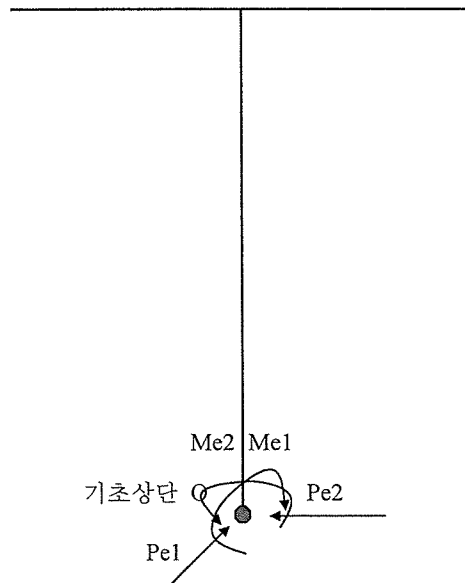
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 500.000 \times 6.800 = 3400.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

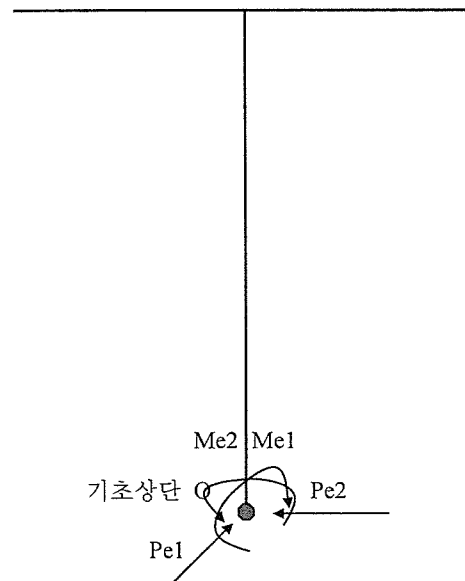
He1= 1437.646 kN·m

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= 3531.061 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		2,941	1,356	
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	1,403	645	
		충격 고려시	1,510	693	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	단선교량
Load Case 3-2		단 선	-	-	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		553	254	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		505	232	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		810	372	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		1,989	914	

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 없을 때	열차가 있을 때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	2,941	1,356	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	4,450	2,050	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	3,494	1,610	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	3,446	1,588	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	4,956	2,282	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,941	1,356	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	4,450	2,050	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	3,494	1,610	

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	-	-	-	3,970	1,831	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	6,763	3,114	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	4,705	2,170	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	7,121	3,279	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	3,970	1,831	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	6,084	2,802	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	4,717	2,174	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	4,652	2,144	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	6,766	3,115	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	3,970	1,831	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	6,084	2,802	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	4,193	1,933	
comb 23	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	1.00		5,056	2,328	운행성
comb 24	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-		1.00	6,235	2,869	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.93=(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		-	-	10,144	0	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	3,404	909	214
			충격 고려시	-	-	3,652	990	230
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		638	-	-	7,846	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		429	-	-	5,767	-
교직 방향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	6,800	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		1,536	-	-	16,381	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		3,772	-	-	40,235	-
교축 방향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	67	-	-	394
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	33	-	-	197
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	1,082	-	-	10,987
	L.C 13	장대레일중하중		-	210	-	-	2,128
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	626	-	-	6,349
			시제동하중 작용	-	434	-	-	4,404
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	3,400
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,438	-	-	13,714
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	3,531	-	-	33,683

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	10,144	-	-	-	-	
combo 2	13,795	-	990	-	230	
combo 3	10,144	-	-	626	6,349	
combo 4	13,795	-	990	626	6,579	
combo 5	10,144	638	7,846	692	6,743	
combo 6	10,144	429	5,767	677	6,729	
combo 7	13,795	429	6,756	1,759	17,946	
combo 8	10,144	1,000	6,800	500	3,400	
combo 9	13,795	1,000	7,790	500	3,630	
combo 10	10,144	1,638	14,646	567	3,794	

나. 계수하중에 의한 단면력

(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 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	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-
comb 24	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 25	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.93 = (1/(1+\text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 11	13,694	-	-	-	-	철설기 8.3.1
comb 12	20,449	-	1,831	-	426	철설기 8.3.1
comb 13	16,230	-	-	-	-	철설기 8.3.2
comb 14	22,072	-	1,583	-	368	철설기 8.3.2
comb 15	13,694	-	-	844	8,571	철설기 8.3.3
comb 16	18,806	-	1,385	844	8,893	철설기 8.3.3
comb 17	13,694	862	10,593	935	9,102	철설기 8.3.4
comb 18	13,694	579	7,785	924	9,190	철설기 8.3.5
comb 19	18,806	579	9,170	2,440	24,894	철설기 8.3.5
comb 20	13,694	1,350	9,180	675	4,590	철설기 8.3.7
comb 21	18,806	1,350	10,565	675	4,912	철설기 8.3.7
comb 22	12,172	1,966	17,576	680	4,552	철설기 8.3.8
comb 23	13,540	-	920	1,438	13,928	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 24	13,540	1,536	17,301	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 25	13,540	-	920	3,531	33,897	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 26	13,540	3,772	41,155	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중, 최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하 중 경 우	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 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	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 40	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 41	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 42	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.93 = (1/(1+\text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	8,115	-	-	-	-	철설기 8.3.1
comb 28	14,870	-	1,831	-	426	철설기 8.3.1
comb 29	8,115	-	-	-	-	철설기 8.3.2
comb 30	13,957	-	1,583	-	368	철설기 8.3.2
comb 31	8,115	-	-	844	8,571	철설기 8.3.3
comb 32	13,227	-	1,385	844	8,893	철설기 8.3.3
comb 33	8,115	862	10,593	935	9,102	철설기 8.3.4
comb 34	8,115	579	7,785	924	9,190	철설기 8.3.5
comb 35	13,227	579	9,170	2,440	24,894	철설기 8.3.5
comb 36	8,115	1,350	9,180	675	4,590	철설기 8.3.7
comb 37	13,227	1,350	10,565	675	4,912	철설기 8.3.7
comb 38	9,129	1,966	17,576	680	4,552	철설기 8.3.8
comb 39	13,540	-	920	1,438	13,928	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	13,540	1,536	17,301	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	13,540	-	920	3,531	33,897	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	13,540	3,772	41,155	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향							
	고정 하중	활하중 (충격미고 려)		행하중 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	-	-	-	-	-	-	-

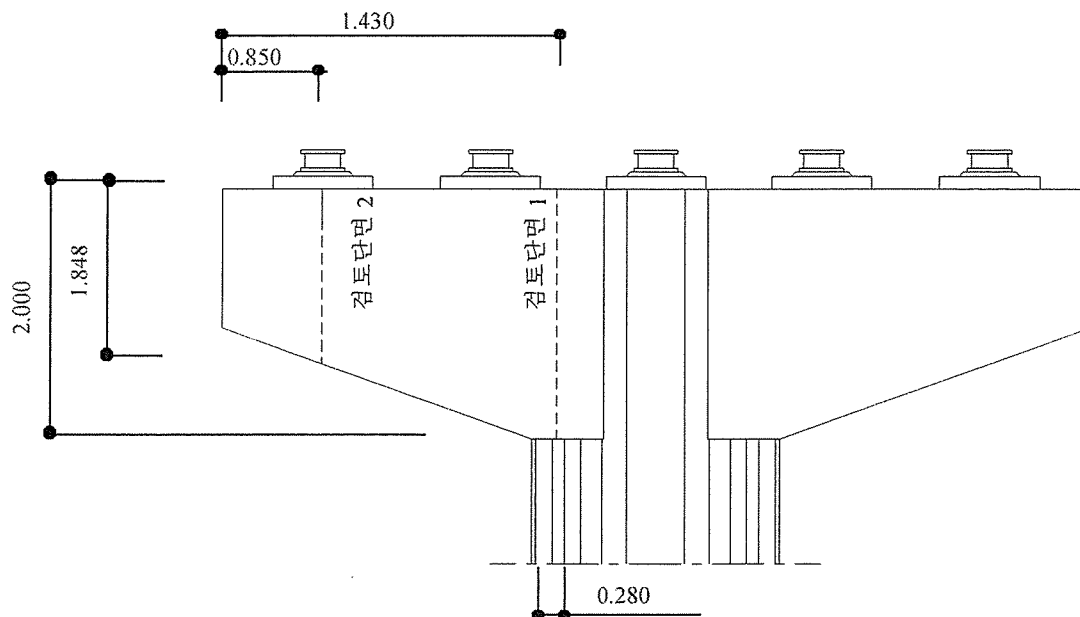
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 43	10,144	-	-	-	-	철설기 8.3.1
combo 44	13,547	-	909	-	214	철설기 8.3.1
combo 45	10,144	-	-	626	6,349	철설기 8.3.3
combo 46	13,547	-	909	626	6,563	철설기 8.3.3
combo 47	10,144	638	7,846	692	6,743	철설기 8.3.4
combo 48	10,144	429	5,767	677	6,729	철설기 8.3.5
combo 49	13,547	429	6,676	1,759	17,929	철설기 8.3.5
combo 50	10,144	1,000	6,800	500	3,400	철설기 8.3.7
combo 51	13,547	1,000	7,709	500	3,614	철설기 8.3.7
combo 52	10,144	1,766	16,216	580	3,872	철설기 8.3.8
combo 53	13,547	-	909	1,438	13,928	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	13,547	1,536	17,290	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	13,547	-	909	3,531	33,897	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	13,547	3,772	41,143	-	214	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	2,282	
계수하중	최대모멘트	comb 14	3,279	
	최대전단력	comb 14	7,121	



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	3,279	7,121	2,282

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

∴ 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 4.290 %]

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

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

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

∵ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 4961.188 \text{ mm}^2$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 207,325 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 18,130 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4/3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 6,615 \text{ mm}^2$$

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

휨에 대한 검토

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

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

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 3279.331 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 3.950] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

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

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

$$\Phi V_c = 4019.37 < V_u = 7120.749 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 20096.854 \text{ kN} > 7120.749 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\text{H 19 사용, } A_h = 6 \times 286.500 = 1,719.000 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \times b \times S_h \quad \therefore \text{O.K}$$

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

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

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

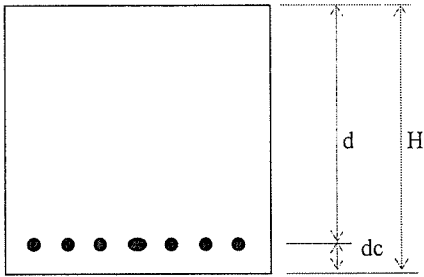
- 전단강도검토

$$V_u = 7120.749 \text{ kN} < \Phi (V_c + V_s) = 4019.37 + 5406.255 = 9425.626 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

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,
$M_o =$	2,282	kN·m,	$A_s =$	21,281	mm ²
$N =$	21		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{(1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s))}) &= 394 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= 62 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) &= 65 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 25 / 2 &= 88 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= 976 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 2800 / 21 = 133.3 \text{ mm} < 976 \text{ mm O.K!!}
 \end{aligned}$$

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	3279.331	7120.749	2281.574

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 7120.749 \text{ kN}$$

$$M_u = 3279.331 \text{ kN·m}$$

나) corbel 판정

$$a = M_u / V_u = 3279.331 / 7120.749 = 0.461 \text{ m}$$

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

$$a / d = 0.461 / 1.850 = 0.249 < 1.0 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 7120.749 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 7120.749 = 1424.15 \text{ kN}$$

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

$$= 3279.331 + 1424.150 \times (2.000 - 1.850)$$

$$= 3492.954 \text{ kN·m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

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

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

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

$$\Phi V_{n\_max} = 21.756 \text{ kN} > V_u = 7.121 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{7.120,749}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 16,954 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 3,493 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{33}{0.006} = 5.954 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 1,424 \text{ kN}$$

$$A_n = \frac{N_u}{(\Phi \times f_y)} = \frac{1,424}{(0.75 \times 400)}$$

$$= 4747.167 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$$\geq 5954 + 4747 = 10,701 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 16954 + 4747 = 16,050 \text{ mm}^2$$

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

$$\therefore A_s = 16,050 \text{ mm}^2$$

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

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.326 \text{]}$$

- O.K -

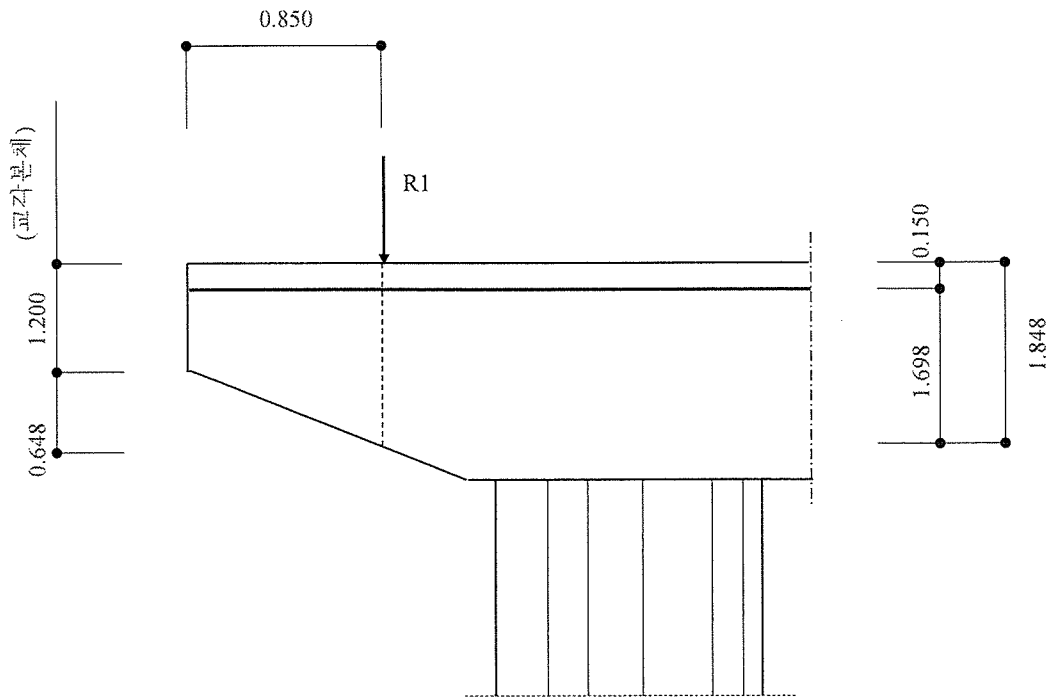
바) 폐쇄 스티럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (16,050 - 4,747) = 5,651 \text{ mm}^2$$

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	145.769	2987.961	2281.574

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

$$R_D = 1395.000 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

$$R_D = 383.622 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 88.853 + 1.6 \times 1395.000 + 1.6 \times 383.622 \\ &= 2987.961 \text{ kN} \\ M_u &= 1.6 \times 35.082 \\ &= 56.130 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$\begin{aligned} a = M_u / V_u &= 56.130 / 2987.961 = 0.019 \text{ m} \\ d &= 1.848 - 0.150 = 1.698 \text{ m} \\ a / d &= 0.019 / 1.698 = 0.011 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토} \end{aligned}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 2987.961 \text{ kN} \\ N_u &= 0.2 \times V_u = 0.2 \times 2987.961 = 597.592 \text{ kN} \\ M_u &= M_u + N_u \times (H - D) \\ &= 56.130 + 597.592 \times (1.848 - 1.698) \\ &= 145.769 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

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

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

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

$$\Phi V_{n\_max} = 19964.000 \text{ kN} > V_u = 2987.961 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{2987961.000}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 7114.193 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 145.769 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{1.504}{0.006} = 268.452 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 597.592 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 597.592 / (0.75 \times 400)$$

$$= 1991.973 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$\begin{aligned}
 A_s &\geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d) \\
 &\geq 268.452 + 1991.973 = 2260.425 \text{ mm}^2 \\
 &\geq 2/3 \times 7114.193 + 1991.973 = 6734.768 \text{ mm}^2 \\
 &\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 2800.000 \times 1697.619 = 14260.000 \text{ mm}^2 \\
 \therefore A_s &= 14260.000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

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 스테럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$\begin{aligned}
 A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (14260.000 - 1991.973) \\
 &= 6134.014 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Use	H	19	-	6	EA	×	5	단	=	8595.000 mm ²

∴ O.K!!

7.기 등설계

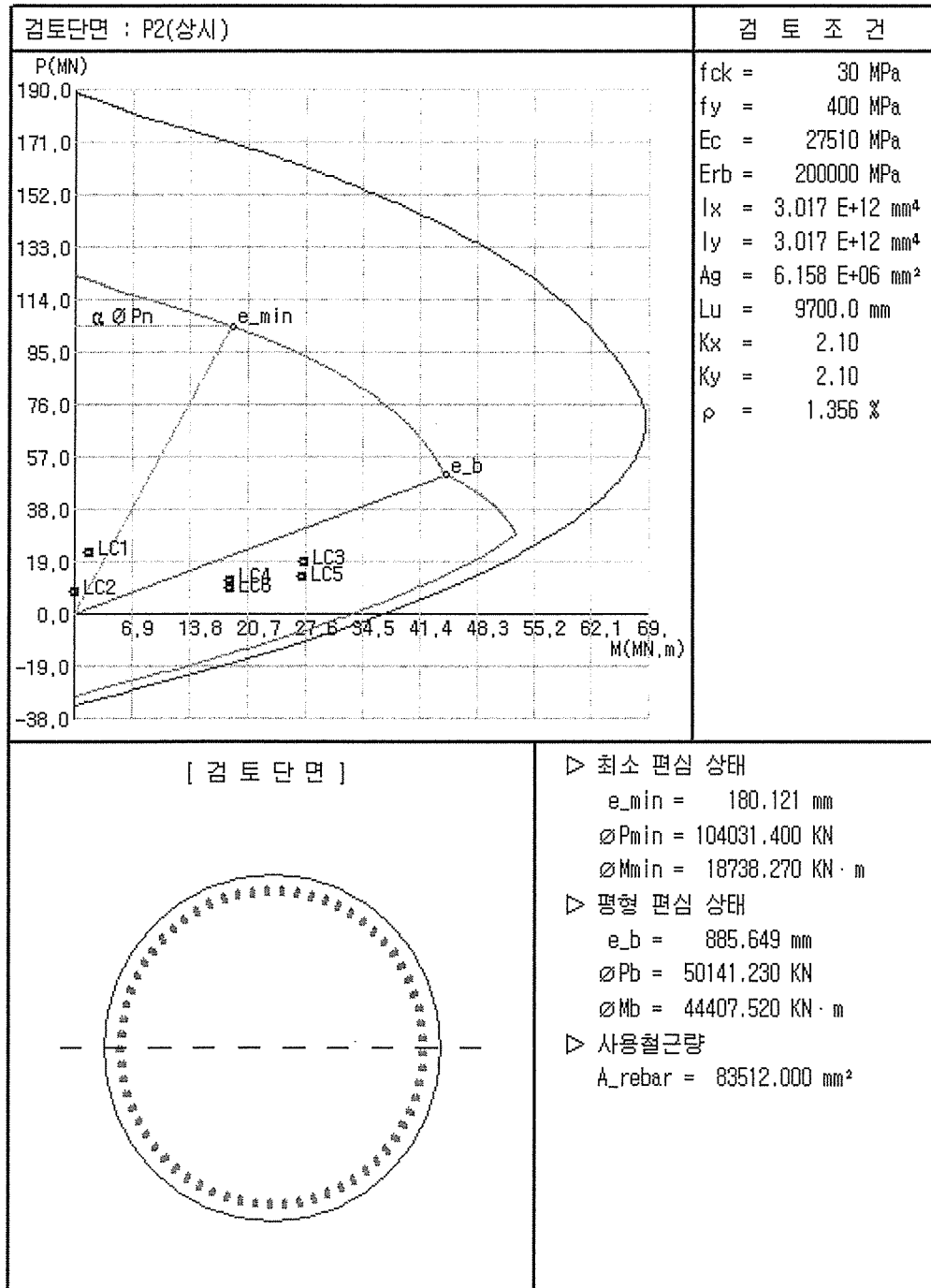
7.1 단면력 집계

구 분		하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
				교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력	comb 14	22,072	0	0	368	1,583	Load case 1
	최소축력	comb 27	8,115	0	0	0	0	Load case 2
	최 대 모멘트	comb 19	18,806	2,440	579	24,894	9,170	Load case 3
		comb 22	12,172	680	1,966	4,552	17,576	Load case 4
	최 대 편 심	comb 35	13,227	2,440	579	24,894	9,170	Load case 5
		comb 38	9,129	680	1,966	4,552	17,576	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향	comb 23	13,540	1,438	0	13,928	920	Load case 7
	교축직각방향	comb 24	13,540	0	1,536	214	17,301	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향	comb 25	13,540	3,531	0	33,897	920	Load case 9
	교축직각방향	comb 26	13,540	0	3,772	214	41,155	Load case 10

7.2 기둥해석

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') : 139.5 mm

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 2800.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 9700.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 65ea = 41756.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 65ea = 41756.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 83512.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 22072.389 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 368.322 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 368.322 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 1583.269 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 1583.269 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 29.1$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 29.1$

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

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.039$
Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.039$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 382.579 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 1644.556 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 1688.470 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 76.904^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.14 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 76.50 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.274 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.705 + 12686.214 + -9662.266 = 76857.650 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46495.009 + 11600.123 + 9999.096 = 68094.230 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.98 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65226$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50131.33 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44415.28 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e \leq e_{min} \rightarrow$ 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$
 $M_n = \alpha P_n \times e_{min} = 28831.150 \text{ KN}\cdot\text{m}$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$
축력 감소 계수 : $\alpha = 0.850$
설계축하중강도 : $\alpha \phi P_n = 104031.354 \text{ KN} \geq P_u = 22072.389 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$
설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 18740.247 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 1688.470 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 8114.970 \text{ KN}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 29.1$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 29.1$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.014$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.014$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 0.000^\circ$

최 소 편 심 : $e_{\min} = 180.14 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 0.00 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.296 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73832.188 + 12688.784 + -9662.794 = 76858.170 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.611 + 11601.462 + 9999.026 = 68095.090 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.98 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65227$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50132.39 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44416.48 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e \leq e_{\min} \rightarrow$ 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$

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

순인장변형률 $\epsilon_t = -0.10000 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$\alpha P_n = \alpha \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \} = 160048.200 \text{ KN}$

$M_n = \alpha P_n \times e_{\min} = 28830.422 \text{ KN}\cdot\text{m}$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.650$

축력 감 소 계 수 : $\alpha = 0.850$

설계축하중강도 : $\alpha \phi P_n = 104031.354 \text{ KN} \geq P_u = 8114.970 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 18739.775 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 18806.155 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 24893.798 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux.s} = 24893.798 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 9170.460 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 9170.460 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 29.1$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 29.1$$

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

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.033$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.033$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 25710.144 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 9471.187 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 27399.177 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 20.223^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{min} = 180.12 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 1456.93 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축} x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.298 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.890 + 12709.474 + -9656.252 = 76887.120 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.906 + 11600.888 + 9998.063 = 68093.860 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 885.63 \text{ mm}$$

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

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.65216$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 50142.52 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 44407.93 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1172.801 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = Mn/Pn = 1456.926 \text{ mm} \approx e = 1456.926 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$$

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 49008.953 + 10296.059 + -15299.844 = 44005.170 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 40507.928 + 10537.978 + 13066.370 = 64112.280 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00384$

$$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00384 < 0.005 \rightarrow \text{변화구간단면}$$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.803$

$$\text{설계축하중강도} : \phi P_n = 35353.523 \text{ KN} \geq P_u = 18806.155 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{설 계 휨 강 도} : \phi M_n = 51507.469 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 27399.177 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 12172.455 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 4552.454 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux.s} = 4552.454 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 17575.575 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 17575.575 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 29.1$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 29.1$$

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

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.021$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.021$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 4647.978 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 17944.361 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 18536.553 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 75.478^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.12 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1522.83 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.250 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.667 + 12708.969 + -9656.397 = 76886.230 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46495.006 + 11600.765 + 9998.429 = 68094.200 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.65 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강도 감소 계 수 : $\phi = 0.65215$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50141.23 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44407.52 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1139.483 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1522.828 \text{ mm} \approx e = 1522.828 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.356 \%$

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

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00404 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 47119.801 + 10068.243 + -15667.809 = 41520.230 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 39689.303 + 10405.724 + 13133.140 = 63228.160 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00404$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00404 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계 수 : $\phi = 0.820$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 34047.926 \text{ KN} \geq P_u = 12172.455 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 51849.127 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 18536.553 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 13227.113 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 24893.798 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 24893.798 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 9170.460 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 9170.460 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 29.1$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 29.1$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.023$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.023$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 25462.435 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 9379.935 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 27135.195 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 20.223^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.12 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 2051.48 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.298 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.890 + 12709.474 + -9656.252 = 76887.120 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.906 + 11600.888 + 9998.063 = 68093.860 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.63 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65216$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50142.52 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44407.93 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 951.577 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = Mn/Pn = 2051.483 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e = 2051.483 \text{ mm} \quad \text{----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : \rho_{used} = 1.356 \%$$

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

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.005431 \geq 0.004 \quad \dots \therefore \text{O.K}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 36729.604 + 8892.907 + -17831.052 = 27791.460 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 34231.484 + 9599.192 + 13183.025 = 57013.700 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00543$$

$$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00543 \quad \text{-----> 인장지배단면}$$

$$\text{강도 감소 계수} : \phi = 0.900$$

$$\text{설계축하중강도} : \phi P_n = 25012.313 \text{ KN} \geq P_u = 13227.113 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도} : \phi M_n = 51312.330 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 27135.195 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

(6) Load Case 6

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 9129.341 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 4552.454 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux.s} = 4552.454 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 17575.575 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 17575.575 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 29.1$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 29.1$$

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

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.016$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.016$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 4623.723 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 17850.721 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 18439.823 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 75.478^\circ$$

최 소 편 심 : $e_{\min} = 180.12 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 2019.84 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.250 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.667 + 12708.969 + -9656.397 = 76886.230 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46495.006 + 11600.765 + 9998.429 = 68094.200 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.65 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65215$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50141.23 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44407.52 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 960.016 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 2019.842 \text{ mm} \approx e = 2019.842 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$

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

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.005357 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 37187.343 + 8937.304 + -17739.107 = 28385.540 \text{ KN}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00536$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00536 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감 소 계 수 : $\phi = 0.900$

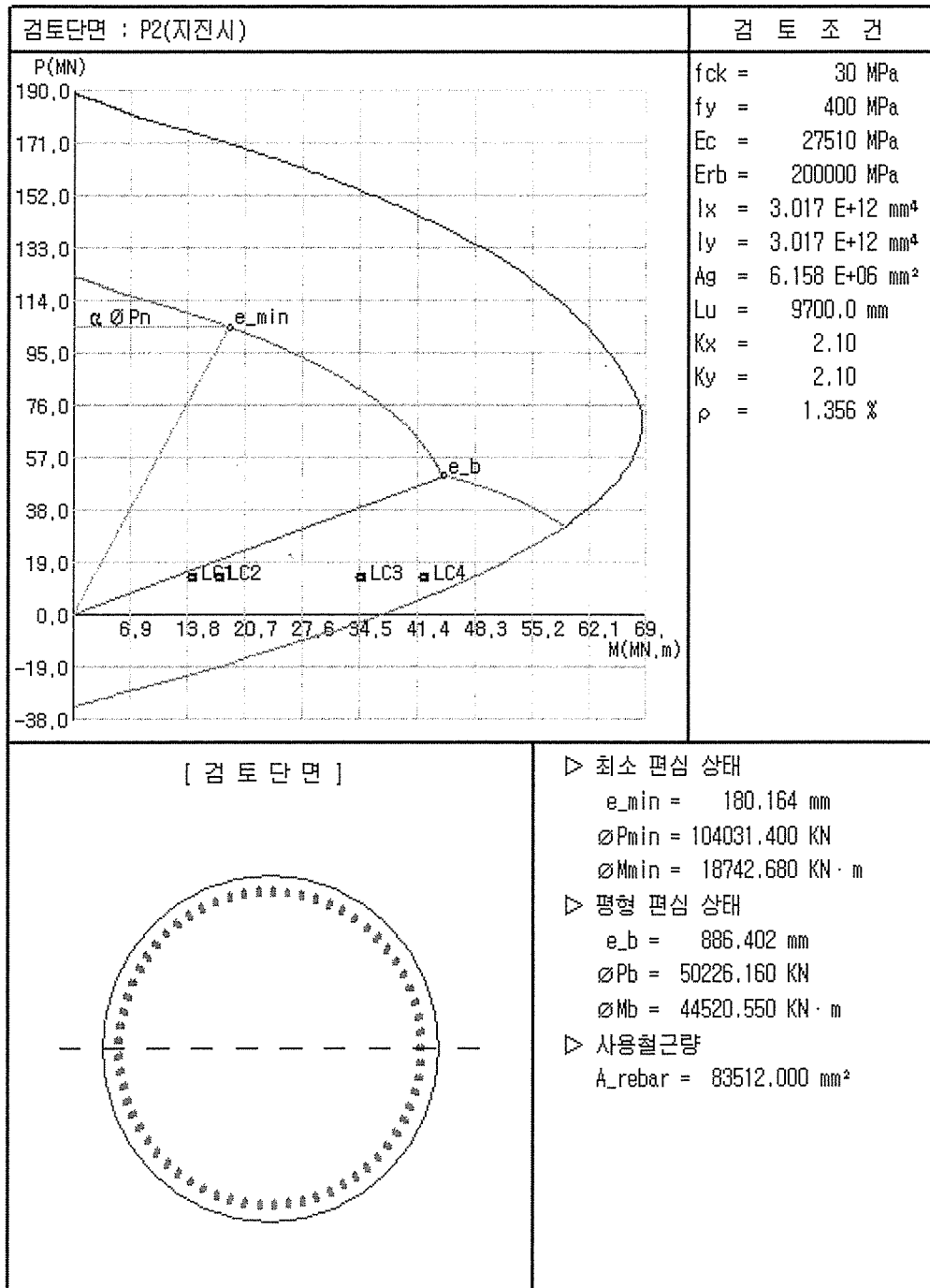
설계축하중강도 : $\phi P_n = 25546.985 \text{ KN} \geq P_u = 9129.341 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 51600.865 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 18439.823 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

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') : 139.5 mm

형방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 2800.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 9700.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 65ea = 41756.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 65ea = 41756.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 83512.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 13539.636 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 13927.978 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 13927.978 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 920.275 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 920.275 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 29.1$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 29.1$

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

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.023$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.023$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 14253.821 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 941.805 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 14284.901 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 3.780^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.13 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 1055.04 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.299 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.817 + 12711.126 + -9657.359 = 76887.590 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.752 + 11601.035 + 9998.217 = 68094.010 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.63 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65305$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50211.26 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44468.64 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1445.58 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n/P_n = 1055.043 \text{ mm} \approx e = 1055.043 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00255 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 64878.002 + 11875.766 + -11949.544 = 64804.230 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 45344.803 + 11317.763 + 11708.691 = 68371.260 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00255$
 $\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00255 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면
 $\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.714$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 46282.217 \text{ KN} \geq P_u = 13539.636 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 48829.739 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 14284.901 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 13539.636 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 214.087 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 214.087 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 17301.474 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 17301.474 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 29.1$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 29.1$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.023$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.023$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 219.096 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 17706.237 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 17707.592 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 89.291^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.16 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1307.83 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1594.342 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73835.155 + 12689.355 + -9677.223 = 76847.280 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46495.109 + 11602.449 + 10013.714 = 68111.270 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 886.32 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.65352$
 평형 축하중 : $\phi P_b = 50221.38 \text{ KN}$
 평형 모멘트 : $\phi M_b = 44512.20 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1257.457 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1307.834 \text{ mm} \approx e = 1307.834 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.356 \%$

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

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.003378 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 53980.532 + 10806.444 + -14292.086 = 50494.890 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 42413.353 + 10825.122 + 12800.443 = 66038.910 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00338$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00338 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 $0.65 \sim 1.00$ 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.811$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 40938.540 \text{ KN} \geq P_u = 13539.636 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 53540.802 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 17707.592 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 13539.636 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 33897.327 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 33897.327 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 920.275 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 920.275 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 29.1$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 29.1$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
 : $\delta_{x.s} = 1.023$
 Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
 : $\delta_{y.s} = 1.023$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 34690.349 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 941.805 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 34703.131 \text{ KN}\cdot\text{m}$
 중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 1.555^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.13 \text{ mm}$
 작 용 편 심 : $e = 2563.08 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.299 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.605 + 12713.034 + -9658.539 = 76888.090 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.724 + 11601.343 + 9998.389 = 68094.450 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.63 \text{ mm}$
 최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$
 강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65308$
 평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50213.80 \text{ KN}$
 평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44470.88 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 850.637 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n/P_n = 2563.077 \text{ mm} \approx e = 2563.077 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$
 계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.006432 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 31387.086 + 8201.378 + -18982.561 = 20605.900 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 30777.975 + 9058.801 + 12977.744 = 52814.520 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00643$
 $0.005 \leq \epsilon_t = 0.00643 \rightarrow$ 인장지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$
 설계축하중강도 : $\phi P_n = 20605.904 \text{ KN} \geq P_u = 13539.636 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 힘 강 도 : $\phi M_n = 52814.520 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 34703.131 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 13539.636 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 214.087 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 214.087 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 41154.799 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 41154.799 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 29.1$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 29.1$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.023$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.023$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 219.096 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 42117.603 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 42118.173 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 89.702^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.16 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 3110.73 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1593.769 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73837.838 + 12688.348 + -9680.423 = 76845.770 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46495.286 + 11603.041 + 10017.874 = 68116.200 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 886.40 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6536$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50226.16 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44520.54 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 782.886 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 3110.732 \text{ mm} \approx e = 3110.732 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.356 \%$

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

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.007242 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 28030.392 + 7736.614 + -19760.186 = 16006.820 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 28374.320 + 8667.335 + 12751.267 = 49792.920 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00724$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00724 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 16006.820 \text{ KN} \geq P_u = 13539.636 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 49792.922 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 42118.173 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 3772.433 \text{ KN}$ (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2800}{2} - 140 \right) = 802.5 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Z_s = \frac{2800}{2} + 802.459 = 2202.46 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 3772.433 / 1 = 3772.433 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 2800.0 \times 2202.46 / 1000 = 5629.570 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 5629.570 \text{ KN} > V_n = 3772.433 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 2814.785 \text{ KN} < V_n = 3772.433 \text{ KN}$$

∴ 최소전단철근 필요

전단철근 간격 $s = 300.0 \text{ mm}$

Req. As $\left[\begin{array}{l} 0.35 b_w s / f_y = 735.00 \text{ mm}^2 \text{ (최소전단철근 필요시)} \\ V_s s / (\phi_v f_y d) = 0.00 \text{ mm}^2 \text{ (전단철근 필요시)} \end{array} \right.$

$$\therefore \text{USE } A_v = \frac{H}{22} \times 2 \text{ ea} = 774.200 \text{ mm}^2 > 735.000 \text{ mm}^2 \text{ O.K}$$

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

부재최소단면치수의 1/4 = 700.000
 축방향 철근지름의 6배 = 174.000

중 작은값이므로 174 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

기둥의 최대단면치수 = 2800.000
 기둥 순높이의 1/6 = 1283.333
 45 cm 이상 = 450.000

중 큰값이므로 2800 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

기둥치수의 0.5배 이상연장 = 1400.000
 38 cm 이상 = 380.000

중 큰값이므로 1400 mm 이상 설치한다.

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V2 = 4564.350 + 7110.035 = 11674.39 \text{ kN}$$

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	13547.428	7708.813	
적 용	combo 49	1000.000	13547.428	7708.813	
평상시 최대모멘트	combo 52	1765.962	10143.712	16215.575	
적 용	combo 52	1765.962	10143.712	16215.575	
지진시	combo 56	3772.433	13547.428	41143.337	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1759.409	13547.428	17929.396	
적 용	combo 49	1759.409	13547.428	17929.396	
평상시 최대모멘트	combo 49	1759.409	13547.428	17929.396	
적 용	combo 49	1759.409	13547.428	17929.396	
지진시	combo 55	3531.061	13547.428	33897.235	1.0

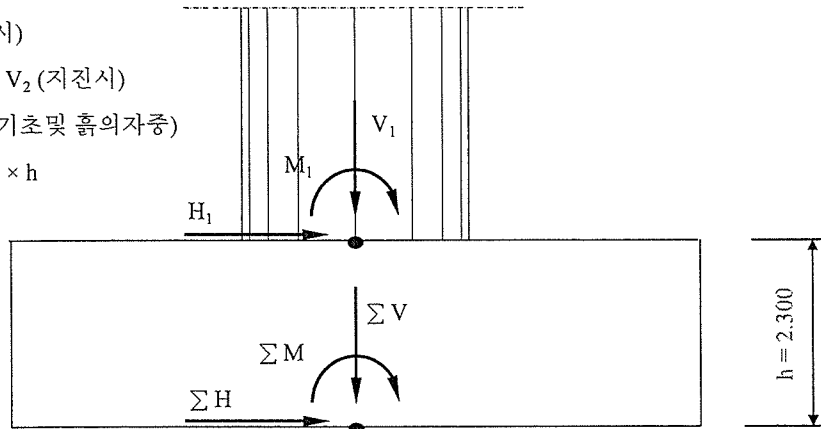
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$$\Sigma H = H_1 \text{ (평상시)}$$

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

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

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



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1000.000	25221.813	10008.813	0.397	
평상시 최대모멘트	1765.962	21818.097	20277.288	0.929	
지진시	3772.433	25221.813	49819.933	1.975	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1759.409	25221.813	21976.037	0.871	
평상시 최대모멘트	1759.409	25221.813	21976.037	0.871	
지진시	3531.061	25221.813	42018.675	1.666	

4) 각도변화 고려 (55 도)

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	2014.800	25221.813	23742.535	0.941	
평상시 최대모멘트	2454.138	21818.097	29632.290	1.358	
지진시	5056.255	25221.813	62995.223	2.498	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1828.308	25221.813	20803.676	0.825	
평상시 최대모멘트	2455.747	25221.813	29215.118	1.158	
지진시	5115.530	25221.813	64911.022	2.574	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

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

$$N = 50 \text{ (기초지반은 지질주상도 참조)}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 9.000 / 9.000 = 1.300 \text{ m}$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 9.000 / 9.000 = 0.400 \text{ m}$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 7.300 = 138.700 \text{ kN/m}^2$$

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

$$C = 0$$

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

가) 평상시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2e_b = 9.000 - 2 \times 1.358 = 6.284 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 9.000 - 2 \times 1.158 = 6.683 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 6.284 \times 6.683 = 41.996 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 41.996 \times [1.300 \times 0.000 \times 95.700 + 0.400 \times 19.0 \times 6.284 \times 81.30 + 138.700 \times 100.4] = 747,875 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u/3 = 747,875 / 3 = 249,292 \text{ kN}$$

$$Q_a = 249,292 \text{ kN} > V_{\max} = 25,222 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

나) 지진시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\begin{aligned} \text{유효재하폭} \quad B' &= B - 2eb = 9.000 - 2 \times 2.498 = 4.005 \text{ m} \\ L' &= L - 2el = 9.000 - 2 \times 2.574 = 3.853 \text{ m} \\ \text{유효재하면적} \quad A' &= B' \times L' = 4.005 \times 3.853 = 15.431 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 15.431 \times [1.300 \times 0.000 \times 95.700 + 0.400 \times 19.0 \times 4.005 \times 81.30 + 138.700 \times 100.4] = 253,070 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 253,070 / 2 = 126,535 \text{ kN}$$

$$Q_a = 126,535 \text{ kN} > V_{\max} = 25,222 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

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)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 25221.813 / (9.000 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.941) / 9.000 \} \\ q_{\max} &= 506.792 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 115.969 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 21818.097 / (9.000 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.358) / 9.000 \} \\ q_{\max} &= 513.246 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 25.472 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 2.498 > B/6 = 1.500$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \right\}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{25221.813}{(9.000 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.498) / 9.000 \} \\ &= 829.860, \quad -207.099 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{2 \sum V}{Lx}, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{50443.627}{(9.000 \times 6.007)} = 933.044 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 933.044 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left\{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \right\} \\ &= \frac{25221.813}{(9.000 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.825) / 9.000 \} \\ q_{\max} &= 482.604 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 140.157 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left\{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \right\} \\ &= \frac{25221.813}{(9.000 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.158) / 9.000 \} \\ q_{\max} &= 551.834 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 70.927 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 2.574 > L/6 = 1.500$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left\{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \right\}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{25221.813}{(9.000 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.574) / 9.000 \} \\ &= 845.628, \quad -222.867 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{2 \sum V}{Bx}, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{50443.627}{(9.000 \times 5.779)} = 969.834 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 969.834 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

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)

$$e_{\max} = 1.358 \text{ m}$$

$$B/6 = 9.000 / 6 = 1.500 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{\max} = 2.498 \text{ m}$$

$$B/3 = 9.000 / 3 = 3.000 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{\max} = 1.158 \text{ m}$$

$$L/6 = 9.000 / 6 = 1.500 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{\max} = 2.574 \text{ m}$$

$$L/3 = 9.000 / 3 = 3.000 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

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 (정상시)

$$H_u = 21818.097 \times 0.538 = 11738.136 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 11738.1 / 2454.138 = 4.783 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 25221.813 \times 0.538 = 13569.336 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 13569.3 / 5056.25 = 2.684 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (정상시)

$$H_u = 25221.81 \times 0.538 = 13569.336 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 13569.3 / 2455.75 = 5.526 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 25221.81 \times 0.538 = 13569.336 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 13569.3 / 5115.53 = 2.653 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0	22072.389	1583.269	
적 용	comb 14	0	22072.389	1583.269	
평상시 최대모멘트	comb 22	1965.962	12172.455	17575.575	
적 용	comb 22	1965.962	12172.455	17575.575	
지진시	comb 26	3772.433	13539.636	41154.799	1.0

나) 교축방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0.000	22072.389	368.322	
적 용	comb 14	0.000	22072.389	368.322	
평상시 최대모멘트	comb 19	2439.806	18806.155	24893.798	
적 용	comb 19	2439.806	18806.155	24893.798	
지진시	comb 25	3531.061	13539.636	33897.327	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 11674.385 \times 1.6 = 18679.017 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 11674.385 \times 1.35 = 15760.420 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

$$\Sigma = 11674.385 \times 1.0 = 11674.385 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 4564.350 \times 0.154 = 702.910 \text{ kN}$$

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	40751.406	1583.269	0.039	
평상시 최대모멘트	1965.962	27932.875	22097.288	0.791	
지진시	4475.343	25214.021	51448.088	2.040	

나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	40751.406	368.322	0.009	
평상시 최대모멘트	2439.806	34566.575	30505.352	0.883	
지진시	4233.971	25214.021	43635.460	1.731	

4) 각도변화 고려 (55 도)

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	40751.406	1209.838	0.030	
평상시 최대모멘트	3126.202	27932.875	37663.005	1.348	
지진시	6035.217	25214.021	65253.487	2.588	

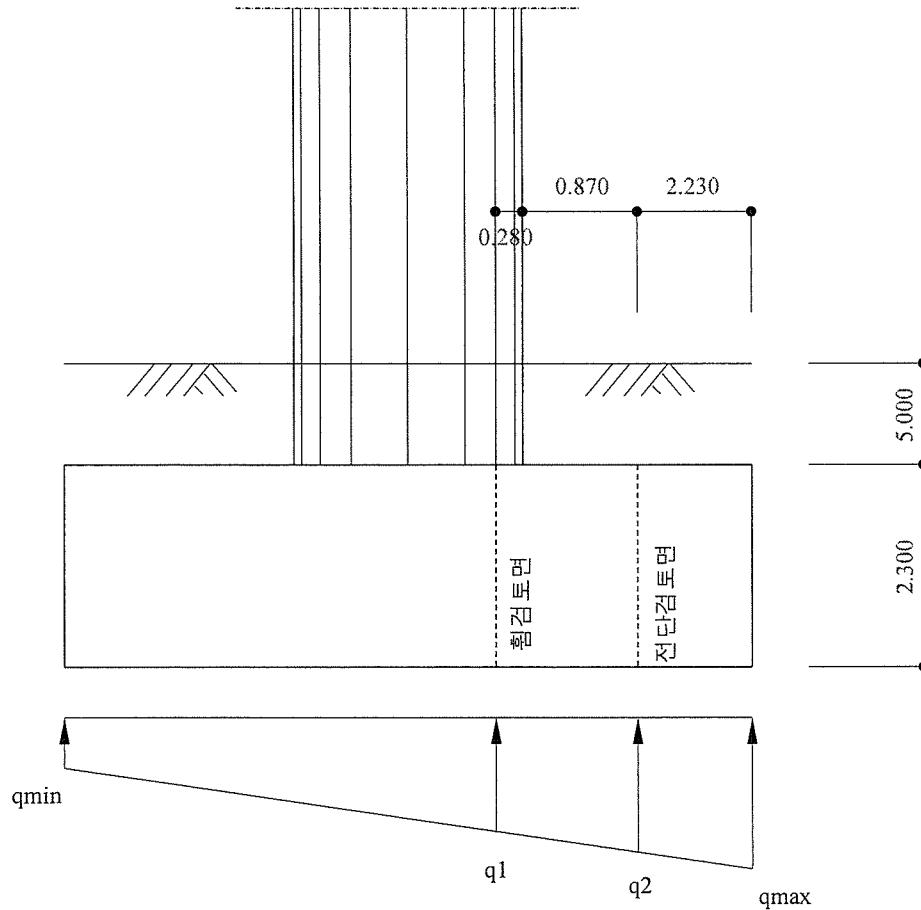
나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	40751.406	1508.199	0.037	
평상시 최대모멘트	3009.837	34566.575	35598.189	1.030	
지진시	6094.492	25214.021	67172.078	2.664	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 25221.813 / (9.000 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.941) / 9.000 \}}$$

$$q_{\max} = 506.792 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 360.016 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 115.969 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 409.955 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 21818.097 / (9.000 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.358) / 9.000 \}}$$

$$q_{\max} = 513.246 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 330.060 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 25.472 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 392.387 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

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

$$= 25221.813 / (9.000 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 2.498) / 9.000 \}$$

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

$$= 50443.627 / (9.000 \times 6.007) = 933.044 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 933.044 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 872.925 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 1051.548 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = 3.380^2 / 6 \times (2 \times 506.792 + 360.016) -$$

$$2.300 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2293.545 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_d = 2.230 / 2 \times (506.792 + 409.955) - 2.300 \times 2.230 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 896.512 \text{ kN}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = 3.380^2 / 6 \times (2 \times 513.246 + 330.060) -$$

$$2.300 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2261.085 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_d = 2.230 / 2 \times (513.246 + 392.387) - 2.300 \times 2.230 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 884.120 \text{ kN}$$

ㅁ. 지진시

$$M_d = 3.380^2 / 6 \times (2 \times 933.044 + 872.925) -$$

$$2.300 \times 3.380^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

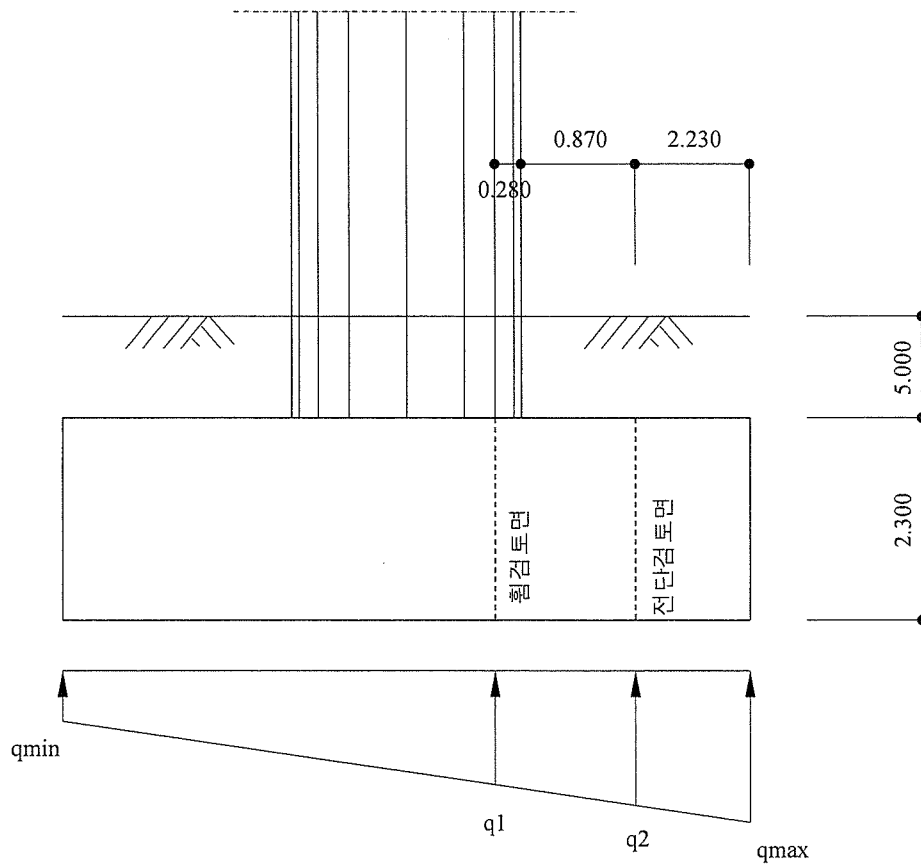
$$= 4893.382 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$S_d = 2.230 / 2 \times (933.044 + 1051.548) - 2.300 \times 2.230 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 2087.160 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{9.000 \times 9.000} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.030) / 9.000 \}$$

$$\begin{aligned} q_{max} &= 513.061 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 505.582 \text{ kN/m}^2 \\ q_{min} &= 493.146 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 508.127 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{9.000 \times 9.000} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.348) / 9.000 \}$$

$$\begin{aligned} q_{max} &= 654.834 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 422.002 \text{ kN/m}^2 \\ q_{min} &= 34.867 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 501.220 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

㉔. 지진시

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

$$= \frac{25214.021}{(9.000 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.588) / 9.000 \}$$

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

$$= \frac{50428.043}{(9.000 \times 5.736)} = 976.825 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 976.825 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 401.225 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 597.065 \text{ kN/m}^2$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 513.061 + 505.582) - \frac{1.60 \times 2.300 \times 3.380^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2401.456 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.230}{2} \times (513.061 + 508.127) - 1.60 \times 2.300 \times \frac{2.230}{2} \times 24.5$$

$$= 937.568 \text{ kN}$$

㉖. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 654.834 + 422.002) - \frac{1.35 \times 2.300 \times 3.380^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2862.673 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.230}{2} \times (654.834 + 501.220) - 1.35 \times 2.300 \times \frac{2.230}{2} \times 24.5$$

$$= 1119.358 \text{ kN}$$

㉗. 지진시

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 976.825 + 401.225) - \frac{1.0 \times 2.300 \times 3.380^2}{2} \times 24.5$$

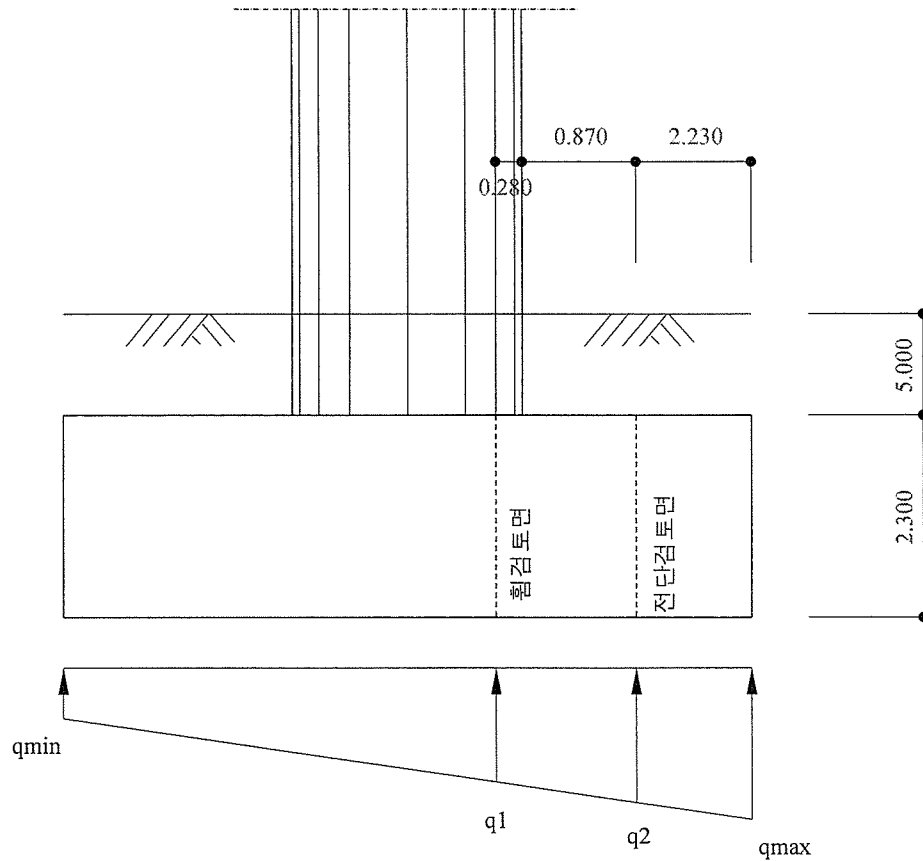
$$= 4161.958 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.230}{2} \times (976.825 + 597.065) - 1.0 \times 2.300 \times \frac{2.230}{2} \times 24.5$$

$$= 1629.228 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 25221.813 / (9.000 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.825) / 9.000 \}}$$

$$q_{\max} = 482.604 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 353.996 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 140.157 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 397.753 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 25221.813 / (9.000 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.158) / 9.000 \}}$$

$$q_{\max} = 551.834 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 371.227 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 70.927 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 432.676 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

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

$$= \frac{25221.813}{(9.000 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.574) / 9.000 \}$$

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

$$= \frac{50443.627}{(9.000 \times 5.779)} = 969.834 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 969.834 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = 402.619 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_2 = 595.606 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 482.604 + 353.996) -$$

$$\frac{2.300 \times 3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2189.970 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.230}{2} \times (482.604 + 397.753) - \frac{2.300 \times 2.230 \times 24.5 \times 1.000}{2}$$

$$= 855.938 \text{ kN}$$

ㅁ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 551.834 + 371.227) -$$

$$\frac{2.300 \times 3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2486.416 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.230}{2} \times (551.834 + 432.676) - \frac{2.300 \times 2.230 \times 24.5 \times 1.000}{2}$$

$$= 972.068 \text{ kN}$$

ㅂ. 지진시

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 969.834 + 402.619) -$$

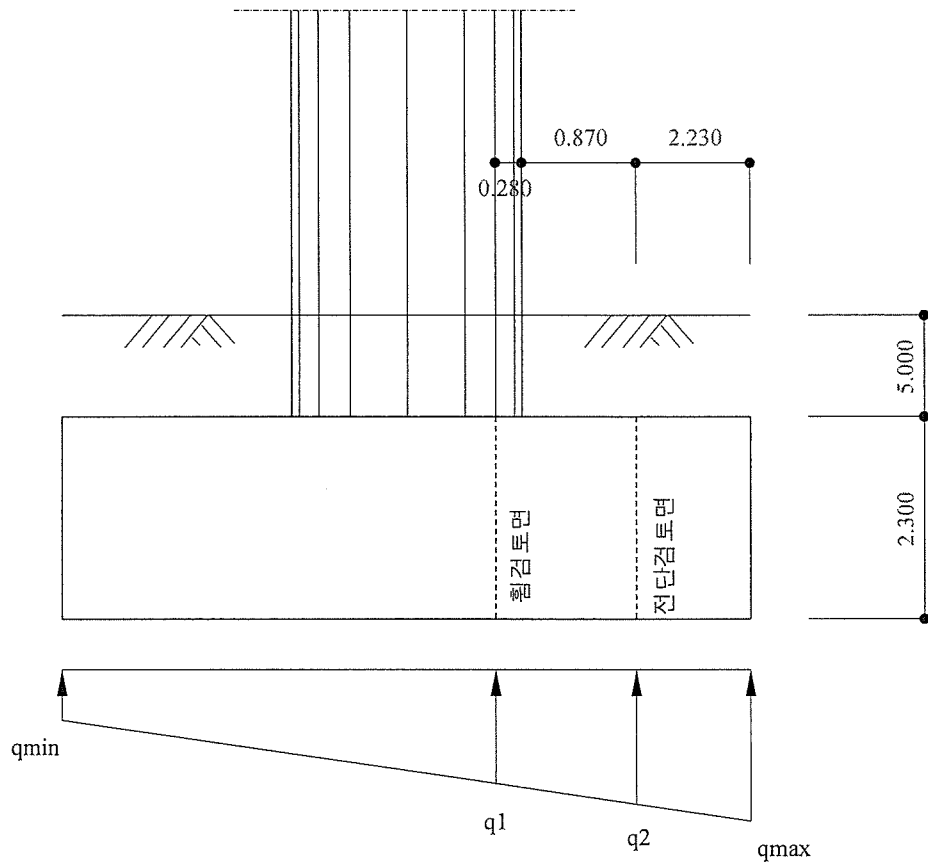
$$\frac{2.300 \times 3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 4137.989 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.230}{2} \times (969.834 + 595.606) - \frac{2.300 \times 2.230 \times 24.5 \times 1.000}{2}$$

$$= 1619.806 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

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

$$= \frac{40751.406}{(9.000 \times 9.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.037}{9.000} \right\}$$

$$q_{\max} = 515.517 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 506.193 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 490.691 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 509.366 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

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

$$= \frac{34566.575}{(9.000 \times 9.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 1.030}{9.000} \right\}$$

$$q_{\max} = 719.737 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 499.670 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 133.759 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 574.545 \text{ kN/m}^2$$

㉔. 지진시

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

$$= \frac{25214.021}{(9.000 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.664) / 9.000 \}$$

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

$$= \frac{50428.043}{(9.000 \times 5.508)} = 1017.311 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 1017.311 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 393.009 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 605.420 \text{ kN/m}^2$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 515.517 + 506.193) - \frac{1.6 \times 2.300 \times 3.380^2}{2 \times 24.5}$$

$$= 2411.971 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.230}{2} \times (515.517 + 509.366) - \frac{1.6 \times 2.300 \times 2.230}{24.5}$$

$$= 941.687 \text{ kN}$$

㉖. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 719.737 + 499.670) - \frac{1.35 \times 2.300 \times 3.380^2}{2 \times 24.5}$$

$$= 3257.718 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.230}{2} \times (719.737 + 574.545) - \frac{1.35 \times 2.300 \times 2.230}{24.5}$$

$$= 1273.482 \text{ kN}$$

㉗. 지진시

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 1017.311 + 393.009) - \frac{1.0 \times 2.300 \times 3.380^2}{2 \times 24.5}$$

$$= 4300.489 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.230}{2} \times (1017.311 + 605.420) - \frac{1.0 \times 2.300 \times 2.230}{24.5}$$

$$= 1683.684 \text{ kN}$$

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 $B = 9.000 \text{ m}$

2) 교축방향 $B = 9.000 \text{ m}$

$$\beta = 1.000$$

$$A_{sm} = 2 / (\beta + 1) = 1.000 \text{ Ass}$$

* 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)	2293.545	2486.416
계수하중	전 단 력(KN)	1629.228	1683.684
	모 멘 트(KN·m)	4161.958	4300.489

* 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)	2293.545	2486.416
계수하중	전 단 력(KN)	1629.228	1683.684
	모 멘 트(KN·m)	4161.958	4300.489

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2300.00	2150.00	150.00	4161.958	1629.228	2293.545

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 1.478]

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 127.172 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03940 > 0.004 \text{ - O.K. -}$$

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

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

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 5487.038 \text{ mm}^2$$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 86052.01 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 7525.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{☞ } 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 7316.05 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max}$ -----> 철근비 만족 $\therefore \text{O.K!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 129.301 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 6086.284 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 4161.958 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.462] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2150.00 / 1000$$

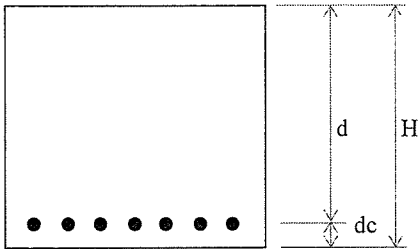
$$= 1668.27 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1668.27 > V_u = 1629.228 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2300.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	2150.00	mm,	$d_c =$	150.00	mm,
$M_o =$	2293.545	kN·m,	$A_s =$	8107.200	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 440.489 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 141.227 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 145.358 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 323.016 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 323 \text{ mm O.K!!}$$

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	2300.00	2150.00	150.00	4300.489	1683.684	2486.416

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

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 8107.200 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.429 \quad]$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 127.172 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03940 > 0.004 \quad - \text{O.K.} -$$

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

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

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 5673.615 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \quad \Rightarrow \quad \text{MAX } A_s = 86052.01 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 7525.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 7564.82 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \quad \text{----> 철근비 만족} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 129.301 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 6086.284 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 4300.489 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.415 \quad] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2150.00 / 1000$$

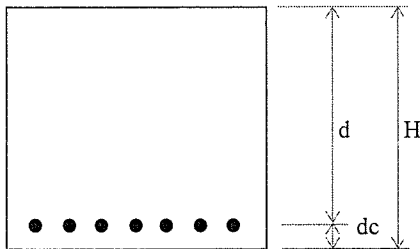
$$= 1668.27 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1668.27 < V_u = 1683.684 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요함!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 2300.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 2150.00 \text{ mm}, \quad d_c = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 2486.416 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 8107.200 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 440.489 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 153.103 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 148.625 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 311.105 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 311 \text{ mm OK!!}$$

10.7 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 기둥검토

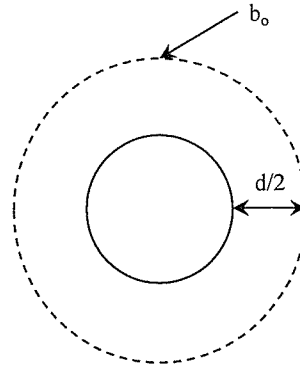
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 22072.389 kN

■ 편치 전단 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.400 + 1.075) \\ &= 15.551 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.000$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2) \times 5477.226 \times 15.551 \times 2.150 \\ &= 91564.567 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.765) \times 5477.226 \times 15.551 \times 2.150 \\ &= 114913.532 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 15.551 \times 2.150 \\ &= 61043.045 \text{ kN} \end{aligned}$$

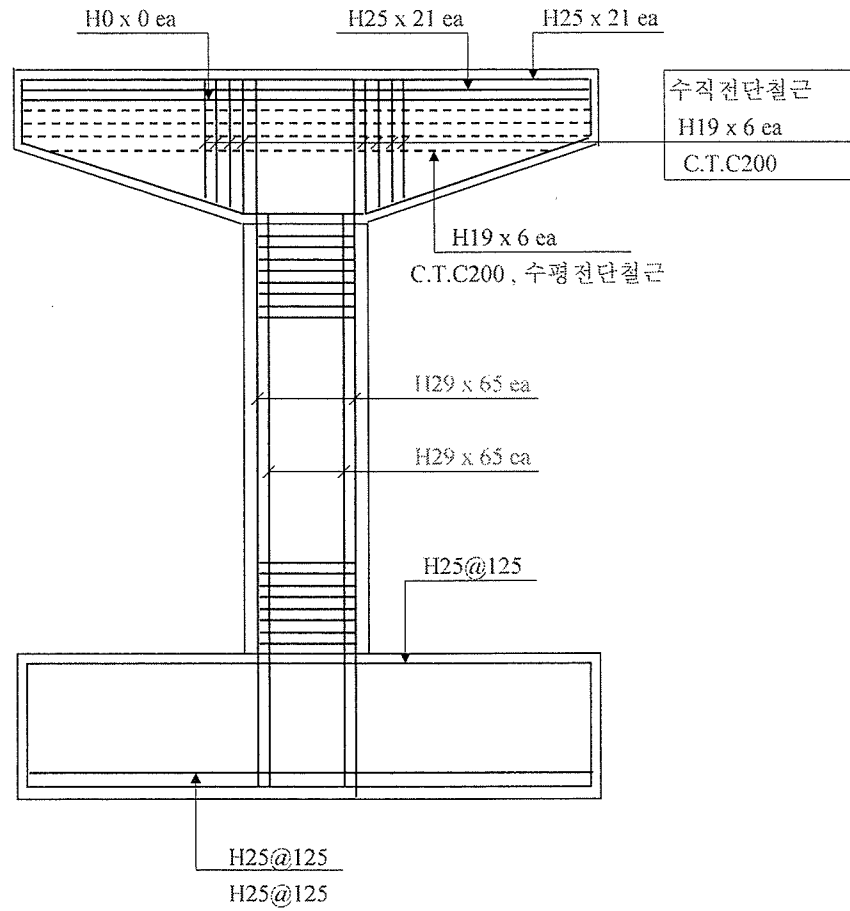
$$\therefore \text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 61043.045 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 61043.045 \\ &= 51886.588 \text{ kN} \geq V_u = 22072.389 \text{ kN} \text{ ---- O.K} \end{aligned}$$

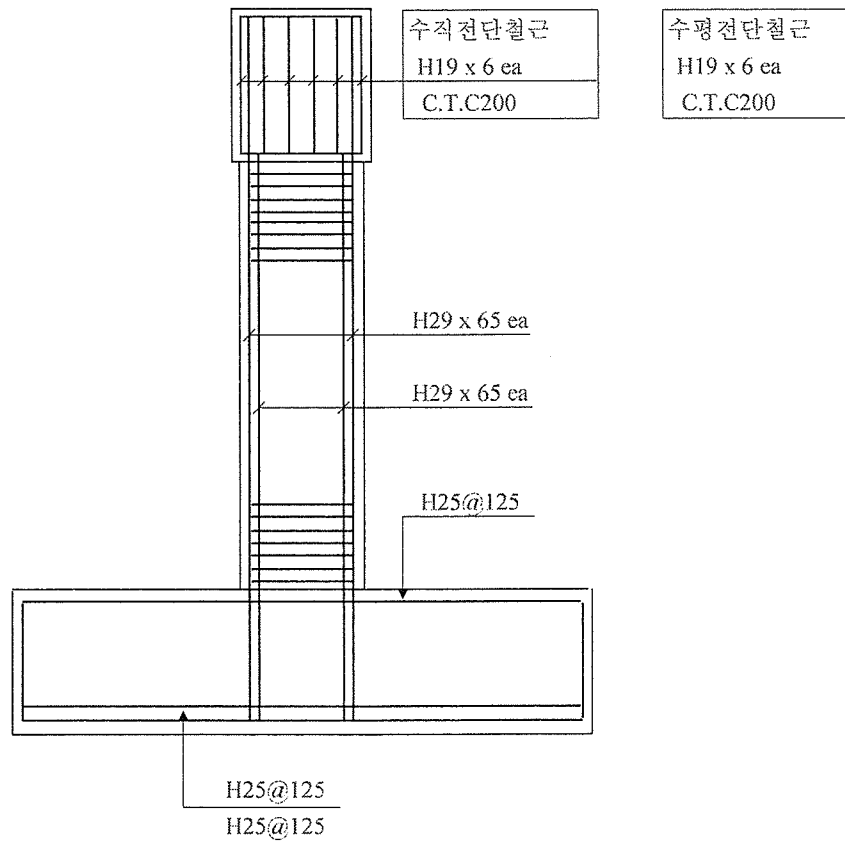
11. 주철근 조립도

P2

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4170.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 1395.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 850.08 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

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

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.658 \times 34.940 / 2 / 3 \text{ shoe} = 66.893 \text{ kN}$$

$$P_w = 252.559 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 688.451 \text{ kN} \quad R_{EQ} = 1141.186 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4170.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 1395.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 850.08 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 582.43 / 3 \text{ shoe} = 194.143 \text{ kN}$$

- 장대데일중하중

$$H_R = 104.82 / 3 \text{ shoe} = 34.940 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 625.50 / 3 \text{ shoe} = 208.50 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 1288.984 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 1395.00 + 850.08 = 2245.080 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} = 208.500 \text{ kN}$$

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

$$\text{허용응력 할증계수} = 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 2245.08 / 1.00 = 2245.080 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 208.50 / 1.00 = 208.500 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 / 1.00 = 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	1395.00	+	850.08	+	0.00	=	2245.080	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2245.08	/	1.00			=	2245.080	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	1395.00	+	850.08			=	2245.080	kN
교축방향하중						=	34.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2245.08	/	1.00			=	2245.080	kN
할증적용 교축하중	34.94	/	1.00			=	34.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	1395.000	kN
교축방향하중						=	34.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1395.00	/	1.00			=	1395.000	kN
할증적용 교축하중	34.94	/	1.00			=	34.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시계동하중 + 장대레일종하중

연직하중	1395.00	+	850.08			=	2245.080	kN
교축방향하중	194.14	+	34.94			=	229.083	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	2245.08	/	1.15			=	1952.243	kN
할증적용 교축하중	229.08	/	1.15			=	199.203	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	1395.00	+	850.08	+	0.00			
				+	0.00	+	252.56	= 2497.639 kN
교축방향하중								= 0.000 kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	66.89			= 66.893 kN
허용응력 할증계수								= 1.25
할증적용 연직하중	2497.64	/	1.25					= 1998.111 kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25					= 0.000 kN
할증적용 교직하중	66.89	/	1.25					= 53.514 kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	1395.00	+	850.08	+	1141.19	=	3386.266	kN
교축방향하중						=	1288.984	kN
교축직각방향하중						=	688.451	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	3386.27	/	1.60			=	2116.416	kN
할증적용 교축하중	1288.98	/	1.60			=	805.615	kN
할증적용 교직하중	688.45	/	1.60			=	430.282	kN

2) 받침용량 산정 (IPC용 SHOE 3000 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2497.639	66.893	688.451
교축방향		229.083	1288.984

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 435 × 606 mm
- 높 이 : 209 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 350 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 682.500 > 350.00$$

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 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 309.632$$

② 연단 거리에 대한 검토

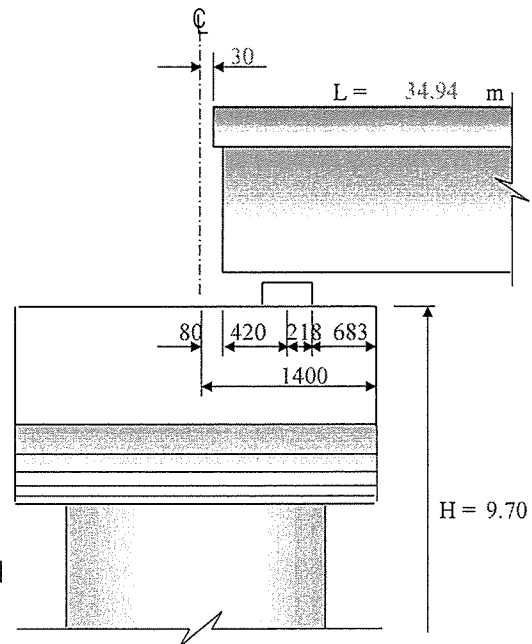
$$S_1 = 420 \text{ mm}$$

$$S_2 = 435 / 2 = 217.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 375 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 420 + 217.5 + 375 = 1012.5 \text{ mm}$$

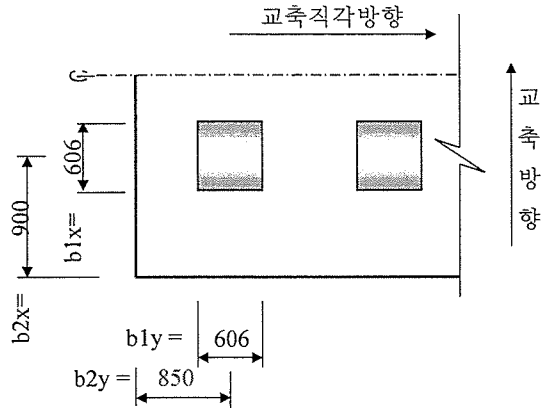
$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 1012.5 \text{ mm} < 1320.00 \quad - \text{O.K.} -$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	2245.08 kN	- 연직하중 지진시 :	2116.42 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	208.50 kN	- 교 축 방 향 :	805.62 kN
- 교축직각방향 :	53.51 kN	- 교축직각방향 :	430.28 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 3030.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 3030.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 1800) \times 2245080 / 180 = 2068.38 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 1800) \times 2116416 / 180 = 1949.85 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 1700) \times 2245080 / 180 = 2006.63 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 1700) \times 2116416 / 180 = 1891.63 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 208500 / 180 = 1158.33 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 805615 / 180 = 4475.64 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

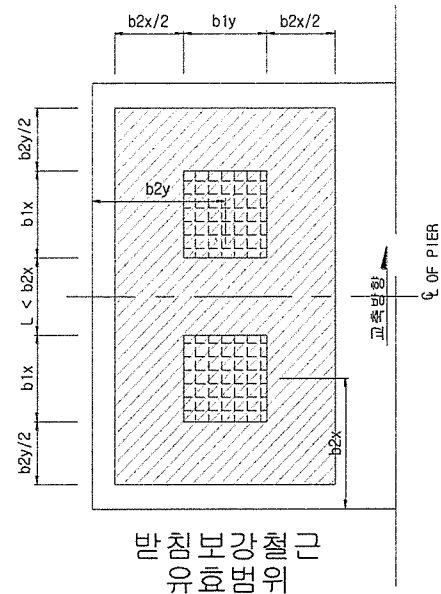
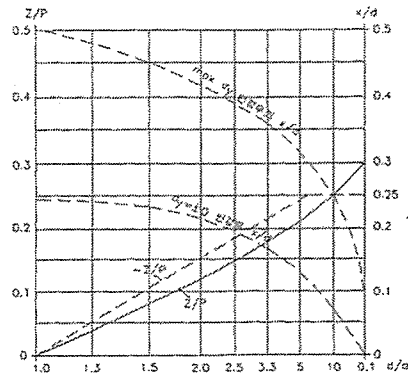
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 53514 / 180 = 297.30 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 430282 / 180 = 2390.45 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1506.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인장철근과 코팅의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 753.0 + 500.0 = 1253.0 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1456.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 11 = 1375.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<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	1456.0	/ 606.0 = 2.403	0.43	626
교 축 방 향	1506.0	/ 606.0 = 2.485	0.42	633

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 B_y 범위에 배치)

$$A_{sx} = Asx1 + Asx2$$

$$A_{sx(\text{상시})} = 2068.38 + 1158.33 = 3226.72 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx(\text{지진})} = 1949.85 + 4475.64 = 6425.49 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } Asx = H22 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 7742 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 B_x 범위에 배치)

$$A_{sy} = Asy1 + Asy2 =$$

$$A_{sy(\text{상시})} = 2006.63 + 297.30 = 2303.93 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy(\text{지진})} = 1891.63 + 2390.45 = 4282.09 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } Asy = H16 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{805615}{180} = 4475.64 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 1125 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 5574 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{430282}{180} = 2390.45 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 1119 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 3152 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

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

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 606) = 3189617 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{805615}{3189617} = 0.253 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 606) = 2892208 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{53514}{2892208} = 0.019 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4170.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 1395.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 853.55 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{cf} = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cf} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

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

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.658 \times 34.940 / 2 / 3 \text{ shoe} = 66.893 \text{ kN}$$

$$P_w = 252.559 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 511.730 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 848.304 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4170.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 1395.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 853.55 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 500.000 / 3 \text{ shoe} = 166.667 \text{ kN}$$

- 장대레일종하중

$$H_R = 104.82 / 3 \text{ shoe} = 34.940 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 625.50 / 3 \text{ shoe} = 208.50 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 1395.00 + 853.55 = 2248.545 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} = 208.500 \text{ kN}$$

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

$$\text{허용응력 할증계수} = 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 2248.55 / 1.00 = 2248.545 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 208.50 / 1.00 = 208.500 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 / 1.00 = 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	1395.00	+	853.55	+	0.00	=	2248.545	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2248.55	/	1.00			=	2248.545	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	1395.00	+	853.55			=	2248.545	kN
교축방향하중						=	34.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2248.55	/	1.00			=	2248.545	kN
할증적용 교축하중	34.94	/	1.00			=	34.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	1395.000	kN
교축방향하중						=	34.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1395.00	/	1.00			=	1395.000	kN
할증적용 교축하중	34.94	/	1.00			=	34.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	1395.00	+	853.55			=	2248.545	kN
교축방향하중	166.67	+	34.94			=	201.607	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	2248.55	/	1.15			=	1955.257	kN
할증적용 교축하중	201.61	/	1.15			=	175.310	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	1395.00	+	853.55	+	0.00			
		+	0.00	+	252.56	=	2501.105	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	66.89	=	66.893	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2501.10	/	1.25			=	2000.884	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	66.89	/	1.25			=	53.514	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	1395.00	+	853.55	+	848.30	=	3096.849	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	511.730	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	3096.85	/	1.60			=	1935.531	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	511.73	/	1.60			=	319.831	kN

2) 받침용량 산정 (IPC용 SHOE 3000 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2501.105	66.893	511.730
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규격 : 495 × 572 mm
- 높이 : 188 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 350 \text{ mm} \quad [\ell > 40\text{m}]$$

$$= 652.500 > 350.00$$

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 기둥의 평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 309.632$$

② 연단 거리에 대한 검토

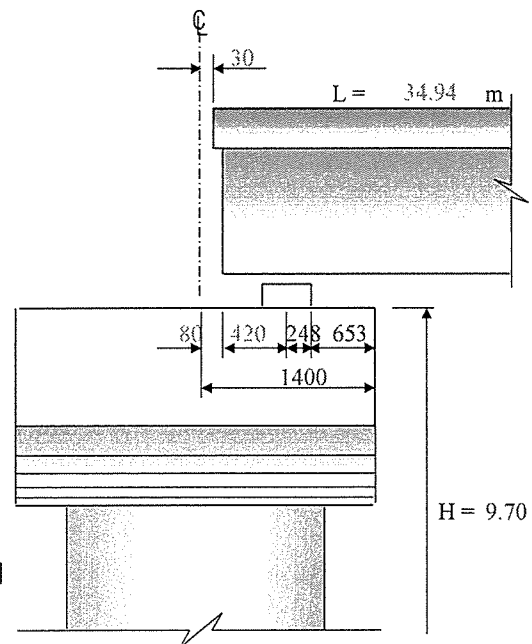
$$S_1 = 420 \text{ mm}$$

$$S_2 = 495 / 2 = 247.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 375 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 420 + 247.5 + 375 = 1042.5 \text{ mm}$$

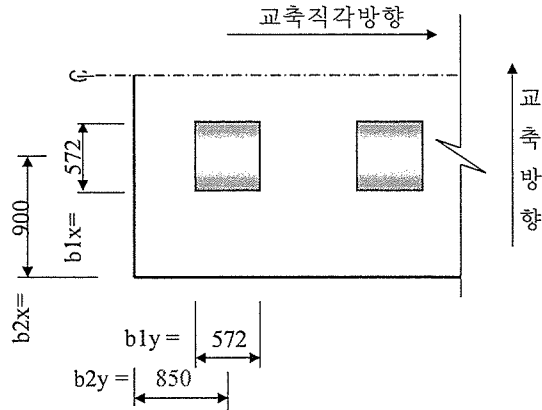
$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 1042.5 \text{ mm} < 1320.00 \quad - \text{O.K.} -$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	2248.55 kN	- 연직하중 지진시 :	1935.53 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	208.50 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	53.51 kN	- 교축직각방향 :	319.83 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2860.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2860.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1800) \times 2248545 / 180 = 2130.57 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1}(\text{지진}) = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1800) \times 1935531 / 180 = 1833.98 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1700) \times 2248545 / 180 = 2072.19 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1700) \times 1935531 / 180 = 1783.72 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2}(\text{상시}) = 208500 / 180 = 1158.33 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2}(\text{지진}) = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

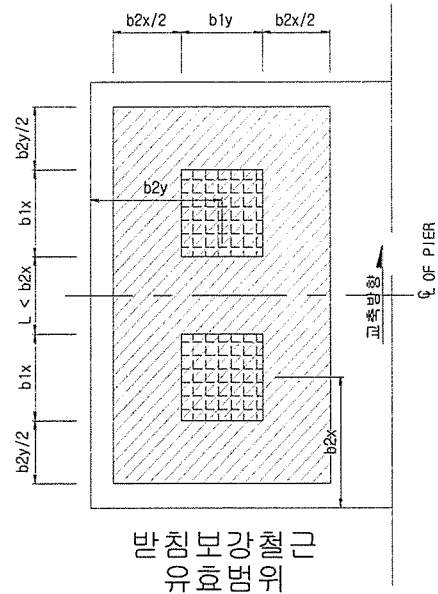
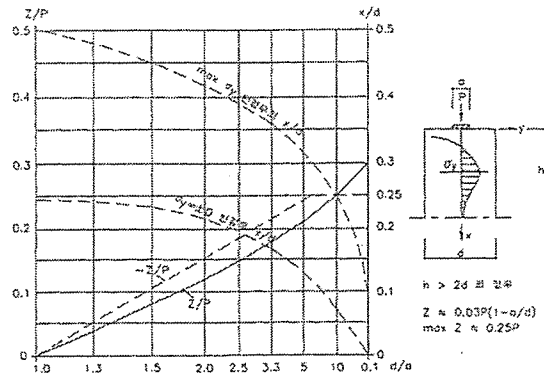
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2}(\text{상시}) = 53514 / 180 = 297.30 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2}(\text{지진}) = 319831 / 180 = 1776.84 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1472.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인근슈와 교행의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 736.0 + 500.0 = 1236.0 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1422.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 11 = 1375.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<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	1422.0	/	572.0	= 2.486	0.41	583.02
교 축 방 향	1472.0	/	572.0	= 2.573	0.42	618.24

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 B_y 범위에 배치)

$$A_{sx} = A_{sx1} + A_{sx2}$$

$$A_{sx(\text{상시})} = 2130.57 + 1158.33 = 3288.90 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx(\text{지진})} = 1833.98 + 0.00 = 1833.98 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } A_{sx} = 1116 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 B_x 범위에 배치)

$$A_{sy} = A_{sy1} + A_{sy2} =$$

$$A_{sy(\text{상시})} = 2072.19 + 297.30 = 2369.49 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy(\text{지진})} = 1783.72 + 1776.84 = 3560.56 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } A_{sy} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{208500}{180} = 1158.33 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{319831}{180} = 1776.84 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

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

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 572) = 3146342 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{208500}{3146342} = 0.066 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 572) = 2851337 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{319831}{2851337} = 0.112 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

8.3.1 P3(P1)

1. 설계 조건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; $IPC + IPC$
 평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 34.000 m
 평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 34.000 m
- 2) 교각형식 ; T형교각 (H = 12.500 M)
- 3) 기초형식 ; 직접기초 (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

- 1) 고정하중
 철근콘크리트 단위중량 : 24.5 kN/m³
- 2) 활하중 : KRL2012 (단 선)
 충격계수 i (%) ; $IPC = \frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.076$ (시점측)
 $IPC = \frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.076$ (중점측)
- 3) 풍하중
 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) 종하중 (충격은 고려하지 않음)
 ① KL2012
 제동하중 : $20kN/m \times L(m) \leq 6000kN$
 시동하중 : $33kN/m \times L(m) \leq 1000kN$
 ② 장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - $f_0 = \pm 3 L$
 레일 신축이음장치가 있는 경우 - $f_0 = \pm 500$
- 5) 원심하중
 충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 6) 차량횡하중
 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

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

2) 철근 SD40

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

1.4 흙의 성질

- 1) 흙의 단위중량 (γ_t) $= 19.0 \text{ kN/m}^3$
 2) 흙의 포화단위중량 (γ_{sat}) $= 20.0 \text{ kN/m}^3$
 3) 흙의 수중단위중량 (γ_{sub}) $= 10.0 \text{ kN/m}^3$
 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 $= 1050 \text{ (1.5배)}$

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

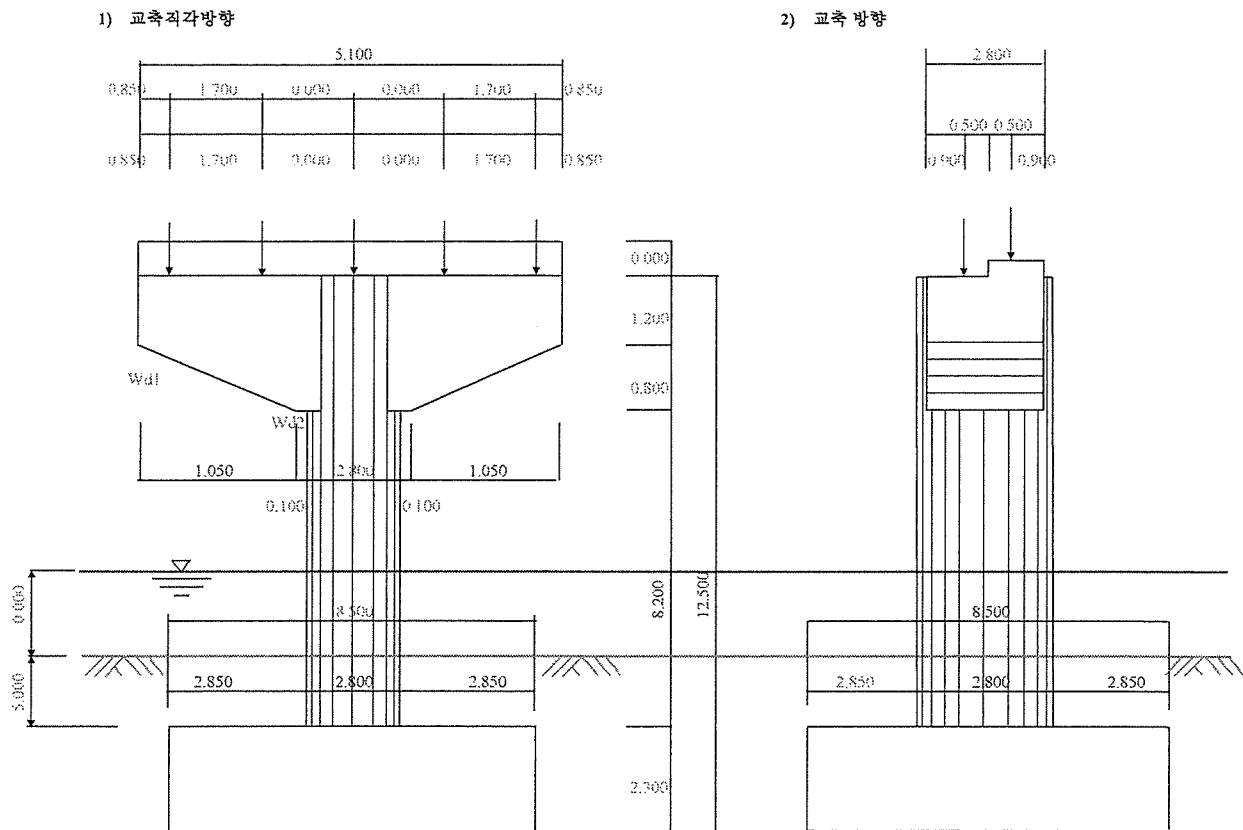
$\Phi_b = 2/3 \times 42.39 = 28.260$	흙과 콘크리트
$\tan \Phi_b = 0.538$	
$\tan \Phi_b = 0.600$	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

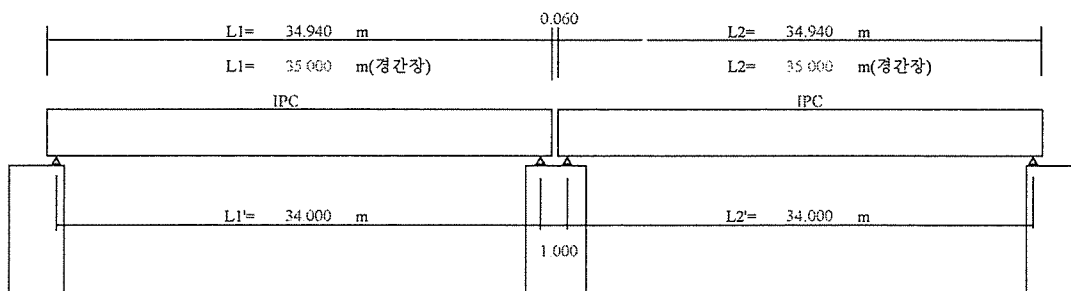
- 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면 가정 P3(P1)

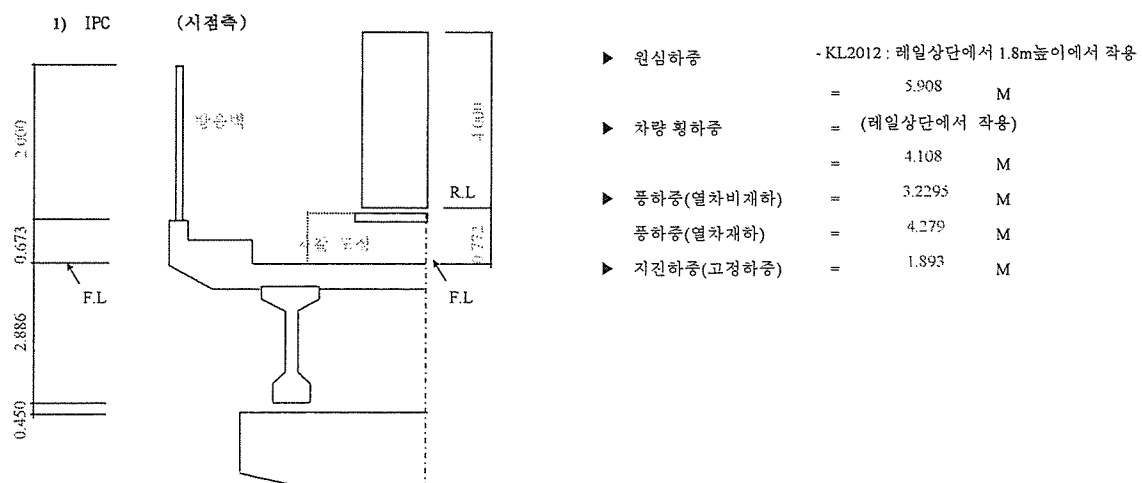
1.1 교각 단면 제원

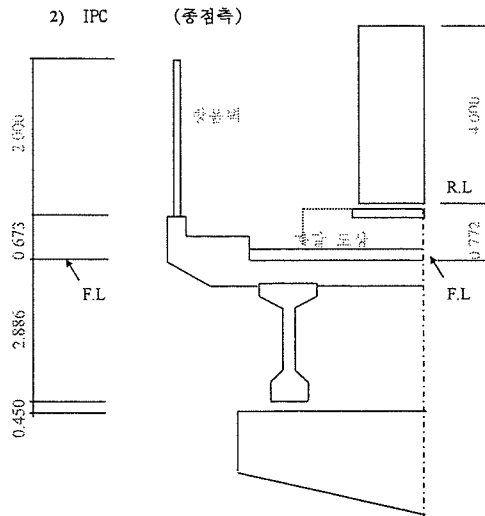


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정





- ▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용
= 5.908 M
- ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
= 4.108 M
- ▶ 풍하중(열차비재하) = 3.2295 M
- ▶ 풍하중(열차재하) = 4.279 M
- ▶ 지진하중(고정하중) = 1.893 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)	IPC	1395.00		1380.00		1395.00		4170.00
	IPC	1395.00		1380.00		1395.00		4170.00
계		2790.00	0.00	2760.00	0.00	2790.00		8340.00

▣ 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 ; $Pc = \pi / 4 \times 2.800^2 \times 24.500$
 $\times 8.200 = 1237.046 \text{ kN}$

- 기 초 ; $Wf1 = 2.300 \times 8.500 \times 24.500 = 478.975 \text{ kN/m}$

2) 활 하중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- IPC(35m)

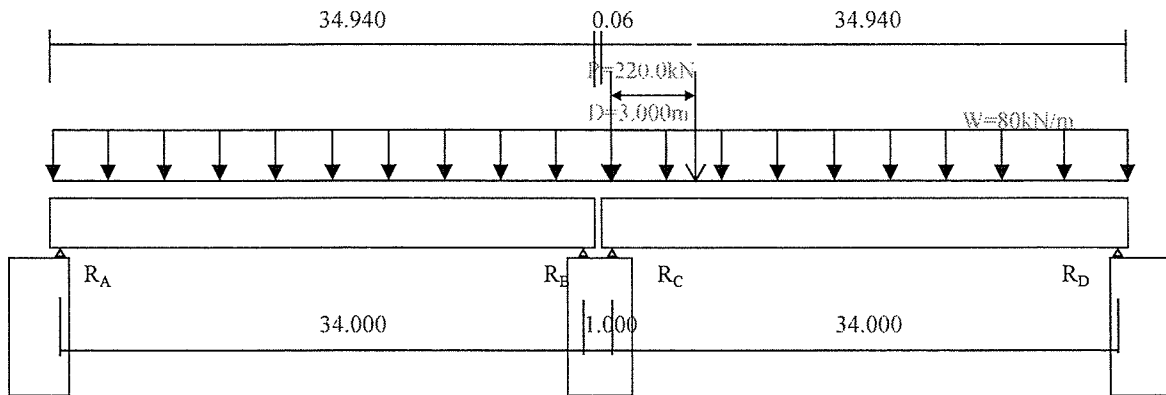
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.241	0.000	0.340	0.000	0.436		1.02
보도 하중 (단선)	0.623	0.000	0.262	0.000	0.000		0.88

- IPC(35m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.241	0.000	0.340	0.000	0.436		1.02
보도 하중 (단선)	0.623	0.000	0.262	0.000	0.000		0.88

■ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned} R_A &= 1397.600 \text{ KN} & , & & R_C &= 1818.188 \text{ KN} \\ R_B &= 1397.600 \text{ KN} & , & & R_D &= 1417.012 \text{ KN} \end{aligned}$$

② 보도균집하중 재하시

$$\text{보도폭} : b = 0.85 \text{ m}$$

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

$$W_b = 0.85 \times 5.00 \times 34.94 \times 1/2 = 74.248 \text{ KN}$$

$$W_c = 0.85 \times 5.00 \times 34.94 \times 1/2 = 74.248 \text{ KN}$$

■ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	383.62	0.00	494.33	0.00	609.91		1487.86
R_{LC}	485.15	0.00	637.24	0.00	793.46		1915.85
ΣR_L	868.77	0.00	1131.57	0.00	1403.37		3403.72

■ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	409.17	0.00	530.29	0.00	656.10		1595.56
R_{LC}	518.39	0.00	684.03	0.00	853.55		2055.97
ΣR_L	927.56	0.00	1214.32	0.00	1509.65		3651.53

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.

$$\begin{aligned}
 \sum PLf &= 0.000 \text{ kN} \\
 MLfb &= 0.000 \times 4.108 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MLfc &= 0.000 \times 4.108 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum MLf &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- IPC

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

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	↓

- IPC

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

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

$$\text{곡선반경 : } R = \infty \quad L = 34.000 \quad , \quad 34.000 \quad V = 250 \quad \text{km/hr}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.475}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.475}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots c \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.475 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.475 \quad \dots c \text{ 지점}$$

가) 복선

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

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

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

$$\Sigma P_c = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 5.908 = 0.000 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 5.908 = 0.000 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M_c = 0.000 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

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

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

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

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

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

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

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

- IPC

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

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

$$R_{pc1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times -1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1487.86 kN , 지점c 1915.85 kN

$$P_{cb} = 1487.86 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 1915.85 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 5.908 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 5.908 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

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

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

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

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

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

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

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

- IPC

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

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

$$R_{pc1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times -1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

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	×	5.559	×	17.470	=	291.347	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.559	×	17.470	=	291.347	kN
	Mn3b	=	291.347	×	3.2295			=	940.905	kN·m
	Mn3c	=	291.347	×	3.230			=	940.905	kN·m
	Σ Mn3	=						=	1881.81	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

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

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

$$R_{nb1} = 940.905 \times 1.700 / 5.780 = 276.737 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 940.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 940.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb4} = 940.905 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb5} = 940.905 \times -1.700 / 5.780 = -276.737 \text{ kN}$$

- IPC

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

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

$$R_{nc1} = 940.91 \times 1.700 / 5.780 = 276.737 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 940.91 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 940.91 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 940.91 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 940.91 \times -1.700 / 5.780 = -276.737 \text{ kN}$$

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	×	7.658	×	17.470	=	200.678	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.658	×	17.470	=	200.678	kN
	Mn3b	=	200.678	×	4.279		=	858.701	kN·m	
	Mn3c	=	200.678	×	4.279		=	858.701	kN·m	
	Σ Mn3						=	1717.402	kN·m	

▣ 교각에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

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

$$R_{nb1} = 858.701 \times 1.700 / 5.780 = 252.559 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 858.701 \times -1.700 / 5.780 = -252.559 \text{ kN}$$

- IPC

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

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

$$R_{nc1} = 858.701 \times 1.700 / 5.780 = 252.559 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 858.701 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 858.701 \times -1.700 / 5.780 = -252.559 \text{ kN}$$

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 m/sec

A = 0.000 m² : 교각의 연직투영면적

P = 0.4 × 1.944² × 0.000 = 0 kN

H = 0.6 × 수심 = 0.6 × 0.000 = 0 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)}	200.46		202.09		199.13	601.68	1.0교직+0.3교축
	H _{EB(교축)}	461.53		436.68		457.15	1355.36	0.3교직+1.0교축
중점측	H _{EC(교직)}	255.75		257.86		253.99	767.60	1.0교직+0.3교축
	H _{EC(교축)}	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$$M_{eb(\text{교직})} = 601.683 \times 1.893 = 1138.987 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교직})} = 767.603 \times 1.893 = 1453.072 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

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

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

$$R_{Eb1} = 1138.987 \times 1.700 / 5.780 = 334.996 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 1138.987 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 1138.987 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 1138.987 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 1138.987 \times (-1.700) / 5.780 = -334.996 \text{ kN}$$

- IPC

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

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

$$R_{EC1} = 1453.072 \times 1.700 / 5.780 = 427.374 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 1453.072 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 1453.072 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 1453.072 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 1453.072 \times (-1.700) / 5.780 = -427.374 \text{ kN}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{OE(\text{교직})}$	$M_{OE(\text{교직})}$	비고
기둥하단	1,411.550	15,693.458	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

■ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	$H_{EB(\text{교직})}$	492.35		496.37		489.10	1477.82	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(\text{교축})}$	1133.59		1072.54		1122.84	3328.96	0.3교직+1.0교축
중점측	$H_{EC(\text{교직})}$	628.16		633.33		623.85	1885.34	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(\text{교축})}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$$M_{eb(\text{교직})} = 1477.819 \times 1.893 = 2797.511 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교직})} = 1885.340 \times 1.893 = 3568.949 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- IPC

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

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

$$R_{Eb1} = 2797.511 \times 1.700 / 5.780 = 822.797 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 2797.511 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 2797.511 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 2797.511 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 2797.511 \times (-1.700) / 5.780 = -822.797 \text{ kN}$$

- IPC

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

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

$$R_{EC1} = 3568.949 \times 1.700 / 5.780 = 1049.691 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 3568.949 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 3568.949 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 3568.949 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 3568.949 \times (-1.700) / 5.780 = -1049.691 \text{ kN}$$

$$P_E = 1477.82 + 1885.340 = 3363.159 \text{ kN}$$

$$M_c = 3363.159 \times 1.893 = 6366.460 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(\text{교각})}$	$M_{0E(\text{교각})}$	비 고
기둥하단	3,466.965	38545.34	1.0교각+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정 하중

	좌측 구간		우측 구간	
고정하중	4170.000	kN	4170.000	kN
편 심	0.500	m	-0.500	m

$$M_d = 4170 \times 0.500 + 4170 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 구간		우측 구간	
활하중	단선재하시	1487.862	kN	1915.853	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$$M_{L\text{단선}} = 1487.86 \times 0.500 + 1915.85 \times -0.500 = -213.995 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 구간		우측 구간	
활하중	단선재하시	1595.564	kN	2055.967	kN
	복선재하시	0.000	kN	0.000	kN
편 심		0.500	m	-0.500	m

$$M_{L\text{단선}} = 1595.56 \times 0.500 + 2055.97 \times -0.500 = -230.201 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

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

$$\text{기둥 } W_{n2} = 3.000 \times 2.800 \times 0.6 = 5.040 \text{ kN/m}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

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

$$\text{기둥 } W_{t2} = 1.500 \times 2.800 \times 0.6 = 2.520 \text{ kN/m}$$

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

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

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

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 20 \times 35.000 = 700.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 20 \times 35.000 = 700.000 \text{ kN}$$

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

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T = 33 \times 35.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T = 33 \times 35.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

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

$$R_m = 4170.00 + 1397.600 = 5567.600 \text{ kN}$$

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

$$= 700.00 - 417.570 \text{ (제동하중)}$$

$$= 1000.00 - 417.570 \text{ (시동하중)}$$

$$= 282.43 < T/2 = 350.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= 582.43 > T/2 = 500.00 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 350.00 \text{ kN(제동하중)}, 582.43 \text{ kN(시동하중)}$$

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

$$R_m = 4170.00 + 1818.19 = 5988.188 \text{ kN}$$

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

$$= 898.228 > T/2 = 350.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 898.228 > T/2 = 500.000 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 350.000 \text{ kN(제동하중)}, 500.000 \text{ kN(시동하중)}$$

마) 설계수평력

$$T \text{ (단 선)} = T_f + T_m = 582.430 + 500.000 = 1082.430 \text{ kN}$$

$$T \text{ (복 선)} = T_f + T_m = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

6) 장대레일 중하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 2 \times 3 \times 34.940 = 209.640 \text{ kN}$$

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

$$= 209.64 - 312.750$$

$$= -103.11 < T/2 = 104.82$$

$$\therefore T_f = 104.82 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 2 \times 3 \times 34.940 = 209.640 \text{ kN}$$

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

$$= 625.500 > T/2 = 104.820$$

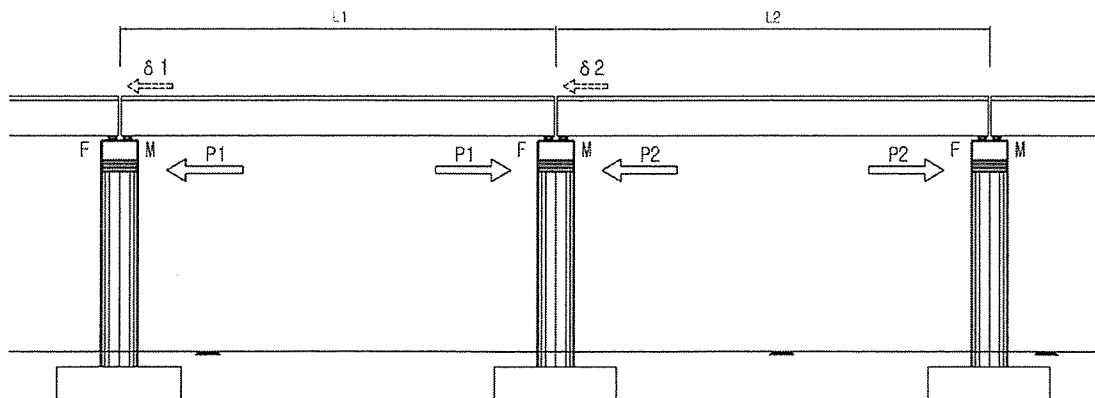
$$\therefore T_m = 104.82 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 104.820 + 104.820 = 209.640 \text{ kN}$$

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

$$T_{s1} = 4170.00 \times 0.150 = 625.500 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 4170.00 \times 0.150 = 625.500 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 5765.56 \times 0.150 = 864.835 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 6225.97 \times 0.150 = 933.895 \text{ kN}$$

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)

$$\therefore \delta 1 = 15 \times 0.00001 \times 34.000 = 0.0051 \text{ m}$$

$$\therefore \delta 2 = 15 \times 0.00001 \times 34.000 = 0.0051 \text{ m}$$

▶ 등가수평력

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

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 1196.260 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 3.017 m⁴

L: 10.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	625.500	1196.260	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용
고정하중+열차하중+시제동하중	864.835	1778.690	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용

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

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 1196.260 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 3.017 m⁴

L: 10.200 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	625.500	1196.260	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용
고정하중+열차하중+시제동하중	933.895	1696.260	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	625.500	슈마찰력 : MAX(Ts1, Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	433.895	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)	$H_{0E(교육)}$	$M_{0E(교육)}$	비고
기둥하단	1433.84	14376.37	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

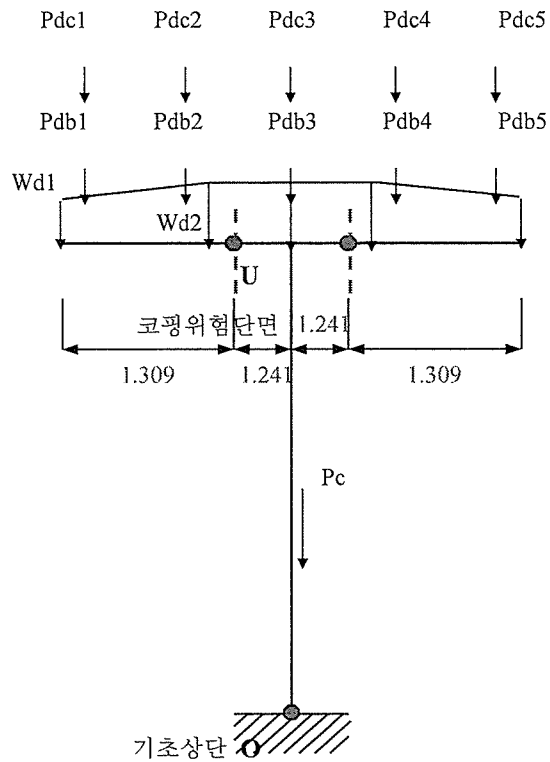
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(교육)}$	$M_{0E(교육)}$	비고
기둥하단	3521.71	35310.39	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

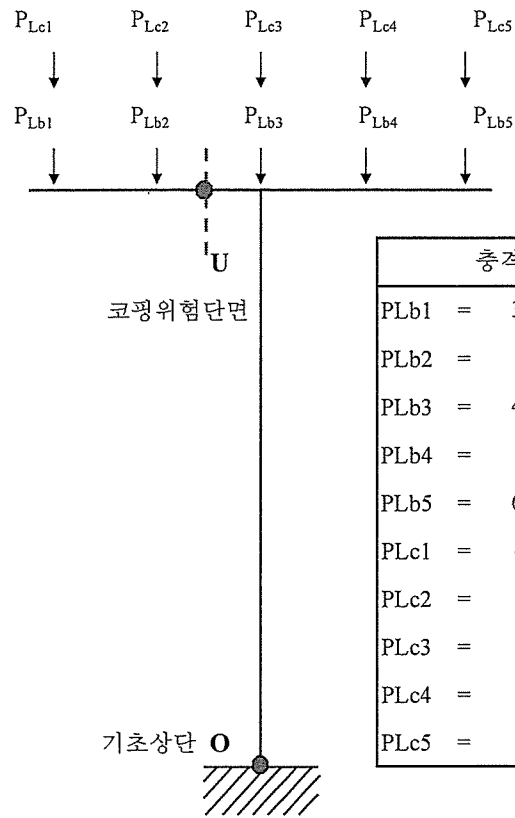
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	1395.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	1380.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	1395.00	kN
Pdc1	=	1395.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	1380.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	1395.00	kN
Wd1	=	82.320	kN/m
Wd2	=	137.200	kN/m
Pc	=	1237.046	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	1395.000	0.459	1395.000	640.699	1.700	1395.000	2371.500
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	1380.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	1380.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	1395.000	0.459	1395.000	640.699	-1.700	1395.000	-2371.500
Pcd1	1395.000	0.459	1395.000	640.699	1.700	1395.000	2371.500
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	1380.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	1380.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	1395.000	0.459	1395.000	640.699	-1.700	1395.000	-2371.500
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	1237.046	-1.241	0.000	0	0.000	1237.046	0.000
합 계			2940.82	1356.228		10219.142	0.000

2-2) 활 하중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시		충격고려시(모멘트)	
PLb1	= 383.622 kN	PLb1	= 409.172 kN
PLb2	= 0.000 kN	PLb2	= 0.000 kN
PLb3	= 494.328 kN	PLb3	= 530.292 kN
PLb4	= 0.000 kN	PLb4	= 0.000 kN
PLb5	= 609.913 kN	PLb5	= 656.101 kN
PLc1	= 485.15 kN	PLc1	= 518.39 kN
PLc2	= 0.00 kN	PLc2	= 0.00 kN
PLc3	= 637.24 kN	PLc3	= 684.03 kN
PLc4	= 0.00 kN	PLc4	= 0.00 kN
PLc5	= 793.46 kN	PLc5	= 853.55 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	383.622	0.459	383.622	176.191	1.700	383.622	652.157
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	494.328	-1.241	0.000	0.000	0.000	494.328	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	609.913	0.459	609.913	280.122	-1.700	609.913	-1036.851
PLc1	485.152	0.459	485.152	222.822	1.700	485.152	824.758
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	637.244	-1.241	0.000	0.000	0.000	637.244	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	793.457	0.459	793.457	364.421	-1.700	793.457	-1348.877
합 계			1403.370	644.543		3403.715	908.813

Moy= -213.995 kN·m

Ho= 0.000 kN

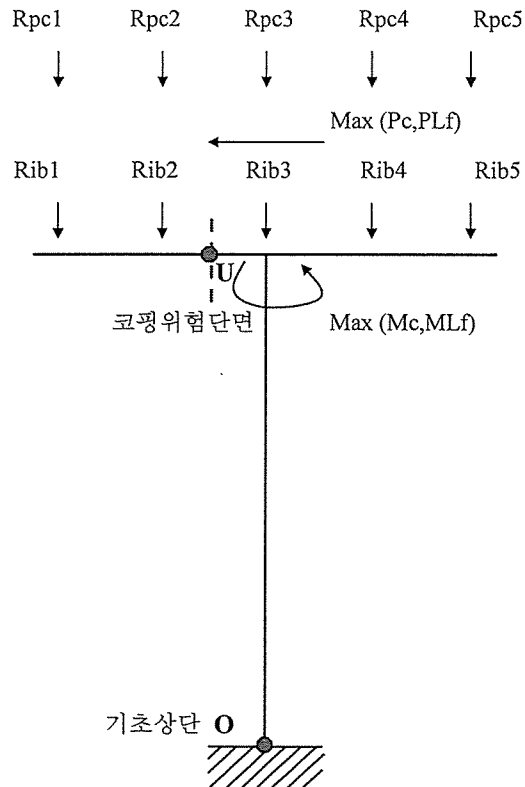
▶ 충격 고려시

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	409.172	0.459	409.172	187.925	1.700	409.172	695.592
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	530.292	-1.241	0.000	0.000	0.000	530.292	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	656.101	0.459	656.101	301.336	-1.700	656.101	-1115.372
PLc1	518.390	0.459	518.390	238.088	1.700	518.390	881.264
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	684.031	-1.241	0.000	0.000	0.000	684.031	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	853.545	0.459	853.545	392.018	-1.700	853.545	-1451.027
합 계			1509.646	693.354		3651.531	989.543

Moy= -230.201 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)

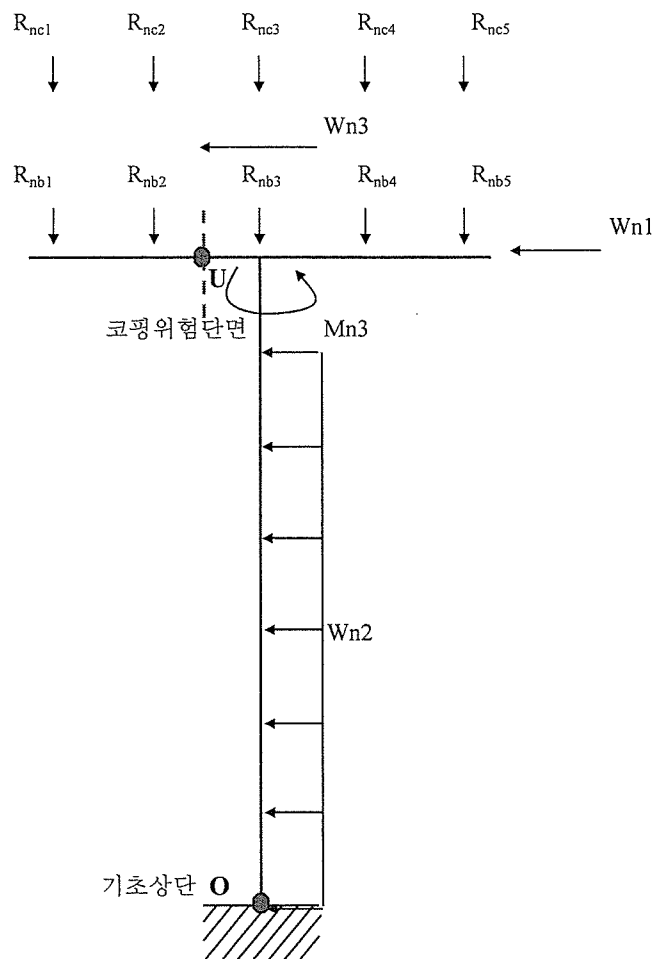
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

Max (PLf, Pc)	=	0.000	kN
Max (MLf, Mc)	=	0.000	kN·m

Rib1	=	0.000	kN
Rib2	=	0.000	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	0.000	kN
Rib5	=	0.000	kN
Rpc1	=	0.000	kN
Rpc2	=	0.000	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	0.000	kN
Rpc5	=	0.000	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	0.000	0.459	0.000	0.000	1.700	0.000	0.000
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	0.000	0.459	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
Pcd1	0.000	0.459	0.000	0.000	1.700	0.000	0.000
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	0.000	0.459	0.000	0.000	-1.700	0.000	0.000
PLf	0.000	-	-	-	10.200	-	0.000
합 계			0.000	0.000		0.000	0.000

4) 풍 하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

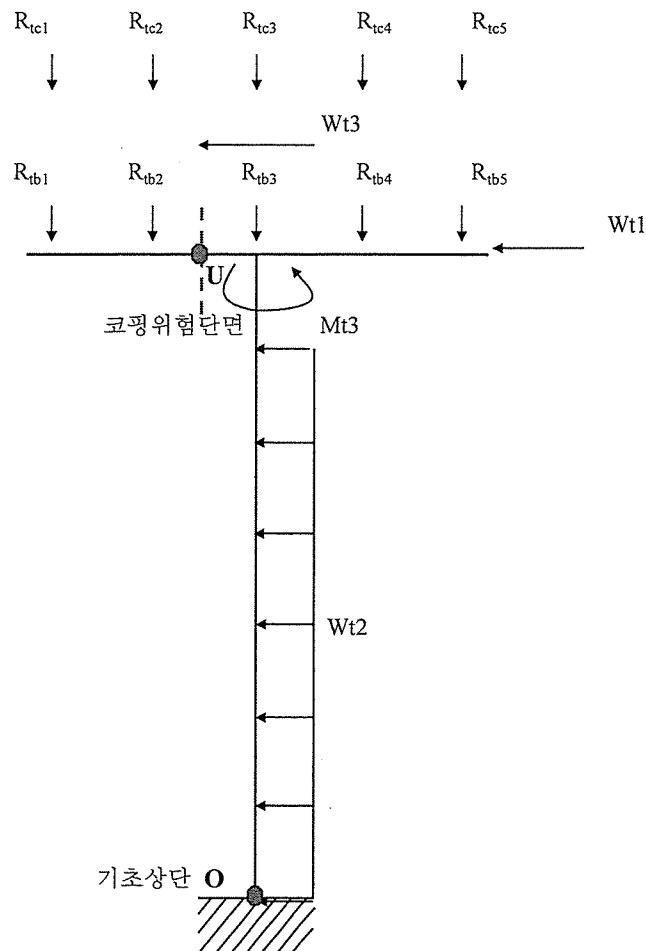


Wn1	=	16.800	kN
Wn2	=	5.040	kN/m
Wn3b	=	291.347	kN
Wn3c	=	291.347	kN
Mn3	=	1881.810	kN·m

Rnb1	=	276.737	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-276.737	kN
Rnc1	=	276.737	kN
Rnc2	=	0.000	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	0.000	kN
Rnc5	=	-276.737	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	276.737	0.459	276.737	127.100	1.700	276.737	470.453
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	-276.737	0.459	-276.737	-127.100	-1.700	-276.737	470.453
Rnc1	276.737	0.459	276.737	127.100	1.700	276.737	470.453
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	-276.737	0.459	-276.737	-127.100	-1.700	-276.737	470.453
Wn1	16.80	-	-	-	10.200	-	171.360
Wn2	41.33	-	-	-	4.100	-	169.445
Wn3	582.69	-	-	-	10.200	-	5943.479
합 계	640.822		553.474	254.201		0.000	8166.094

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

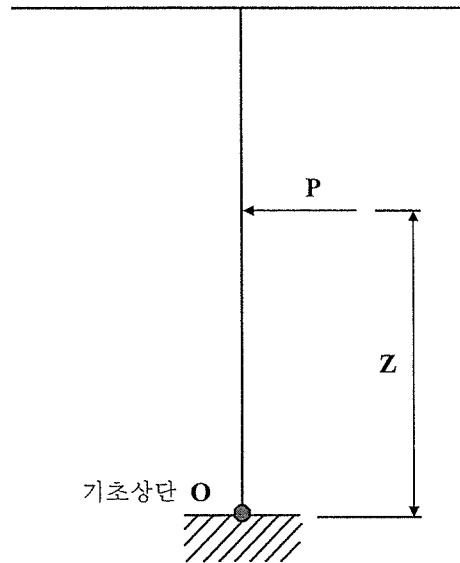


Wt1	=	8.400	kN
Wt2	=	2.520	kN/m
Wt3b	=	200.678	kN
Wt3c	=	200.678	kN
Mt3	=	858.701	kN·m

Rtb1	=	252.559	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-252.559	kN
Rtc1	=	252.559	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-252.559	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	252.559	0.459	252.559	115.996	1.700	252.559	429.351
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	-252.559	0.459	-252.559	-115.996	-1.700	-252.559	429.351
Rtc1	252.559	0.459	252.559	115.996	1.700	252.559	429.351
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	-252.559	0.459	-252.559	-115.996	-1.700	-252.559	429.351
Wt1	8.40	-	-	-	10.200	-	85.680
Wt2	20.66	-	-	-	4.100	-	84.722
Wn3	401.36	-	-	-	10.200	-	4093.831
합 계	430.420		505.118	231.992		0.000	5981.636

6) 유수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	5.000	m

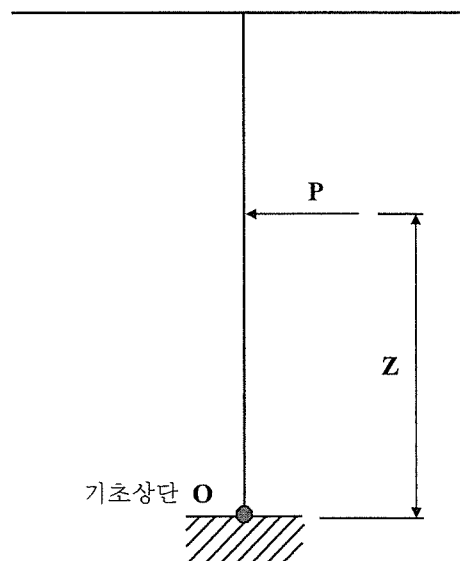
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 0.000 \times 5.000 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	6.800	m

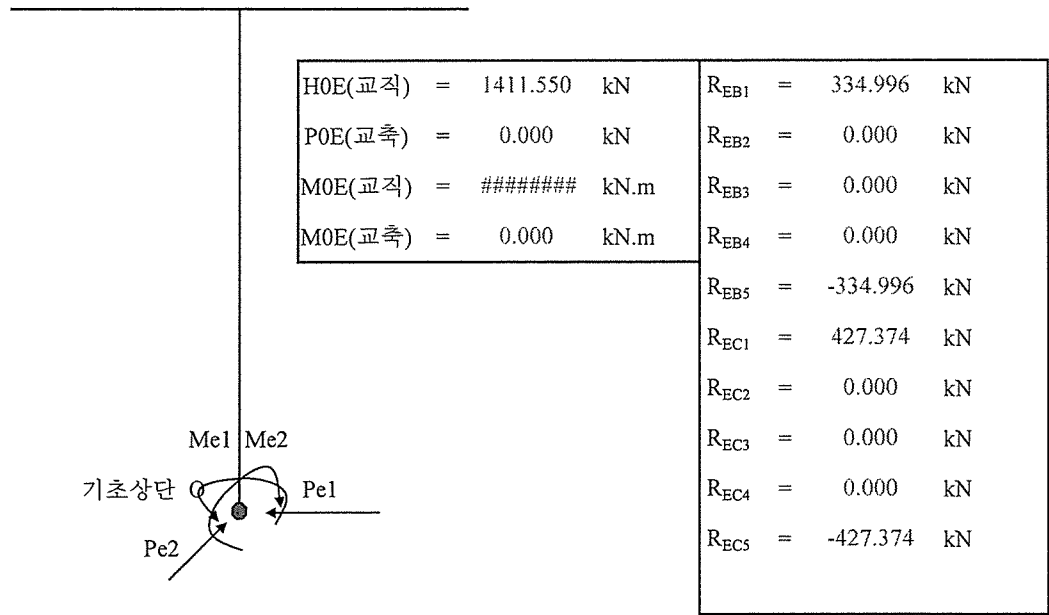
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 1000.000 \times 6.800 = 6800.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

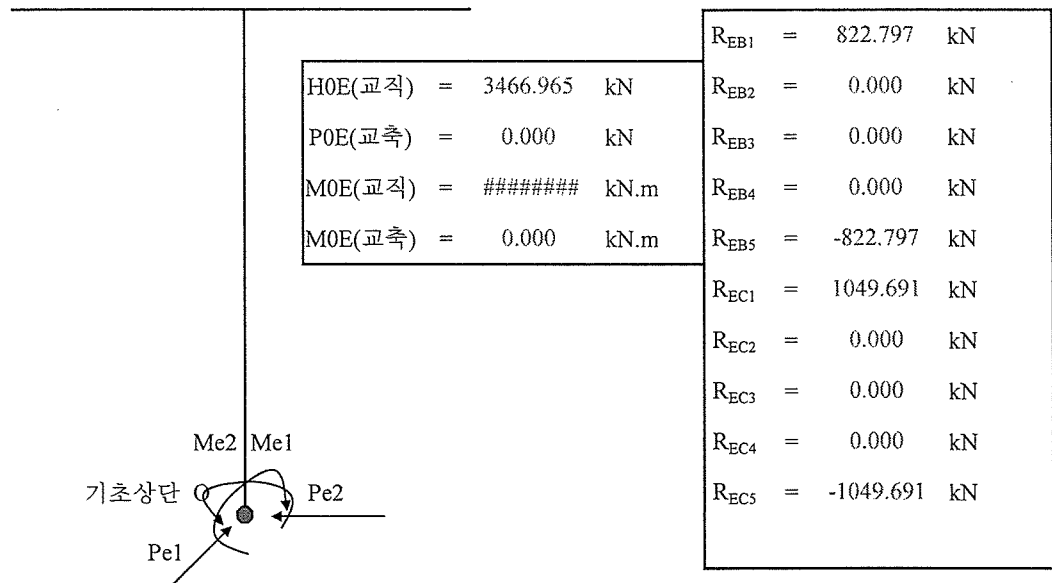
$$H_o = 1000.000 \text{ kN}$$

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



구 분	하 중	교평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모 멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모 멘트(Mox)
REB1	334.996	0.459	334.996	153.858	-	-	-
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	-334.996	0.459	-334.996	-153.858	-	-	-
REC1	427.374	0.459	427.374	196.285	-	-	-
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	-427.374	0.459	-427.374	-196.285	-	-	-
He1	1411.550	-	-	-	-	-	15693.458
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			762.370	350.143			

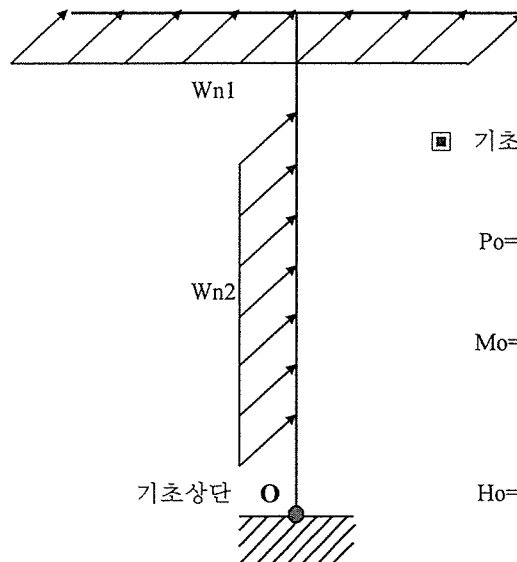
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



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	822.797	0.459	822.797	377.896	-	-	-
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	-822.797	0.459	-822.797	-377.896	-	-	-
REC1	1049.691	0.459	1049.691	482.104	-	-	-
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	-1049.691	0.459	-1049.691	-482.104	-	-	-
He1	3466.965	-	-	-	-	-	38545.336
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			1872.488	860.001			

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

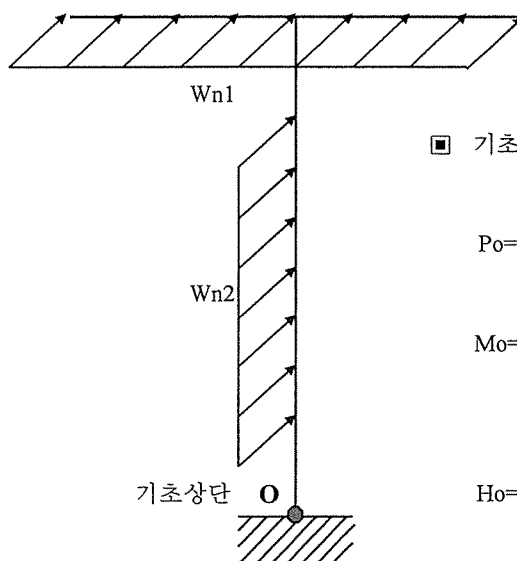
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 28.081 \times 9.200 + 41.328 \times 4.100 = 427.786 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 69.4086 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



W_{n1}	=	2.753	kN/m
W_{n2}	=	2.520	kN/m

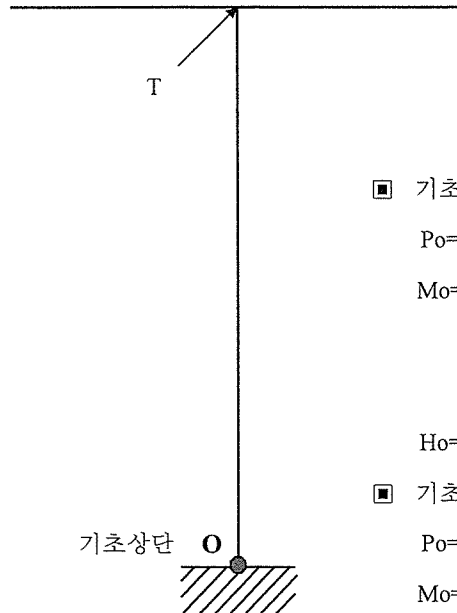
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 14.040 \times 9.200 + 20.664 \times 4.100 = 213.893 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 34.7043 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{\text{m복선}}$	=	0.000	kN
$T_{\text{단선}}$	=	582.430	kN
$T_{\text{m단선}}$	=	500.000	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 0.000 \times 10.650 + \\ &\quad 0.000 \times 10.650 \\ &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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

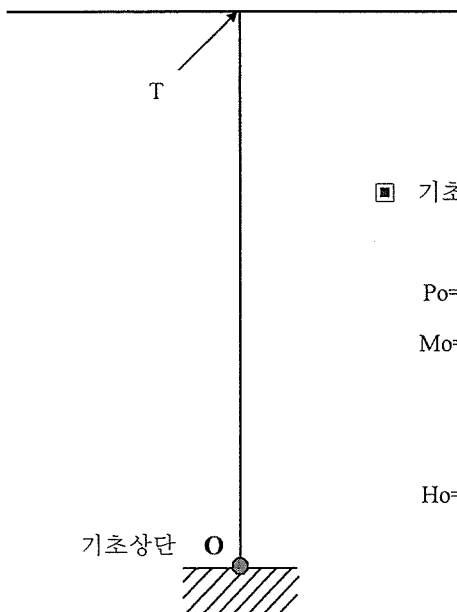
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 582.430 \times 10.650 + \\ &\quad 500.000 \times 10.650 \\ &= 11527.880 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 1082.43 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	104.820	kN
T_m	=	104.820	kN

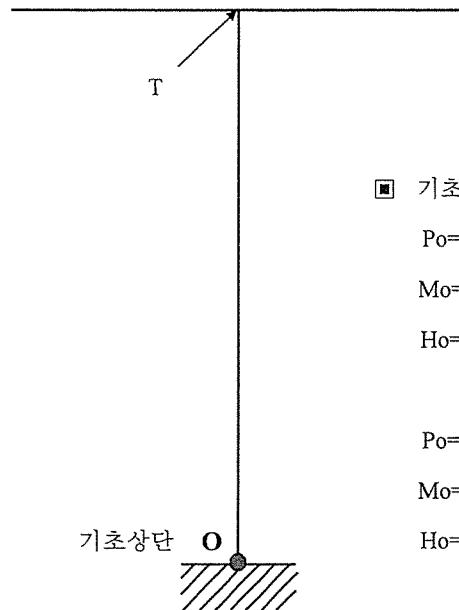
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$\begin{aligned} M_o &= 104.820 \times 10.650 + \\ &\quad 104.820 \times 10.650 \\ &= 2232.666 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 209.640 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	625.500	kN
시제동하중 작용시	=	433.895	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 625.500 \times 10.650 = 6661.575 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

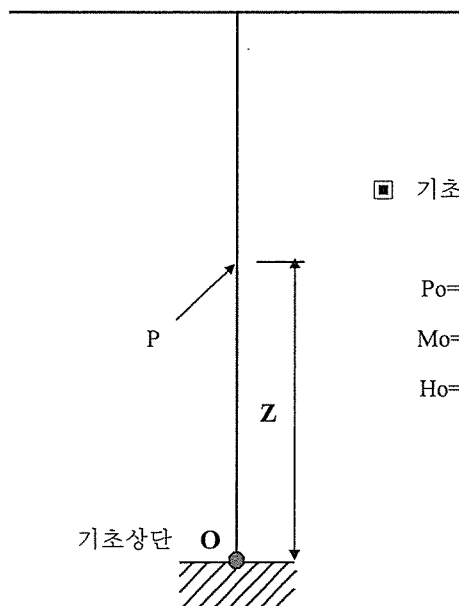
$$H_o = 625.500 \text{ kN}$$

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

$$M_o = 433.895 \times 10.650 = 4620.981 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 433.895 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	6.800	M

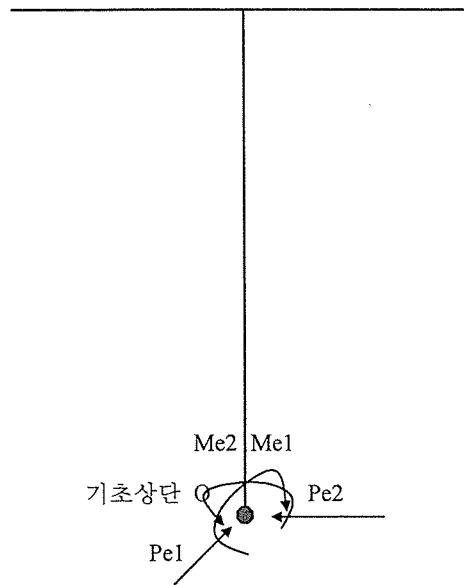
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 500.000 \times 6.800 = 3400.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

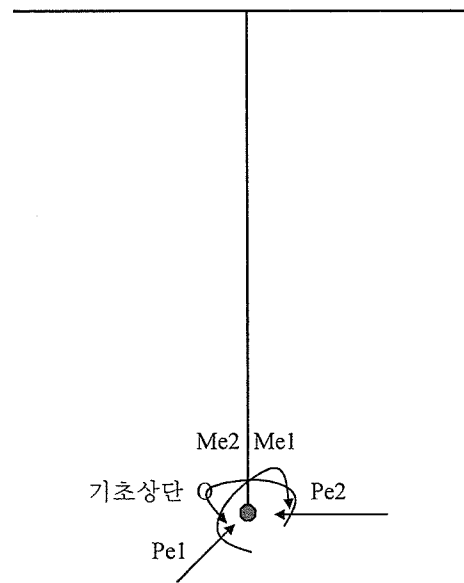
He1= 1433.837 kN·m

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= 3521.705 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		2,941	1,356	
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	1,403	645	
		충격 고려시	1,510	693	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	단선교량
Load Case 3-2		단 선	-	-	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		553	254	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		505	232	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		762	350	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		1,872	860	

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	-	-	-	2,941	1,356	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	4,450	2,050	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	3,494	1,610	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	3,446	1,588	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	4,956	2,282	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,941	1,356	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	4,450	2,050	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	3,494	1,610	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중경우	고정하중 + 자중	활하중 (충격고려)		행하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌 에 의 한 하 중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가없을 때	열차 가있을 때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	3,970	1,831	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	6,763	3,114	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	4,705	2,170	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	7,121	3,279	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	3,970	1,831	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	6,084	2,802	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	4,717	2,174	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	4,652	2,144	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	6,766	3,115	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	3,970	1,831	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	6,084	2,802	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	4,193	1,933	
comb 23	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	1.00		5,008	2,306	운행성
comb 24	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-		1.00	6,118	2,816	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.93=(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		-	-	10,219	0	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	3,404	909	214
			충격 고려시	-	-	3,652	990	230
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		641	-	-	8,166	-
L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		430	-	-	5,982	-	
교 직 방 향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	6,800	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		1,412	-	-	15,693	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		3,467	-	-	38,545	-
교 축 방 향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	69	-	-	428
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	35	-	-	214
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	1,082	-	-	11,528
	L.C 13	장대레일중하중		-	210	-	-	2,233
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	626	-	-	6,662
			시제동하중 작용	-	434	-	-	4,621
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	3,400
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,434	-	-	14,376
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	3,522	-	-	35,310

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)		행하중 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	10,219	-	-	-	-	
combo 2	13,871	-	990	-	230	
combo 3	10,219	-	-	626	6,662	
combo 4	13,871	-	990	626	6,892	
combo 5	10,219	641	8,166	695	7,089	
combo 6	10,219	430	5,982	678	7,068	
combo 7	13,871	430	6,971	1,761	18,826	
combo 8	10,219	1,000	6,800	500	3,400	
combo 9	13,871	1,000	7,790	500	3,630	
combo 10	10,219	1,641	14,966	569	3,828	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하 중 경 우	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	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 24	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 25	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 26	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.93 = (1 / (1 + \text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 11	13,796	-	-	-	-	철설기 8.3.1
comb 12	20,551	-	1,831	-	426	철설기 8.3.1
comb 13	16,351	-	-	-	-	철설기 8.3.2
comb 14	22,193	-	1,583	-	368	철설기 8.3.2
comb 15	13,796	-	-	844	8,993	철설기 8.3.3
comb 16	18,908	-	1,385	844	9,315	철설기 8.3.3
comb 17	13,796	865	11,024	938	9,571	철설기 8.3.4
comb 18	13,796	581	8,075	926	9,653	철설기 8.3.5
comb 19	18,908	581	9,461	2,442	26,114	철설기 8.3.5
comb 20	13,796	1,350	9,180	675	4,590	철설기 8.3.7
comb 21	18,908	1,350	10,565	675	4,912	철설기 8.3.7
comb 22	12,263	1,969	17,959	683	4,593	철설기 8.3.8
comb 23	13,615	-	920	1,434	14,590	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 24	13,615	1,412	16,614	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 25	13,615	-	920	3,522	35,524	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 26	13,615	3,467	39,466	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중, 최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하 중 경 우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고 정 하 중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충 돌 하 중	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	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 40	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 41	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 42	1.00	-	0.93	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.93 = (1 / (1 + \text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	8,175	-	-	-	-	철설기 8.3.1
comb 28	14,931	-	1,831	-	426	철설기 8.3.1
comb 29	8,175	-	-	-	-	철설기 8.3.2
comb 30	14,018	-	1,583	-	368	철설기 8.3.2
comb 31	8,175	-	-	844	8,993	철설기 8.3.3
comb 32	13,287	-	1,385	844	9,315	철설기 8.3.3
comb 33	8,175	865	11,024	938	9,571	철설기 8.3.4
comb 34	8,175	581	8,075	926	9,653	철설기 8.3.5
comb 35	13,287	581	9,461	2,442	26,114	철설기 8.3.5
comb 36	8,175	1,350	9,180	675	4,590	철설기 8.3.7
comb 37	13,287	1,350	10,565	675	4,912	철설기 8.3.7
comb 38	9,197	1,969	17,959	683	4,593	철설기 8.3.8
comb 39	13,615	-	920	1,434	14,590	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	13,615	1,412	16,614	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	13,615	-	920	3,522	35,524	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	13,615	3,467	39,466	-	214	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 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 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	-	-	-	-	-	-	-	

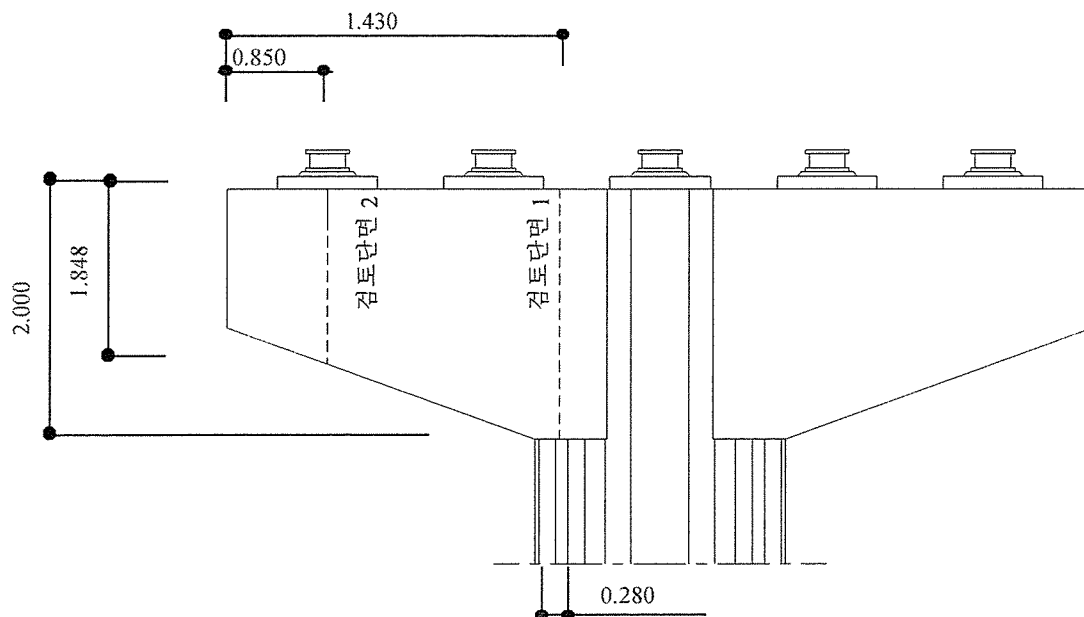
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 43	10,219	-	-	-	-	철설기 8.3.1
combo 44	13,623	-	909	-	214	철설기 8.3.1
combo 45	10,219	-	-	626	6,662	철설기 8.3.3
combo 46	13,623	-	909	626	6,876	철설기 8.3.3
combo 47	10,219	641	8,166	695	7,089	철설기 8.3.4
combo 48	10,219	430	5,982	678	7,068	철설기 8.3.5
combo 49	13,623	430	6,890	1,761	18,809	철설기 8.3.5
combo 50	10,219	1,000	6,800	500	3,400	철설기 8.3.7
combo 51	13,623	1,000	7,709	500	3,614	철설기 8.3.7
combo 52	10,219	1,769	16,599	583	3,913	철설기 8.3.8
combo 53	13,623	-	909	1,434	14,590	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	13,623	1,412	16,602	-	214	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	13,623	-	909	3,522	35,524	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	13,623	3,467	39,454	-	214	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	2,282	
계수하중	최대모멘트	comb 14	3,279	
	최대전단력	comb 14	7,121	



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	3,279	7,121	2,282

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

∴ 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 4.290 %]

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

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

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 4961.188 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

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

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

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

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

$$\Rightarrow 4/3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 6.615 \text{ mm}^2$$

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

휨에 대한 검토

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

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

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 3279.331 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 3.950] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

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

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

$$\Phi V_c = 4019.37 < V_u = 7120.749 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 20096.854 \text{ kN} > 7120.749 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\text{H 19 사용, } A_h = 6 \times 286.500 = 1,719.000 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \times b \times S_h \quad \therefore \text{O.K}$$

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

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

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

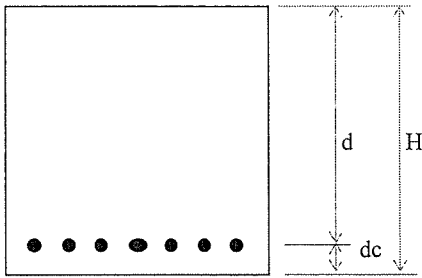
- 전단강도검토

$$V_u = 7120.749 \text{ kN} < \Phi (V_c + V_s) = 4019.37 + 5406.255 = 9425.626 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

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,
$M_o =$	2,282	kN·m,	$A_s =$	21,281	mm ²
$N =$	21		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= & 394 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= & 62 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) &= & 65 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 88 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 976 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 2800 / 21 = 133.3 \text{ mm} < 976 \text{ mm O.K!!}$$

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	3279.331	7120.749	2281.574

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 7120.749 \text{ kN}$$

$$M_u = 3279.331 \text{ kN·m}$$

나) corbel 판정

$$a = M_u / V_u = 3279.331 / 7120.749 = 0.461 \text{ m}$$

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

$$a / d = 0.461 / 1.850 = 0.249 < 1.0 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 7120.749 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 7120.749 = 1424.15 \text{ kN}$$

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

$$= 3279.331 + 1424.150 \times (2.000 - 1.850)$$

$$= 3492.954 \text{ kN·m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2,800 \times 1,850 = 31,080 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2,800 \times 1,850 = 29,008 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 29,008.00 = 21,756.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 21.756 \text{ kN} > V_u = 7.121 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{7,120,749}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 16,954 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 3,493 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{33}{0.006} = 5,954 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 1,424 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 1,424 / (0.75 \times 400)$$

$$= 4747.167 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$$\geq 5954 + 4747 = 10,701 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 16954 + 4747 = 16,050 \text{ mm}^2$$

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

$$\therefore A_s = 16,050 \text{ mm}^2$$

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	0	-	0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 =	300 mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.326 \text{]}$$

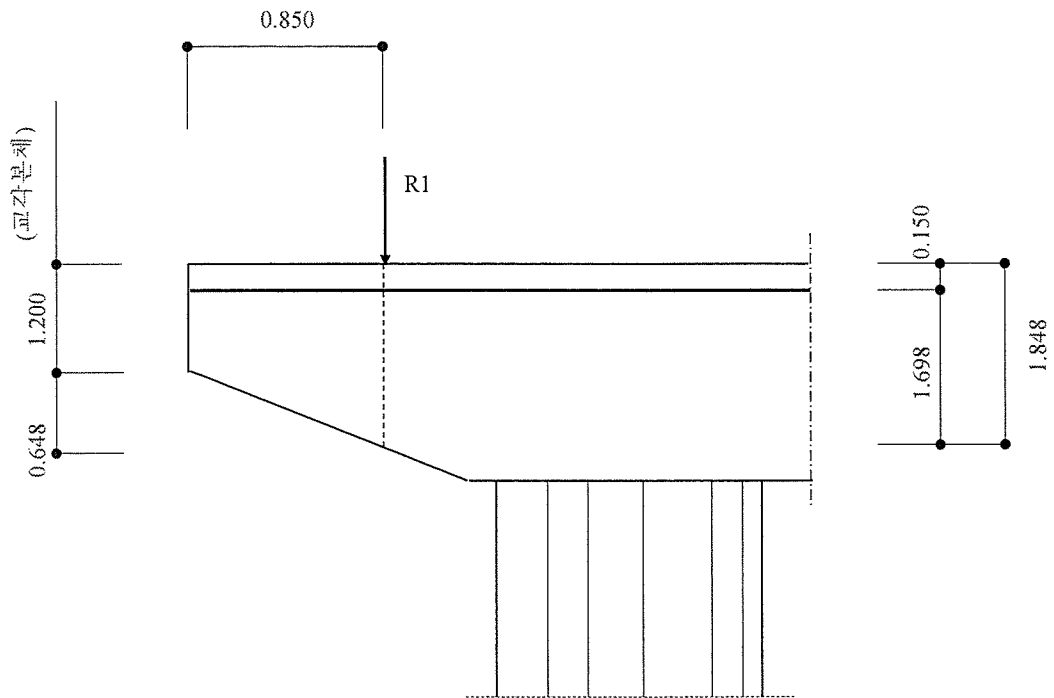
- O.K -

바) 폐쇄 스토퍼, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (16,050 - 4,747) = 5,651 \text{ mm}^2$$

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	145.769	2987.961	2281.574

1) 하중산정

가) 자중

$$\begin{aligned}
 W_{01} &= 1.200 \times 0.850 \times 2.800 \times 24.500 = 69.972 \text{ kN} \\
 W_{02} &= \frac{1}{2} \times 0.648 \times 0.850 \times 2.800 \\
 &\quad \times 24.500 = 18.881 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 88.853 \text{ kN} \\
 M_{01} &= 69.972 \times 0.425 = 29.738 \text{ kN.m} \\
 M_{02} &= 18.881 \times 0.283 = 5.343 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 35.082 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

나) 상부 고정하중

$$R_D = 1395.000 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

$$R_D = 383.622 \text{ kN}$$

라) 설계하중 (1.6 × 자중 + 1.6 × 고정하중 + 1.6 × 활하중)

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 88.853 + 1.6 \times 1395.000 + 1.6 \times 383.622 \\ &= 2987.961 \text{ kN} \\ M_u &= 1.6 \times 35.082 \\ &= 56.130 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$\begin{aligned} a = M_u / V_u &= 56.130 / 2987.961 = 0.019 \text{ m} \\ d &= 1.848 - 0.150 = 1.698 \text{ m} \\ a / d &= 0.019 / 1.698 = 0.011 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토} \end{aligned}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 2987.961 \text{ kN} \\ N_u &= 0.2 \times V_u = 0.2 \times 2987.961 = 597.592 \text{ kN} \\ M_u &= M_u + N_u \times (H - D) \\ &= 56.130 + 597.592 \times (1.848 - 1.698) \\ &= 145.769 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

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

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

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

$$\Phi V_{n\_max} = 19964.000 \text{ kN} > V_u = 2987.961 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{2987961.000}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 7114.193 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 145.769 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{1.504}{0.006} = 268.452 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 597.592 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 597.592 / (0.75 \times 400)$$

$$= 1991.973 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$\begin{aligned}
 A_s &\geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d) \\
 &\geq 268.452 + 1991.973 = 2260.425 \text{ mm}^2 \\
 &\geq 2/3 \times 7114.193 + 1991.973 = 6734.768 \text{ mm}^2 \\
 &\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 2800.000 \times 1697.619 = 14260.000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

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

Use 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	0	-	0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 = 300 mm

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

- O.K -

바) 폐쇄 스티럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$\begin{aligned}
 A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (14260.000 - 1991.973) \\
 &= 6134.014 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Use	H	19	-	6	EA	×	5	단	=	8595.000 mm ²

∴ O.K!!

7.기 등 설계

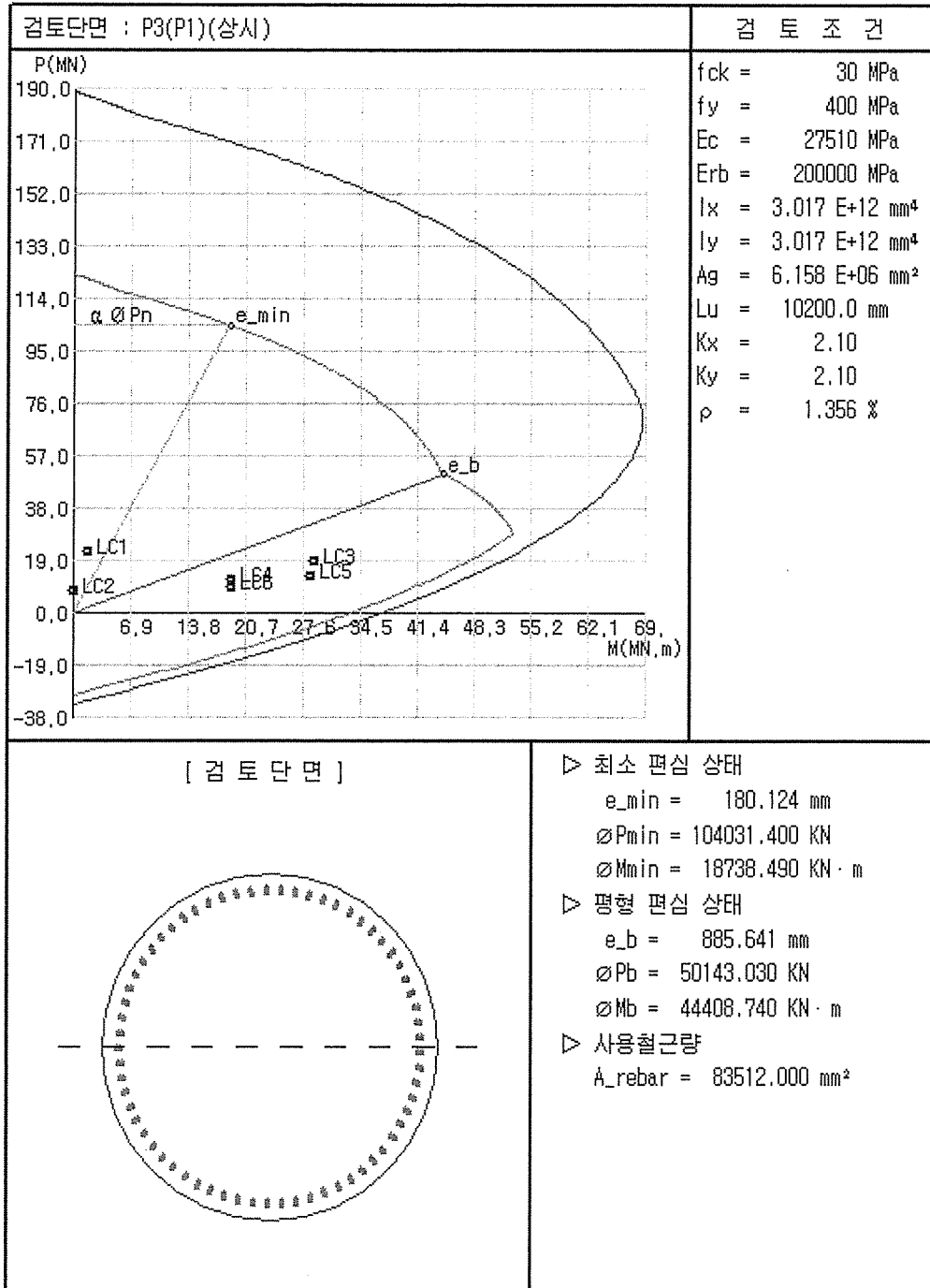
7.1 단면력 집계

구 분	하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
			교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력	22,193	0	0	368	1,583	Load case 1
	최소축력	8,175	0	0	0	0	Load case 2
	최 대 모멘트	18,908	2,442	581	26,114	9,461	Load case 3
		12,263	683	1,969	4,593	17,959	Load case 4
	최 대 편 심	13,287	2,442	581	26,114	9,461	Load case 5
		9,197	683	1,969	4,593	17,959	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향	13,615	1,434	0	14,590	920	Load case 7
	교축직각방향	13,615	0	1,412	214	16,614	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향	13,615	3,522	0	35,524	920	Load case 9
	교축직각방향	13,615	0	3,467	214	39,466	Load case 10

7.2 기동해석

1) 상 시

▶ P - M 상관도



▶ P3(P1)(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P3(P1)(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') : 139.5 mm

형방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 2800.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 10200.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 65ea = 41756.0 \text{ mm}^2$ ($dc = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 65ea = 41756.0 \text{ mm}^2$ ($dc = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 83512.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 22193.077 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 368.322 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 368.322 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 1583.269 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 1583.269 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 30.6$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 30.6$

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

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.043$
Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.043$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 384.242 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 1651.703 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 1695.808 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 76.904^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.14 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 76.41 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.274 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.705 + 12686.214 + -9662.266 = 76857.650 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46495.009 + 11600.123 + 9999.096 = 68094.230 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.98 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65226$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50131.33 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44415.28 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e \leq e_{min} \rightarrow$ 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$
 $M_n = \alpha P_n \times e_{min} = 28831.150 \text{ KN}\cdot\text{m}$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$
축력 감소 계수 : $\alpha = 0.850$
설계축하중강도 : $\alpha \phi P_n = 104031.354 \text{ KN} \geq P_u = 22193.077 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$
설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 18740.247 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 1695.808 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 8175.314 \text{ KN}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 30.6$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 30.6$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.015$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.015$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 0.000^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.14 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 0.00 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.296 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73832.188 + 12688.784 + -9662.794 = 76858.170 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.611 + 11601.462 + 9999.026 = 68095.090 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.98 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65227$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50132.39 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44416.48 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e \leq e_{min} \rightarrow$ 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$

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

$\alpha P_n = \alpha \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \} = 160048.200 \text{ KN}$

$M_n = \alpha P_n \times e_{min} = 28830.422 \text{ KN}\cdot\text{m}$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.650$

축력 감 소 계 수 : $\alpha = 0.850$

설계축하중강도 : $\alpha \phi P_n = 104031.354 \text{ KN} \geq P_u = 8175.314 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 18739.775 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 18907.985 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) : } M_{ux} = 26114.126 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux.s} = 26114.126 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 9460.569 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 9460.569 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비 : } \lambda_x = 30.6$$

$$\text{Y축 세장비 : } \lambda_y = 30.6$$

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

$$\beta_{dy} = 0.000$$

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

$$\delta_{x.s} = 1.037$$

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

$$\delta_{y.s} = 1.037$$

$$\text{X축 확대모멘트 : } \delta M_{ux} = 27069.682 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트 : } \delta M_{uy} = 9806.743 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 : } \delta M_u = 28791.316 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 : } \theta_{rot} = 19.914^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 : } e_{min} = 180.12 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 : } e = 1522.71 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.299 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.890 + 12708.579 + -9656.126 = 76886.340 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.905 + 11600.452 + 9998.160 = 68093.520 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 : } e_b = 885.64 \text{ mm}$$

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

$$\text{강 도 감 소 계 수 : } \phi = 0.65212$$

$$\text{평 형 축 하 중 : } \phi P_b = 50139.01 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 : } \phi M_b = 44405.04 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1139.572 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 1522.707 \text{ mm} \quad \approx \quad e = 1522.707 \text{ mm} \quad \text{----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : P_{used} = 1.356 \%$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 47122.162 + 10067.105 + -15665.627 = 41523.640 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 39690.172 + 10405.119 + 13133.036 = 63228.320 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00404$

$$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00404 < 0.005 \quad \text{-----> 변화구간단면}$$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

$$\text{강도 감소 계수} : \phi = 0.820$$

$$\text{설계축하중강도} : \phi P_n = 34047.821 \text{ KN} \geq P_u = 18907.985 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 힘 강 도} : \phi M_n = 51844.846 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 28791.316 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 12262.971 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 4593.344 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux.s} = 4593.344 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 17959.312 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 17959.312 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 30.6$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 30.6$$

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

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.023$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.023$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 4700.968 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 18380.105 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 18971.752 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 75.653^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.12 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1547.08 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.275 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.696 + 12709.951 + -9656.734 = 76886.910 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46495.008 + 11600.942 + 9998.279 = 68094.230 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.64 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65217$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50143.03 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44408.74 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1128.091 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1547.076 \text{ mm} \approx e = 1547.076 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$

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

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.004112 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 46474.818 + 9996.010 + -15805.388 = 40665.450 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 39397.693 + 10361.317 + 13153.528 = 62912.540 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00411$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00411 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.826$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 33589.299 \text{ KN} \geq P_u = 12262.971 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 51965.207 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 18971.752 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(5) Load Case 5

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 13287.457 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 26114.126 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux.s} = 26114.126 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 9460.569 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 9460.569 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 30.6$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 30.6$$

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

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.025$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.025$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 26778.410 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 9701.223 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 28481.519 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 19.914^\circ$$

$$\text{최소 편심} : e_{min} = 180.12 \text{ mm}$$

$$\text{작용 편심} : e = 2143.49 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.299 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.890 + 12708.579 + -9656.126 = 76886.340 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.905 + 11600.452 + 9998.160 = 68093.520 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평형 편심} : e_b = 885.64 \text{ mm}$$

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

$$\text{강도 감소 계수} : \phi = 0.65212$$

$$\text{평형 축하중} : \phi P_b = 50139.01 \text{ KN}$$

$$\text{평형 모멘트} : \phi M_b = 44405.04 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 928.975 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 2143.489 \text{ mm} \approx e = 2143.489 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.356 \%$

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

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.005635 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 35517.176 + 8743.662 + -18077.248 = 26183.590 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 33487.161 + 9486.114 + 13150.964 = 56124.240 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00564$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00564 \rightarrow \text{인장지배단면}$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 23565.230 \text{ KN} \geq P_u = 13287.457 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 50511.814 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 28481.519 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 9197.228 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 4593.344 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 4593.344 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 17959.312 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 17959.312 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 30.6$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 30.6$

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 : $\delta M_{ux} = 4673.592 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 18273.070 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 18861.271 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 75.653^\circ$

최 소 편 심 : $e_{\min} = 180.12 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 2050.76 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.275 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.696 + 12709.951 + -9656.734 = 76886.910 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46495.008 + 11600.942 + 9998.279 = 68094.230 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.64 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65217$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50143.03 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44408.74 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 951.747 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 2050.756 \text{ mm} \approx e = 2050.756 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{\text{used}} = 1.356 \%$

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

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00543 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 36740.039 + 8894.234 + -17829.104 = 27805.170 \text{ KN}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00543$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00543 \rightarrow$ 인장지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

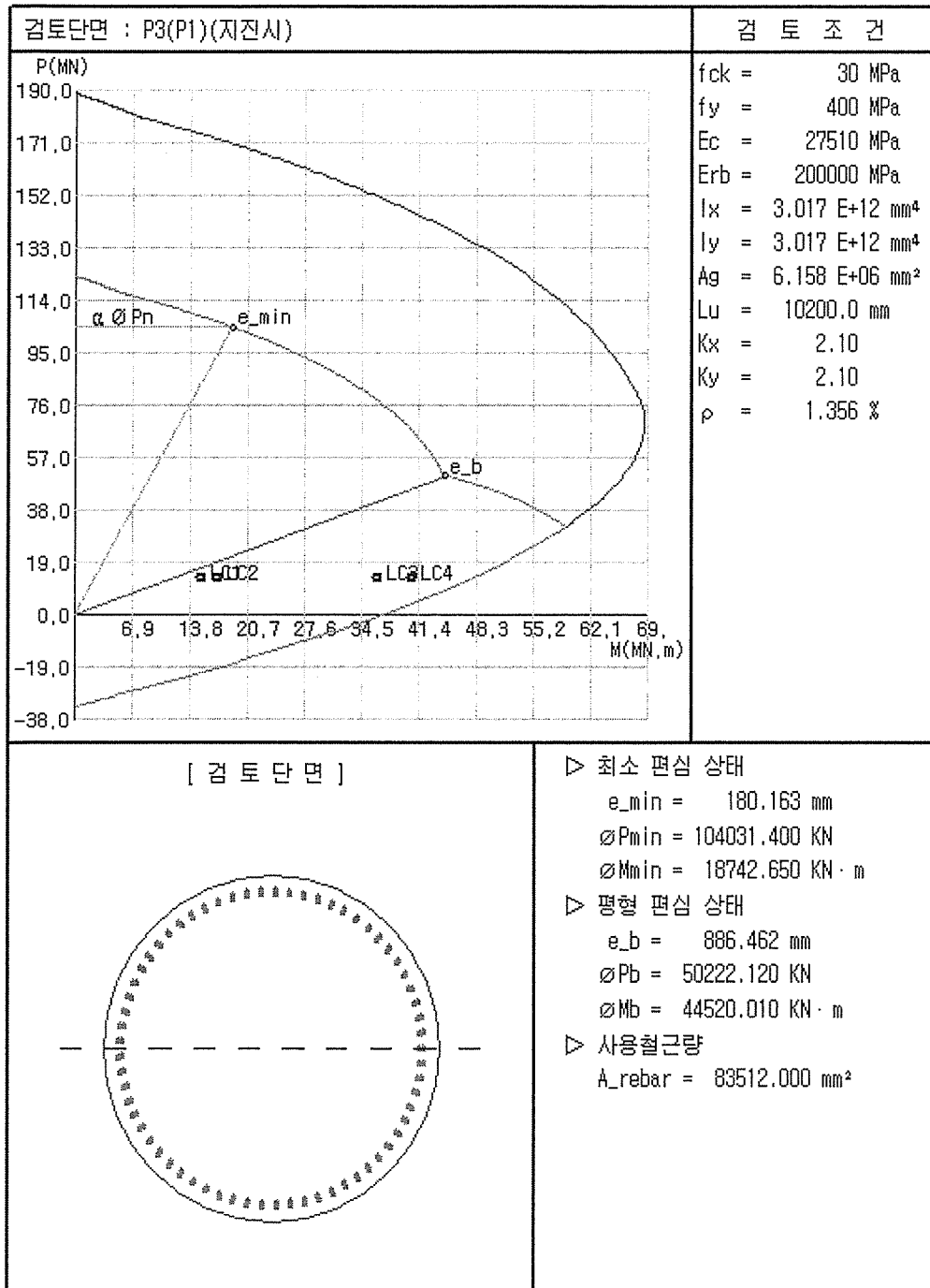
설계축하중강도 : $\phi P_n = 25024.651 \text{ KN} \geq P_u = 9197.228 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 51319.455 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 18861.271 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

7.2 기동해석

2) 지진시

▶ P - M 상관도



▶ P3(P1)(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P3(P1)(지진시)

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') : 139.5 mm

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 2800.00 mm

비지지 길이 (Lu) : 10200.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 65ea = 41756.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 65ea = 41756.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 83512.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 13615.066 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 14590.459 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 14590.459 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 920.275 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 920.275 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 30.6$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 30.6$

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

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.026$
Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.026$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 14970.997 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 944.277 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 15000.747 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 3.609^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.12 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 1101.78 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.299 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.651 + 12709.487 + -9656.255 = 76886.880 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.740 + 11600.887 + 9998.058 = 68093.680 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.63 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65302$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50208.74 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44466.60 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1407.393 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n/P_n = 1101.776 \text{ mm} \approx e = 1101.776 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00270 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 62623.927 + 11641.038 + -12453.482 = 61811.480 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 44877.196 + 11224.828 + 12000.359 = 68102.380 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.0027$
 $\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.0027 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면
 $\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.732$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 45228.928 \text{ KN} \geq P_u = 13615.066 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 49832.130 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 15000.747 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용 하중

계수축하중 : $P_u = 13615.066 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 214.087 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 214.087 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 16613.734 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 16613.734 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 30.6$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 30.6$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.026$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.026$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 219.671 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 17047.040 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 17048.455 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 89.262^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.16 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1252.18 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1594.380 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73829.671 + 12689.425 + -9676.998 = 76842.090 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.747 + 11602.434 + 10013.438 = 68110.620 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 886.37 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.65352$
 평형 축하중 : $\phi P_b = 50217.58 \text{ KN}$
 평형 모멘트 : $\phi M_b = 44511.41 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1294.106 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1252.176 \text{ mm} \approx e = 1252.176 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$

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

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.003197 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 56102.153 + 10996.568 + -13838.266 = 53260.450 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 43117.332 + 10930.903 + 12643.216 = 66691.450 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.0032$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.0032 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 $0.65 \sim 1.00$ 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.790$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 42058.933 \text{ KN} \geq P_u = 13615.066 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 52665.176 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 17048.455 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 13615.066 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 35524.475 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 35524.475 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 920.275 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 920.275 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 30.6$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 30.6$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.026$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.026$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 36451.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 944.277 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 36463.229 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 1.484^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 180.13 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 2678.15 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.298 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73833.537 + 12713.694 + -9658.922 = 76888.310 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.720 + 11601.486 + 9998.449 = 68094.650 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 885.63 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65309$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 50214.66 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 44471.65 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 834.155 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 2678.153 \text{ mm} \approx e = 2678.153 \text{ mm} \rightarrow$ say O.K.

사용철근비 : $P_{used} = 1.356 \%$

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

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.006619 \geq 0.004 \dots \therefore$ O.K

$P_n = C_c + C_s + T_t = 30533.331 + 8090.351 + -19178.093 = 19445.590 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 30183.975 + 8965.560 + 12928.726 = 52078.260 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00662$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00662 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 19445.589 \text{ KN} \geq P_u = 13615.066 \text{ KN} \therefore$ O.K

$$\text{설 계 휨 강 도 : } \phi M_n = 52078.261 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 36463.229 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 13615.066 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) : } M_{ux} = 214.087 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux.s} = 214.087 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 39465.611 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 39465.611 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비 : } \lambda_x = 30.6$$

$$\text{Y축 세장비 : } \lambda_y = 30.6$$

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

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.026$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.026$$

$$\text{X축 확대모멘트 : } \delta M_{ux} = 219.671 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트 : } \delta M_{uy} = 40494.922 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 : } \delta M_u = 40495.517 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 : } \theta_{rot} = 89.689^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 : } e_{min} = 180.16 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 : } e = 2974.32 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1593.789 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73831.802 + 12688.380 + -9680.323 = 76839.870 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46494.888 + 11603.012 + 10017.736 = 68115.630 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 : } e_b = 886.46 \text{ mm}$$

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

$$\text{강 도 감 소 계 수 : } \phi = 0.65359$$

$$\text{평 형 축 하 중 : } \phi P_b = 50222.12 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 : } \phi M_b = 44520.01 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 796.522 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 2974.317 \text{ mm} \approx e = 2974.317 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.356 \%$

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

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.007066 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 28737.563 + 7825.307 + -19602.654 = 16960.210 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 28896.037 + 8744.933 + 12804.083 = 50445.050 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00707$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00707 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 16960.216 \text{ KN} \geq P_u = 13615.066 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 50445.053 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 40495.517 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 3521.705 \text{ KN}$ (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2800}{2} - 140 \right) = 802.5 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Z_s = \frac{2800}{2} + 802.459 = 2202.46 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 3521.705 / 1 = 3521.705 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 2800.0 \times 2202.46 / 1000 = 5629.570 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 5629.570 \text{ KN} > V_n = 3521.705 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 2814.785 \text{ KN} < V_n = 3521.705 \text{ KN}$$

∴ 최소전단철근 필요

$$\begin{aligned} \text{전단철근 간격 } s &= 300.0 \text{ mm} \\ \text{Req. As} &\left[\begin{aligned} 0.35 b_w s / f_y &= 735.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{최소전단철근 필요시}) \\ V_s s / (\phi_v f_y d) &= 0.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{전단철근 필요시}) \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

$$\therefore \text{USE } A_v = \frac{H}{22} \times 2 \text{ ea} = 774.200 \text{ mm}^2 > 735.000 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

$$\begin{aligned} \text{부재최소단면치수의 } 1/4 &= 700.000 \\ \text{축방향 철근지름의 } 6\text{배} &= 174.000 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{부재최소단면치수의 } 1/4 \\ \text{축방향 철근지름의 } 6\text{배} \end{aligned}} \right\} \text{중 작은값이므로 } 174 \text{ mm} \text{ 를 초과하지 않아야 한다.}$$

- 기둥에서의 단부구역 길이

$$\begin{aligned} \text{기둥의 최대단면치수} &= 2800.000 \\ \text{기둥 순높이의 } 1/6 &= 1366.667 \\ 45 \text{ cm 이상} &= 450.000 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \text{기둥의 최대단면치수} \\ \text{기둥 순높이의 } 1/6 \\ 45 \text{ cm 이상} \end{aligned}} \right\} \text{중 큰값이므로 } 2800 \text{ mm} \text{ 이상 설치한다.}$$

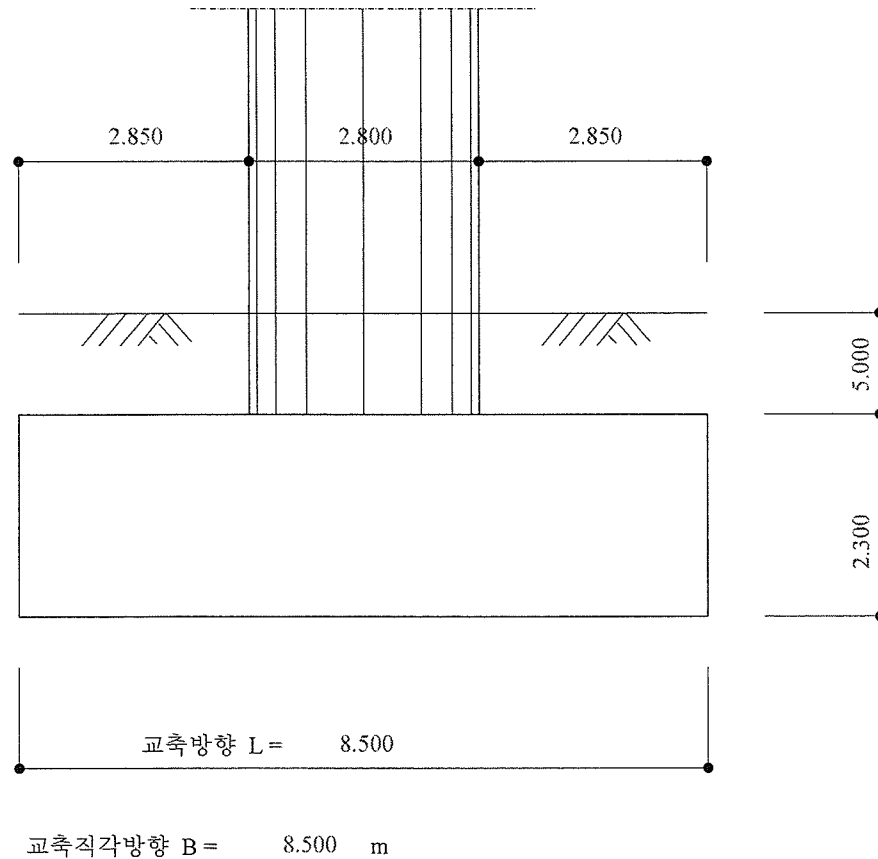
- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

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

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

$$\begin{array}{rcl} 8.500 & \times & 2.300 \times 8.500 \times 24.500 = 4071.288 \text{ kN} \\ \hline \Sigma & = & 4071.288 \text{ kN} \end{array}$$

나) 흙의 자중

$$\begin{array}{rcl} 8.500 & \times & 5.000 \times 8.500 \times 19.000 = 6863.750 \text{ kN} \\ - \pi & \times & 2.800 \times \frac{\pi}{4} \times 5.000 \times 19.000 = -584.965 \text{ kN} \\ \hline \Sigma & = & 6278.785 \text{ kN} \end{array}$$

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V_2 = 4071.288 + 6278.785 = 10350.07 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 51	1000.000	13622.857	7708.813	
적 용	combo 51	1000.000	13622.857	7708.813	
평상시 최대모멘트	combo 52	1768.986	10219.142	16599.312	
적 용	combo 52	1768.986	10219.142	16599.312	
지진시	combo 56	3466.965	13622.857	39454.149	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1760.669	13622.857	18809.415	
적 용	combo 49	1760.669	13622.857	18809.415	
평상시 최대모멘트	combo 49	1760.669	13622.857	18809.415	
적 용	combo 49	1760.669	13622.857	18809.415	
지진시	combo 55	3521.705	13622.857	35524.383	1.0

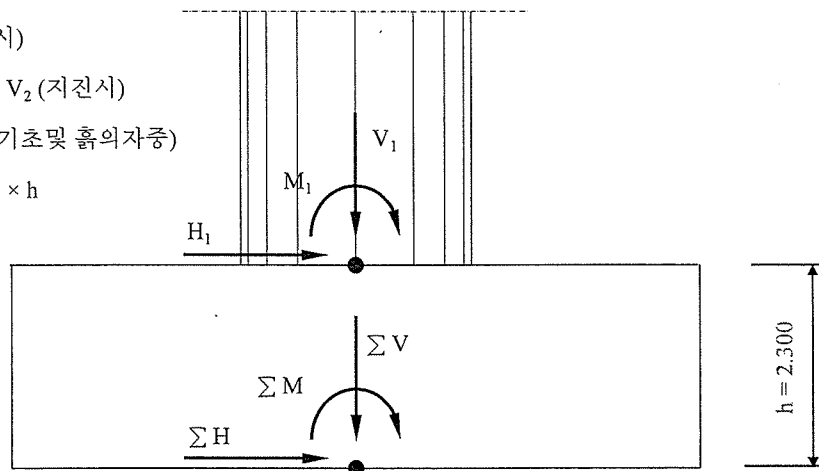
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$$\Sigma H = H_1 \text{ (평상시)}$$

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

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

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



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1000.000	23972.930	10008.813	0.418	
평상시 최대모멘트	1768.986	20569.215	20667.980	1.005	
지진시	3466.965	23972.930	47428.169	1.978	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1760.669	23972.930	22858.954	0.954	
평상시 최대모멘트	1760.669	23972.930	22858.954	0.954	
지진시	3521.705	23972.930	43624.305	1.820	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

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

$$N = 50 \quad (\text{기초지반은 지질주상도 참조})$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 8.500 / 8.500 = 1.300 \quad m$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 8.500 / 8.500 = 0.400 \quad m$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 7.300 = 138.700 \quad \text{kN/m}^2$$

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

$$C = 0$$

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

가) 평상시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2eb = 8.500 - 2 \times 1.005 = 6.490 \quad m$$

$$L' = L - 2el = 8.500 - 2 \times 0.954 = 6.593 \quad m$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 6.490 \times 6.593 = 42.789 \quad \text{m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 42.789 \times [1.300 \times 0.000 \times 95.700 + 0.400 \times 19.0 \times 6.490 \times 81.30 + 138.700 \times 100.4] = 767,443 \quad \text{kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u/3 = 767,443 / 3 = 255,814 \quad \text{kN}$$

$$Q_a = 255,814 \quad \text{kN} > V_{\max} = 23,973 \quad \text{kN} \quad \text{- O.K. -}$$

나) 지진시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\begin{aligned} \text{유효재하폭 } B' &= B - 2eb = 8.500 - 2 \times 1.978 = 4.543 \text{ m} \\ L' &= L - 2el = 8.500 - 2 \times 1.820 = 4.861 \text{ m} \\ \text{유효재하면적 } A' &= B' \times L' = 4.543 \times 4.861 = 22.084 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 22.084 \times [1.300 \times 0.000 \times 95.700 + 0.400 \times 19.0 \times 4.543 \times 81.30 + 138.700 \times 100.4] = 369,521 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 369,521 / 2 = 184,760 \text{ kN}$$

$$Q_a = 184,760 \text{ kN} > V_{\max} = 23,973 \text{ kN} \quad - \text{O.K.} -$$

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)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 23972.930 / (8.500 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.418) / 8.500 \} \\ q_{\max} &= 429.591 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 234.019 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 20569.215 / (8.500 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.005) / 8.500 \} \\ q_{\max} &= 486.621 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 82.769 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.978 > B/6 = 1.417$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 23972.930 / (8.500 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.978) / 8.500 \} \\ &= 795.178, \quad -131.568 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2 \sum V / Lx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 47945.860 / (8.500 \times 6.815) = 827.714 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 827.714 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_a = 1050.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 23972.930 / (8.500 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.954) / 8.500 \} \\ q_{\max} &= 555.137 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 108.473 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 23972.930 / (8.500 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.954) / 8.500 \} \\ q_{\max} &= 555.137 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 108.473 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.820 > L/6 = 1.417$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 23972.930 / (8.500 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.820) / 8.500 \} \\ &= 758.015, \quad -94.404 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2 \sum V / Bx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 47945.860 / (8.500 \times 7.291) = 773.672 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 773.672 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_a = 1050.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

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)

$$e_{max} = 1.005 \text{ m}$$

$$B/6 = 8.500 / 6 = 1.417 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 1.978 \text{ m}$$

$$B/3 = 8.500 / 3 = 2.833 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 0.954 \text{ m}$$

$$L/6 = 8.500 / 6 = 1.417 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 1.820 \text{ m}$$

$$L/3 = 8.500 / 3 = 2.833 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

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)

$$H_u = 20569.215 \times 0.538 = 11066.238 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 11066.2 / 1768.986 = 6.256 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 23972.930 \times 0.538 = 12897.436 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 12897.4 / 3466.97 = 3.720 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 23972.93 \times 0.538 = 12897.436 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 12897.4 / 1760.67 = 7.325 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 23972.93 \times 0.538 = 12897.436 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 12897.4 / 3521.71 = 3.662 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0	22193.077	1583.269	
적 용	comb 14	0	22193.077	1583.269	
평상시 최대모멘트	comb 22	1968.986	12262.971	17959.312	
적 용	comb 22	1968.986	12262.971	17959.312	
지진시	comb 26	3466.965	13615.066	39465.611	1.0

나) 교축방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0.000	22193.077	368.322	
적 용	comb 14	0.000	22193.077	368.322	
평상시 최대모멘트	comb 19	2441.507	18907.985	26114.126	
적 용	comb 19	2441.507	18907.985	26114.126	
지진시	comb 25	3521.705	13615.066	35524.475	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 10350.073 \times 1.6 = 16560.117 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 10350.073 \times 1.35 = 13972.598 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

$$\Sigma = 10350.073 \times 1.0 = 10350.073 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 4071.288 \times 0.154 = 626.978 \text{ kN}$$

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	38753.194	1583.269	0.041	
평상시 최대모멘트	1968.986	26235.569	22487.980	0.857	
지진시	4093.943	23965.139	48881.681	2.040	

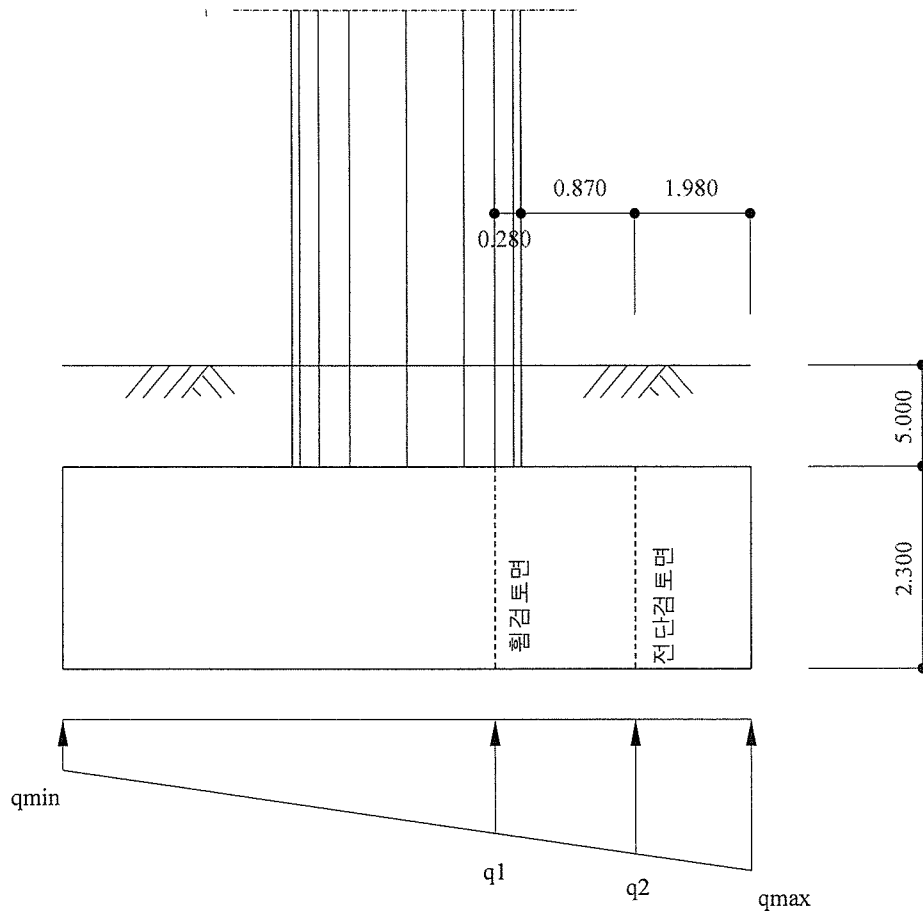
나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	38753.194	368.322	0.010	
평상시 최대모멘트	2441.507	32880.583	31729.592	0.965	
지진시	4148.683	23965.139	45066.447	1.881	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= \frac{23972.930}{(8.500 \times 8.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.418) / 8.500 \}}$$

$$q_{\max} = 429.591 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 357.575 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 234.019 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 384.035 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= \frac{20569.215}{(8.500 \times 8.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.005) / 8.500 \}}$$

$$q_{\max} = 486.621 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 337.908 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 82.769 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 392.547 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= 23972.930 / (8.500 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.978) / 8.500 \} \\
 q_{\max} &= 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)} \\
 &= 47945.860 / (8.500 \times 6.815) = 827.714 \text{ kN/m}^2 \\
 \\
 q_{\max} &= 827.714 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 652.232 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 0.000 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 791.909 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 Md &= 3.130^2 / 6 \times (2 \times 429.591 + 357.575) - \\
 &\quad 2.300 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\
 &= 1710.714 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 Sd &= 1.980 / 2 \times (429.591 + 384.035) - 2.300 \times 1.980 \times \\
 &\quad 24.5 \times 1.000 \\
 &= 693.917 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

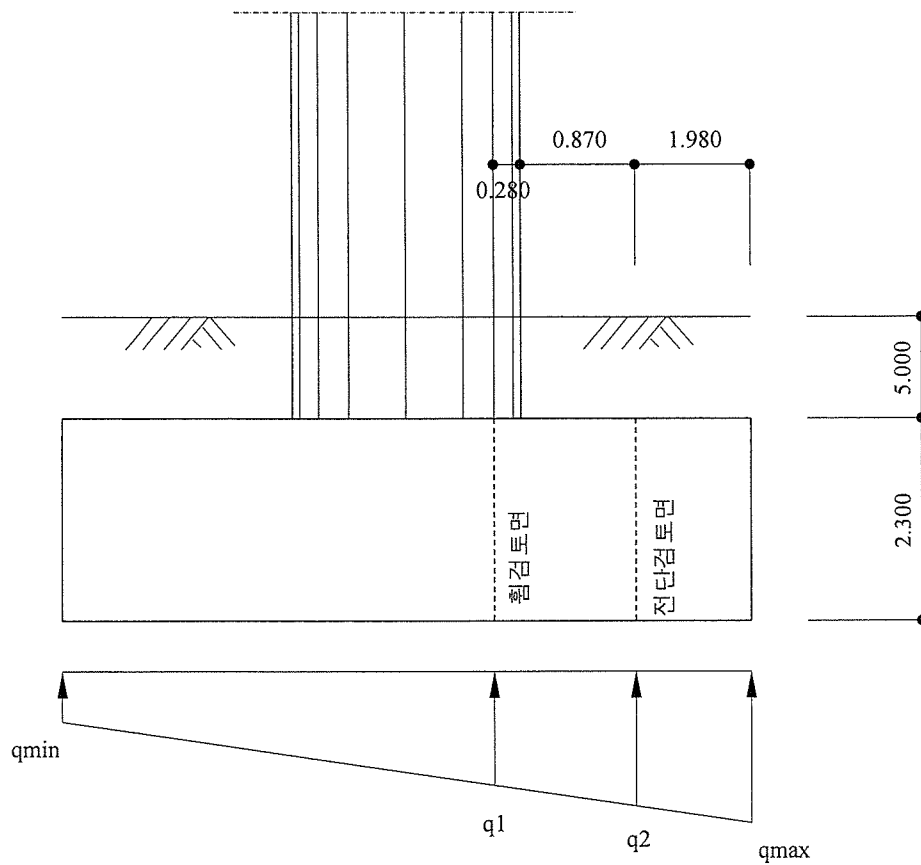
ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 Md &= 3.130^2 / 6 \times (2 \times 486.621 + 337.908) - \\
 &\quad 2.300 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\
 &= 1864.841 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 Sd &= 1.980 / 2 \times (486.621 + 392.547) - 2.300 \times 1.980 \times \\
 &\quad 24.5 \times 1.000 \\
 &= 758.804 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㄴ. 지진시

$$\begin{aligned}
 Md &= 3.130^2 / 6 \times (2 \times 827.714 + 652.232) - \\
 &\quad 2.300 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\
 &= 3491.957 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 Sd &= 1.980 / 2 \times (827.714 + 791.909) - 2.300 \times 1.980 \times \\
 &\quad 24.5 \times 1.000 \\
 &= 1491.854 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= \frac{38753.194}{(8.500 \times 8.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.041) / 8.500 \}$$

$$\begin{aligned} q_{max} &= 551.845 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 540.453 \text{ kN/m}^2 \\ q_{min} &= 520.908 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 544.638 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= \frac{26235.569}{(8.500 \times 8.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.857) / 8.500 \}$$

$$\begin{aligned} q_{max} &= 582.830 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 421.021 \text{ kN/m}^2 \\ q_{min} &= 143.415 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 480.472 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄷ. 지진시

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

$$= \frac{23965.139}{(8.500 \times 8.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.040) / 8.500 \}$$

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

$$= \frac{47930.278}{(8.500 \times 6.631)} = 850.391 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 850.391 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 448.979 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 596.462 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인경우

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 551.845 + 540.453) -$$

$$1.60 \times 2.300 \times \frac{3.130^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2242.939 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{1.980}{2} \times (551.845 + 544.638) - 1.60 \times 2.300 \times$$

$$1.980 \times 24.5$$

$$= 907.002 \text{ kN}$$

ㄱ. 모멘트 최대인경우

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 582.830 + 421.021) -$$

$$1.35 \times 2.300 \times \frac{3.130^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2218.121 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{1.980}{2} \times (582.830 + 480.472) - 1.35 \times 2.300 \times$$

$$1.980 \times 24.5$$

$$= 902.045 \text{ kN}$$

ㅁ. 지진시

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 850.391 + 448.979) -$$

$$1.0 \times 2.300 \times \frac{3.130^2}{2} \times 24.5$$

$$= 3234.136 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

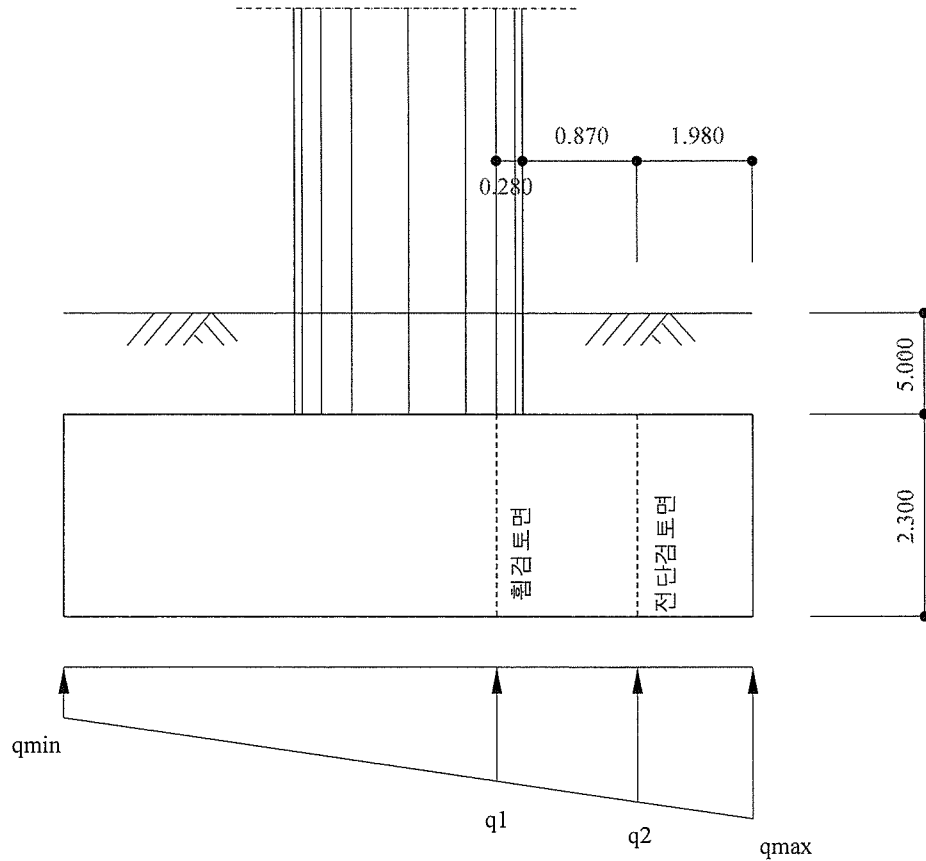
$$S_d = \frac{1.980}{2} \times (850.391 + 596.462) - 1.0 \times 2.300 \times$$

$$1.980 \times 24.5$$

$$= 1320.811 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= \frac{23972.930}{(8.500 \times 8.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.954}{8.500} \right\}$$

$$q_{\max} = 555.137 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 390.660 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 108.473 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 451.091 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= \frac{23972.930}{(8.500 \times 8.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.954}{8.500} \right\}$$

$$q_{\max} = 555.137 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 390.660 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 108.473 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 451.091 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

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

$$= \frac{23972.930}{(8.500 \times 8.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.820) / 8.500 \}$$

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

$$= \frac{47945.860}{(8.500 \times 7.291)} = 773.672 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 773.672 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 441.528 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 563.562 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 555.137 + 390.660) - \frac{2.300 \times 3.130^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2174.723 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{1.980}{2} \times (555.137 + 451.091) - 2.300 \times 1.980 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 884.593 \text{ kN}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 555.137 + 390.660) - \frac{2.300 \times 3.130^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2174.723 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{1.980}{2} \times (555.137 + 451.091) - 2.300 \times 1.980 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 884.593 \text{ kN}$$

ㅁ. 지진시

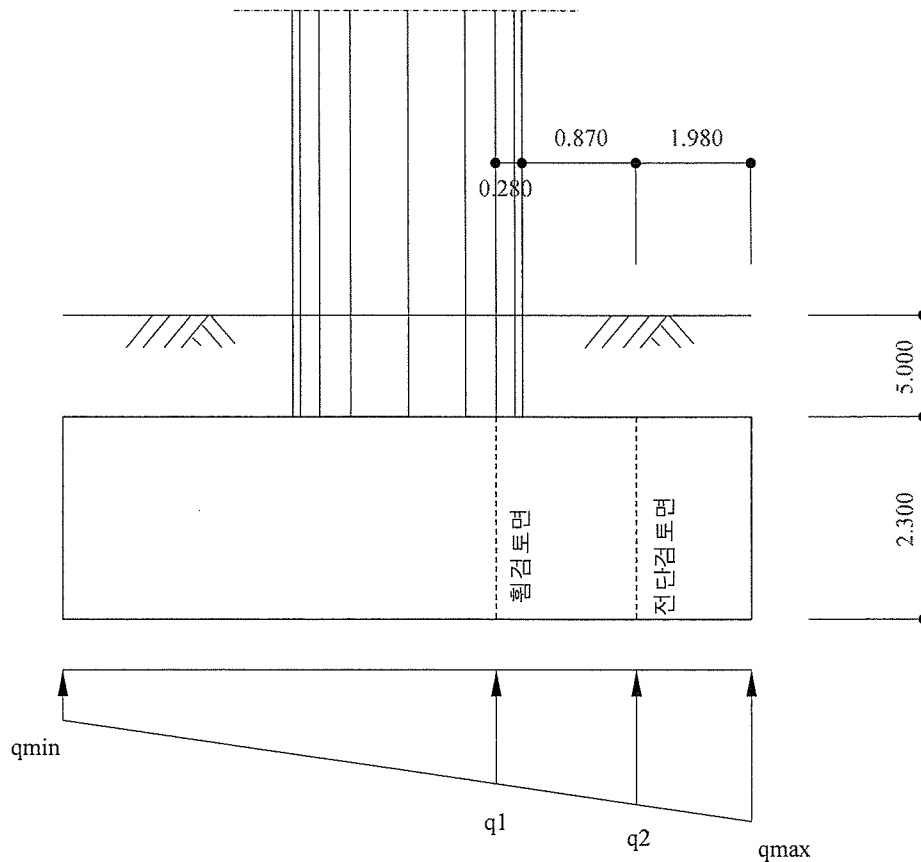
$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 773.672 + 441.528) - \frac{2.300 \times 3.130^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2971.435 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{1.980}{2} \times (773.672 + 563.562) - 2.300 \times 1.980 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1212.288 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= \frac{38753.194}{(8.500 \times 8.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.010}{8.500} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 539.975 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 537.325 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 532.778 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 538.298 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= \frac{32880.583}{(8.500 \times 8.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.965}{8.500} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 765.093 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 536.788 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 145.097 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 620.670 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄷ. 지진시

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

$$= \frac{23965.139}{(8.500 \times 8.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.881) / 8.500 \}$$

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

$$= \frac{47930.278}{(8.500 \times 7.108)} = 793.255 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 793.255 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 443.971 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 572.302 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 539.975 + 537.325) -$$

$$1.6 \times 2.300 \times \frac{3.130^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2199.068 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{1.980}{2} \times (539.975 + 538.298) - 1.6 \times 2.300 \times$$

$$1.980 \times 24.5$$

$$= 888.974 \text{ kN}$$

ㅁ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 765.093 + 536.788) -$$

$$1.35 \times 2.300 \times \frac{3.130^2}{2} \times 24.5$$

$$= 3002.351 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{1.980}{2} \times (765.093 + 620.670) - 1.35 \times 2.300 \times$$

$$1.980 \times 24.5$$

$$= 1221.281 \text{ kN}$$

ㅂ. 지진시

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 793.255 + 443.971) -$$

$$1.0 \times 2.300 \times \frac{3.130^2}{2} \times 24.5$$

$$= 3039.377 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{1.980}{2} \times (793.255 + 572.302) - 1.0 \times 2.300 \times$$

$$1.980 \times 24.5$$

$$= 1240.329 \text{ kN}$$

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 $B = 8.500 \text{ m}$

2) 교축방향 $B = 8.500 \text{ m}$

$$\beta = 1.000$$

$$A_{sm} = 2 / (\beta + 1) = 1.000 \text{ Ass}$$

* 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)	1864.841	2174.723
계수하중	전 단 력(KN)	1320.811	1240.329
	모 멘 트(KN·m)	3234.136	3039.377

* 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)	1864.841	2174.723
계수하중	전 단 력(KN)	1320.811	1240.329
	모 멘 트(KN·m)	3234.136	3039.377

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2300.00	2150.00	150.00	3234.136	1320.811	1864.841

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

→ Use As (total) = 6193.600 mm² [사용률 1.459]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 97.155 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.05250 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

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

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

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

→ Req $A_s = 4244.182 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 86052.01 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 7525.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{☞ } 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5658.91 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{min} < P_{used} < P_{max} \text{ -----} \Rightarrow$ 철근비 만족 $\therefore \text{O.K!!}$

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 98.781 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 4683.720 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 3234.136 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.448] \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2150.00 / 1000$$

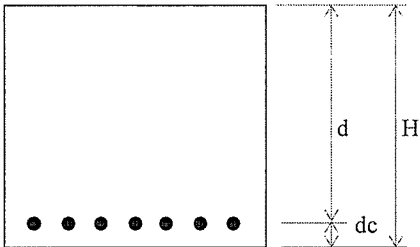
$$= 1668.27 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1668.27 > V_u = 1320.811 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2300.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	2150.00	mm,	$d_c =$	150.00	mm,
$M_o =$	1864.841	kN·m,	$A_s =$	6193.600	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 390.588 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 149.070 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 153.306 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 291.178 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 291 \text{ mm O.K!!}$$

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	2300.00	2150.00	150.00	3039.377	1240.329	2174.723

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

→ Use As (total) = 6193.600 mm² [사용률 1.554 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 97.155 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.05250 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

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

∵ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 3984.767 \text{ mm}^2$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 86052.01 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 7525.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5313.02 \text{ mm}^2$$

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

$\therefore \text{O.K!!}$

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 98.781 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 4683.720 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u (= 3039.377 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.541 \quad]$$

$\therefore \text{O.K!!}$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2150.00 / 1000$$

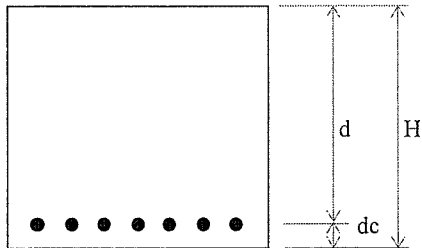
$$= 1668.27 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1668.27 > V_u = 1240.329 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 2300.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 2150.00 \text{ mm}, \quad d_c = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 2174.723 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 6193.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 390.588 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 173.841 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 168.900 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 243.751 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격;} \quad 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 244 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

10.7 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 기둥검토

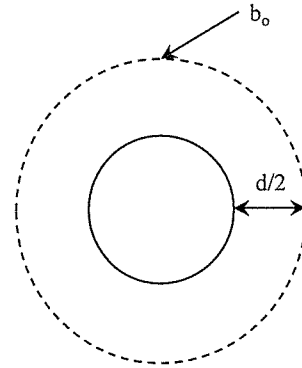
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 22193.077 kN

■ 편치 전단 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.400 + 1.075) \\ &= 15.551 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.000$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2) \times 5477.226 \times 15.551 \times 2.150 \\ &= 91564.567 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.765) \times 5477.226 \times 15.551 \times 2.150 \\ &= 114913.532 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 15.551 \times 2.150 \\ &= 61043.045 \text{ kN} \end{aligned}$$

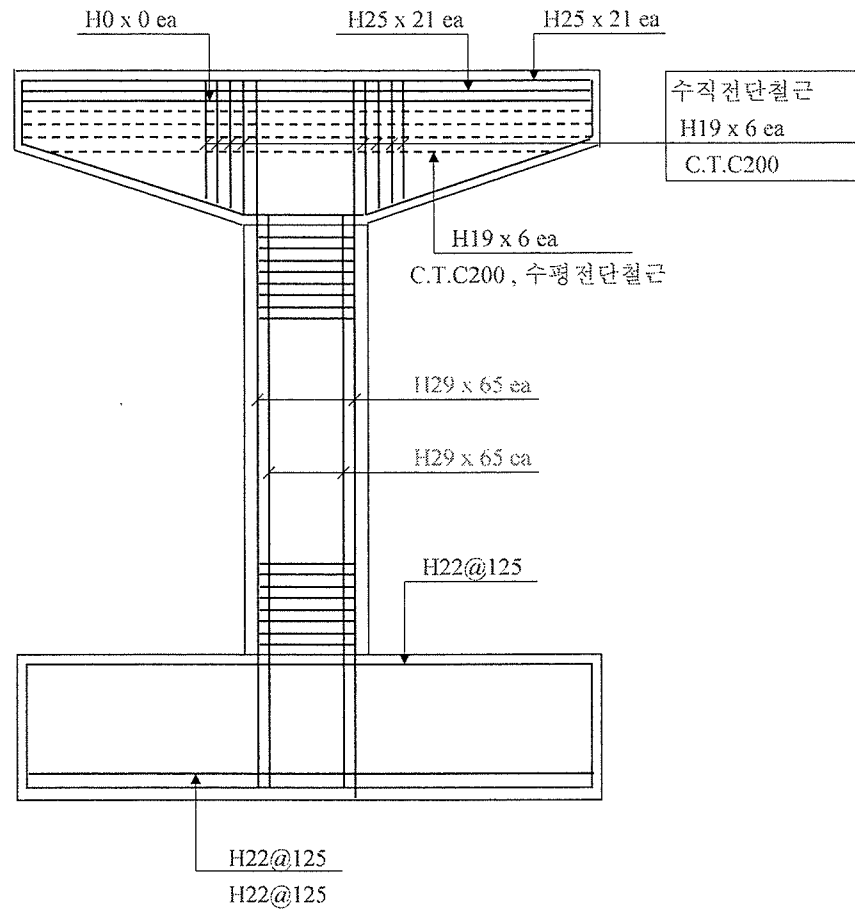
$$\therefore \text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 61043.045 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 61043.045 \\ &= 51886.588 \text{ kN} \geq V_u = 22193.077 \text{ kN} \text{ --- O.K} \end{aligned}$$

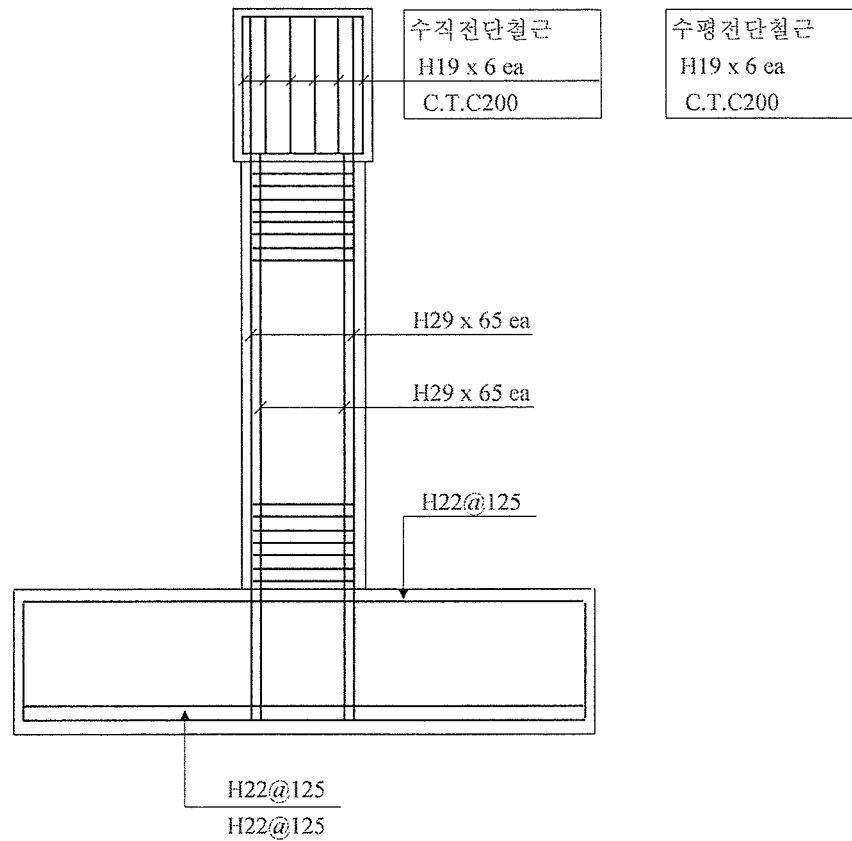
11. 주철근 조립도

P3(P1)

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4170.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 1395.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 850.08 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cf} = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cf} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

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

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.658 \times 34.940 / 2 / 3 \text{ shoe} = 66.893 \text{ kN}$$

$$P_w = 252.559 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 496.368 \text{ kN} \quad R_{EQ} = 822.797 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4170.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 1395.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 850.08 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 582.43 / 3 \text{ shoe} = 194.143 \text{ kN}$$

- 장대레일종하중

$$H_R = 104.82 / 3 \text{ shoe} = 34.940 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 625.50 / 3 \text{ shoe} = 208.50 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 1133.587 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 1395.00 \quad + \quad 850.08 \quad = \quad 2245.080 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 208.500 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 2245.08 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 2245.080 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 208.50 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 208.500 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	1395.00	+	850.08	+	0.00	=	2245.080	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2245.08	/	1.00			=	2245.080	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	1395.00	+	850.08			=	2245.080	kN
교축방향하중						=	34.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2245.08	/	1.00			=	2245.080	kN
할증적용 교축하중	34.94	/	1.00			=	34.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	1395.000	kN
교축방향하중						=	34.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1395.00	/	1.00			=	1395.000	kN
할증적용 교축하중	34.94	/	1.00			=	34.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	1395.00	+	850.08			=	2245.080	kN
교축방향하중	194.14	+	34.94			=	229.083	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	2245.08	/	1.15			=	1952.243	kN
할증적용 교축하중	229.08	/	1.15			=	199.203	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	1395.00	+	850.08	+	0.00			
		+	0.00	+	252.56	=	2497.639	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	66.89	=	66.893	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2497.64	/	1.25			=	1998.111	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	66.89	/	1.25			=	53.514	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	1395.00	+	850.08	+	822.80	=	3067.877	kN
교축방향하중						=	1133.587	kN
교축직각방향하중						=	496.368	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	3067.88	/	1.60			=	1917.423	kN
할증적용 교축하중	1133.59	/	1.60			=	708.492	kN
할증적용 교직하중	496.37	/	1.60			=	310.230	kN

2) 받침용량 산정 (IPC용 SHOE 3000 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2497.639	66.893	496.368
교축방향		229.083	1133.587

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 435 × 606 mm
- 높 이 : 209 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 350 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 682.500 > 350.00$$

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 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 312.962$$

② 연단 거리에 대한 검토

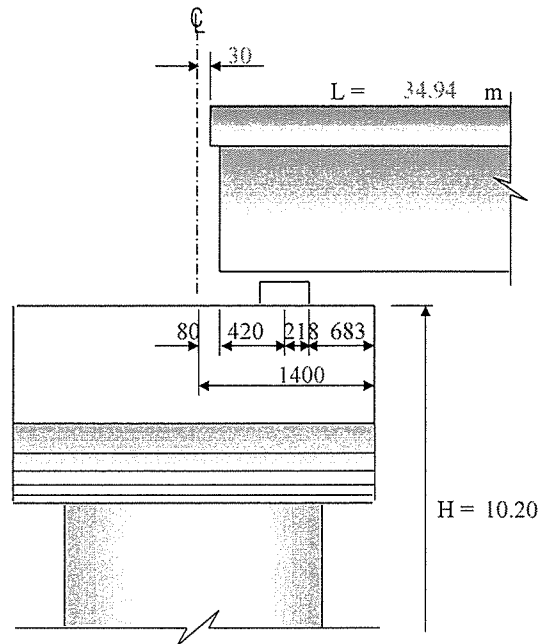
$$S_1 = 420 \text{ mm}$$

$$S_2 = 435 / 2 = 217.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 375 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 420 + 217.5 + 375 = 1012.5 \text{ mm}$$

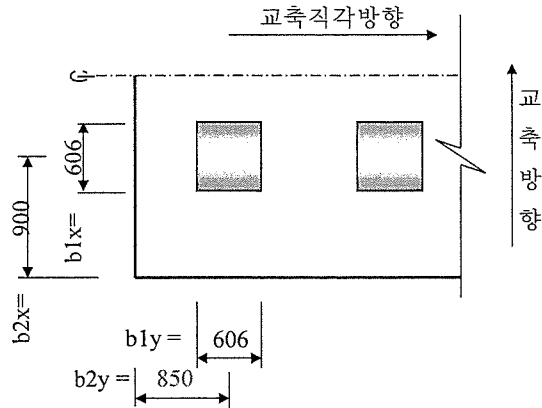
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 1012.5 \text{ mm} < 1320.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	2245.08 kN	- 연직하중 지진시 :	1917.42 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	208.50 kN	- 교 축 방 향 :	708.49 kN
- 교축직각방향 :	53.51 kN	- 교축직각방향 :	310.23 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 3030.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 3030.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 1800) \times 2245080 / 180 = 2068.38 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1}(\text{지진}) = \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 1800) \times 1917423 / 180 = 1766.52 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 1700) \times 2245080 / 180 = 2006.63 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 606 / 1700) \times 1917423 / 180 = 1713.78 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2}(\text{상시}) = 208500 / 180 = 1158.33 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2}(\text{지진}) = 708492 / 180 = 3936.07 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

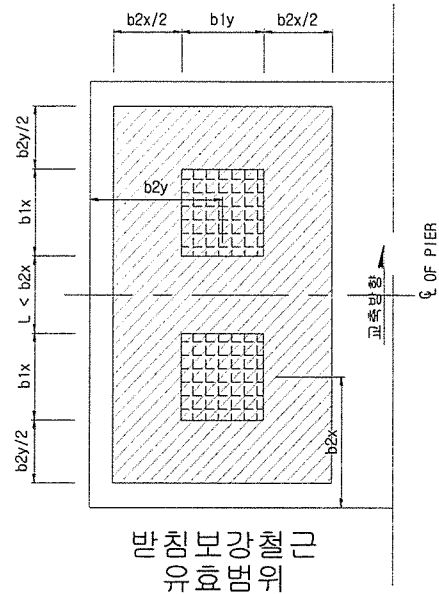
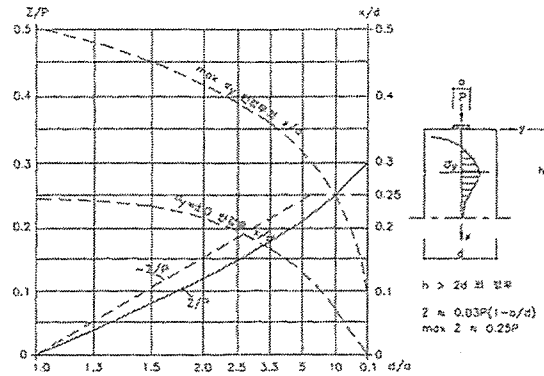
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2}(\text{상시}) = 53514 / 180 = 297.30 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2}(\text{지진}) = 310230 / 180 = 1723.50 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1506.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인근슈와 코팅의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 753.0 + 500.0 = 1253.0 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1456.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 11 = 1375.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<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	1456.0 / 606.0 = 2.403	0.43	626
교 축 방 향	1506.0 / 606.0 = 2.485	0.42	633

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$A_{sx} = Asx1 + Asx2$$

$$A_{sx(\text{상시})} = 2068.38 + 1158.33 = 3226.72 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx(\text{지진})} = 1766.52 + 3936.07 = 5702.58 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } Asx = \text{H22} - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 7742 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$A_{sy} = Asy1 + Asy2 =$$

$$A_{sy(\text{상시})} = 2006.63 + 297.30 = 2303.93 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy(\text{지진})} = 1713.78 + 1723.50 = 3437.28 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } Asy = \text{H16} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{708492}{180} = 3936.07 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 122 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 4258 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{310230}{180} = 1723.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

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

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 606) = 3189617 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{708492}{3189617} = 0.222 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 606) = 2892208 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{53514}{2892208} = 0.019 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4170.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1395.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 853.55 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

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

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.658 \times 34.940 / 2 / 3 \text{ shoe} = 66.893 \text{ kN}$$

$$P_w = 252.559 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 633.333 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 1049.691 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4170.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1395.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 853.55 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 500.000 / 3 \text{ shoe} = 166.667 \text{ kN}$$

- 장대레일종하중

$$H_R = 104.82 / 3 \text{ shoe} = 34.940 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 625.50 / 3 \text{ shoe} = 208.50 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 1395.00 \quad + \quad 853.55 \quad = \quad 2248.545 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 208.500 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 2248.55 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 2248.545 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 208.50 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 208.500 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	1395.00	+	853.55	+	0.00	=	2248.545	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2248.55	/	1.00			=	2248.545	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	1395.00	+	853.55			=	2248.545	kN
교축방향하중						=	34.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2248.55	/	1.00			=	2248.545	kN
할증적용 교축하중	34.94	/	1.00			=	34.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	1395.000	kN
교축방향하중						=	34.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1395.00	/	1.00			=	1395.000	kN
할증적용 교축하중	34.94	/	1.00			=	34.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	1395.00	+	853.55			=	2248.545	kN
교축방향하중	166.67	+	34.94			=	201.607	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	2248.55	/	1.15			=	1955.257	kN
할증적용 교축하중	201.61	/	1.15			=	175.310	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	1395.00	+	853.55	+	0.00			
				+	0.00	+	252.56	= 2501.105 kN
교축방향하중								= 0.000 kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	66.89			= 66.893 kN
허용응력 할증계수								= 1.25
할증적용 연직하중	2501.10	/	1.25					= 2000.884 kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25					= 0.000 kN
할증적용 교직하중	66.89	/	1.25					= 53.514 kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	1395.00	+	853.55	+	1049.69	=	3298.236	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	633.333	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	3298.24	/	1.60			=	2061.398	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	633.33	/	1.60			=	395.833	kN

2) 받침용량 산정 (IPC용 SHOE 3000 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2501.105	66.893	633.333
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 495 × 572 mm
- 높 이 : 188 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 350 \text{ mm} [l > 40\text{m}]$$

$$= 652.500 > 350.00$$

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 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 312.962$$

② 연단 거리에 대한 검토

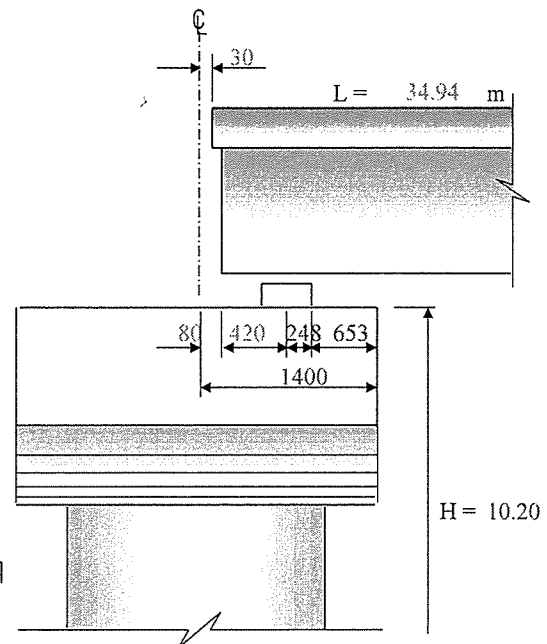
$$S_1 = 420 \text{ mm}$$

$$S_2 = 495 / 2 = 247.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 375 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 420 + 247.5 + 375 = 1042.5 \text{ mm}$$

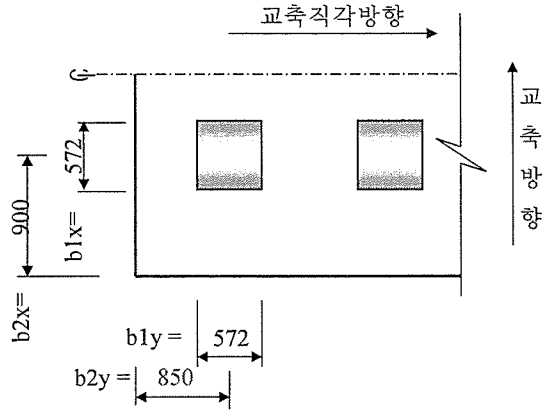
$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 1042.5 \text{ mm} < 1320.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	2248.55 kN	- 연직하중 지진시 :	2061.40 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	208.50 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	53.51 kN	- 교축직각방향 :	395.83 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2860.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2860.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1800) \times 2248545 / 180 = 2130.57 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1800) \times 2061398 / 180 = 1953.24 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1700) \times 2248545 / 180 = 2072.19 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 572 / 1700) \times 2061398 / 180 = 1899.72 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 208500 / 180 = 1158.33 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

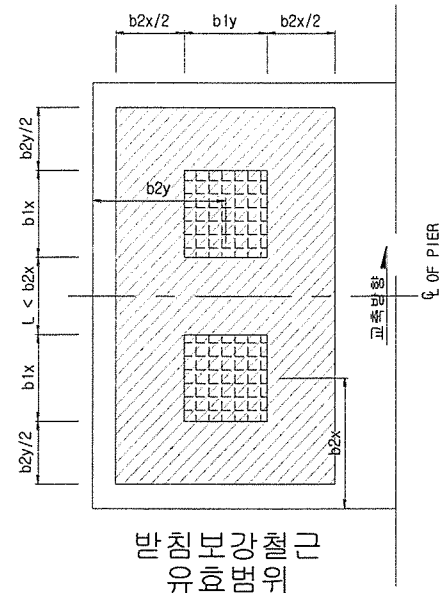
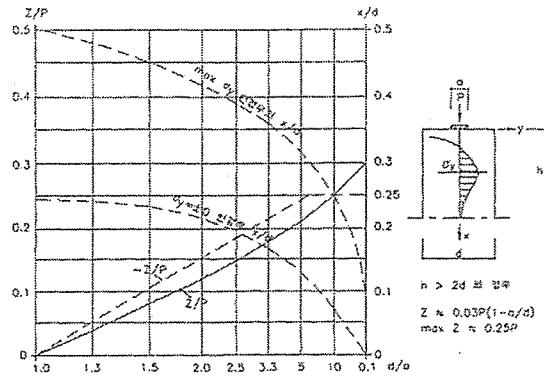
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 53514 / 180 = 297.30 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 395833 / 180 = 2199.07 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1472.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인근슈와 코팅의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 736.0 + 500.0 = 1236.0 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1422.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 11 = 1375.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max sy 와 sy = 0 의 위치.

구 분	d / a				x / d	x
교축직각방향	1422.0	/	572.0	= 2.486	0.41	583.02
교 축 방 향	1472.0	/	572.0	= 2.573	0.42	618.24

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$A_{sx} = Asx1 + Asx2$$

$$A_{sx(\text{상시})} = 2130.57 + 1158.33 = 3288.90 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx(\text{지진})} = 1953.24 + 0.00 = 1953.24 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } Asx = \text{H16} - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972 \text{ mm}^2$$

- O.K -

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$A_{sy} = Asy1 + Asy2 =$$

$$A_{sy(\text{상시})} = 2072.19 + 297.30 = 2369.49 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy(\text{지진})} = 1899.72 + 2199.07 = 4098.79 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } Asy = \text{H16} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2$$

- O.K -

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{208500}{180} = 1158.33 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 116 \text{ - } 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{395833}{180} = 2199.07 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 119 \text{ - } 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 3152 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

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

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 572) = 3146342 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{208500}{3146342} = 0.066 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 572) = 2851337 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{395833}{2851337} = 0.139 < 0.700 \text{ MPa} \quad \text{- O.K -}$$