

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 (2/20)

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 (2/20)

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 운 교

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

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 5권

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

구조계산서 6권

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

제6장 순 호 교

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

구조계산서 7권

6.3 교각공	3
6.3.1 P2	5
6.3.1 P3(P4)	119
6.3.1 P5(P1)	233
6.4 내진해석	347
6.5 가시설공	367

6.5.1 P1,P2 버팀보 사보강	369
---------------------	-----

6.5.2 P5 버팀보 사보강	393
------------------	-----

제7장 수 복 교

7. 수복교	417
7.1 상부공	419
7.1.1 PSC	421

구조계산서 8권

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

제8장 파 전 제 1 교

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

구조계산서 9권

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

C·O·N·T·E·N·T·S

구조계산서 10권

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

구조계산서 11권

제9장 파 전 제 2 교

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

구조계산서 12권

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

제10장 파 전 제 3 교

10. 파전제3교	161
-----------	-----

10.1 상부공	163
10.1.1 PSC(S1~S3)	165
10.1.2 PSC(S4~S5,S7~S8)	287

구조계산서 13권

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

구조계산서 14권

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

제11장 교 량 기 초

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

구조계산서 15권

11.2 직접기초 연직지지력, 연직침하량(연 · 경암)	3
--------------------------------	---

C·O·N·T·E·N·T·S

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

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

구조계산서 16권

제12장 구 교

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

구조계산서 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

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

제2장 탐리제2교

중양선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반 기본 및 실시설계

2.1	상	부	공
2.2	교	대	공
2.3	교	각	석
2.4	내	진	공
2.5	가	시	공

2.1 상부공

2.1.1 PSC

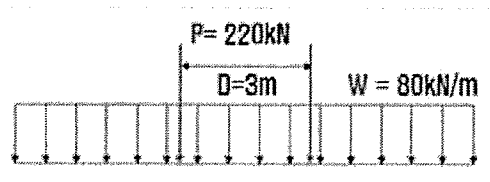
1. 설계조건

1.1 교량 제원

(1) 교량형식	:	단순 PSC 합성 거더교
(2) 거더 제작 공법	:	포스트텐션방식(Post-tensioning)
(3) 경간 및 주거더 높이	:	
거더 전체 길이	l_t	= 24.900 m
지 간	l	= 24.000 m x 1 경간
거더 높이	h_t	= 2.350 m
평면 사각	θ	= 90.0 °
(4) 교량 폭	:	B = 5.600 m

1.2 설계 하중

(1) 표준 활하중	:	KRL2012 표준열차하중 적용
------------	---	-------------------



(2) 궤도 중심 간격	:	s_{tcl} = 0.00 m (단선)
(3) 총격 계수	:	철근 콘크리트 및 프리스트레스트 콘크리트교 [철도설계기준(노반편) 8.2.16]

$$i_m = \frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 \quad (0 < i_m \leq 0.67)$$

$$i_m = \left(\frac{1.44}{\sqrt{24.00 - 0.2}} - 0.18 \right) - 0.18 = 0.126$$

(4) 궤도의 단위중량	:	w_t = 3.00 kN/m (1궤도당)
(5) 도상의 단위중량	:	w_b = 19.00 kN/m ³ (보선하중 30% 할증)
(6) 방수 및 방진재	:	w_m = 11.00 kN/m ³
(6) PSC, RC 단위중량	:	w_c = 24.50 kN/m ³
(7) 보도 적재 하중	:	w_w = 2.00 kN/m ³ (주거더 설계시)
		w_w = 5.00 kN/m ³ (바닥판 설계시)
(8) 난간, 방음벽 형태		
난간, 방음벽(좌)	:	w_{h1} = 0.00 kN/m
난간, 방음벽(우)	:	w_{h2} = 5.00 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}	= $0.80 \times f_{ck}$	=	32.00 MPa
③ 크리프와 건조수축에 의한 손실이 일어나기 전 항복응력				
- 허용 휨압축응력	: f_{cai}	= $0.55 \times f_{ci}$	=	17.60 MPa
- 허용 휨인장응력				
부착된 철근이 없는 인장구역	: f_{tai}	= $0.25 \times \sqrt{f_{ci}}$	=	-1.41 MPa
부착된 철근이 있는 인장구역	: f_{ta}	= $0.50 \times \sqrt{f_{ci}}$	=	-2.83 MPa
④ 모든 손실이 일어난 후 사용하중 상태에서의 허용응력				
- 허용 휨압축응력	: f_{ca}	= $0.40 \times f_{ck}$	=	16.00 MPa
- 허용 휨인장응력	: f_{ta}	=	=	0.00 MPa
⑤ 탄성계수				
- PS도입직후	: E_{ci}	= $8,500 \times \sqrt[3]{f_{ci} + 4}$	=	28,066 MPa
- 사용하중 작용시	: E_{pc}	= $8,500 \times \sqrt[3]{f_{ck} + 4}$	=	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	: $f_{ck(stab)}$	=	30.00	MPa
② 탄성계수	: E_{ci}	= $8,500 \times \sqrt[3]{f_{ck(stab)} + 4}$	=	27,537 MPa
③ 허용 휨압축응력	: f_{ca}	= $0.40 \times f_{ck(stab)}$	=	12.00 MPa
④ 허용 휨인장응력	: f_{ta}	=	=	0.00 MPa
⑤ 허용 전단응력 (1)	: v_{cad1}	= $0.08 \times \sqrt{f_{ck(stab)}}$	=	0.44 MPa
⑥ 허용 전단응력 (2)	: v_{cad2}	= $0.4 \times \sqrt{f_{ck(stab)}}$	=	2.19 MPa
⑦ 탄성계수비(철근)	: n_c	= $E_s / E_{c(stab)}$	=	7.26

(5) 철근 (바닥판용)

SD 400

① 항복응력	: f_{sy}	=	400.00	MPa
② 허용 인장응력	: f_{su}	=	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)

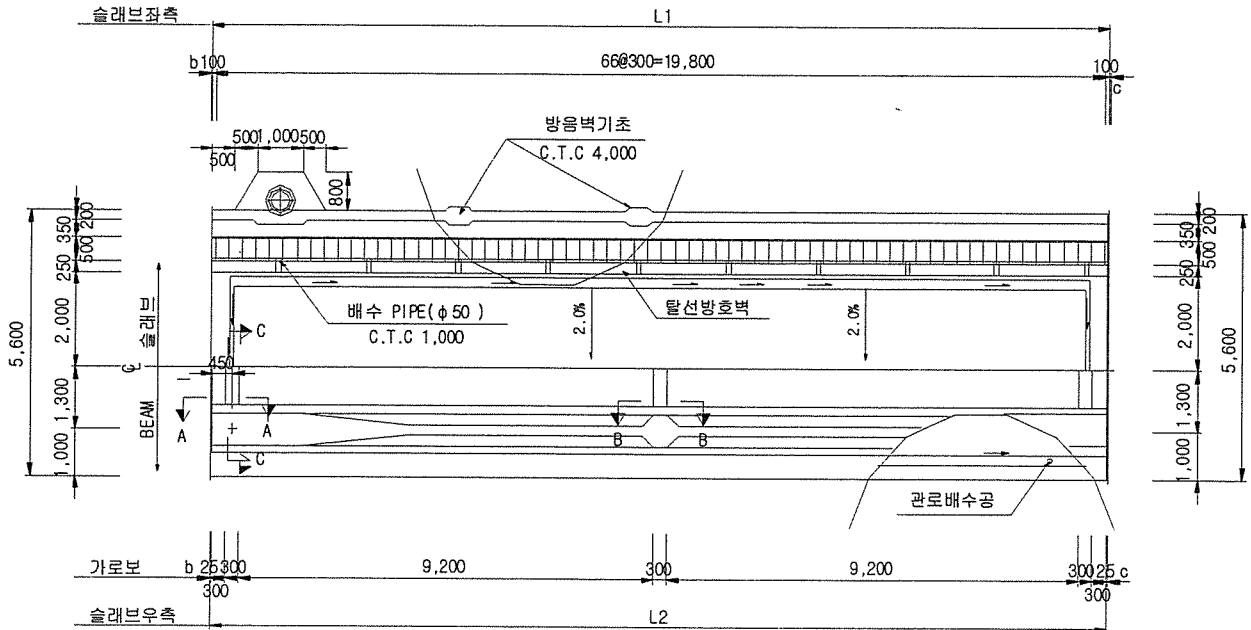
1.6 참고 문헌

- (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

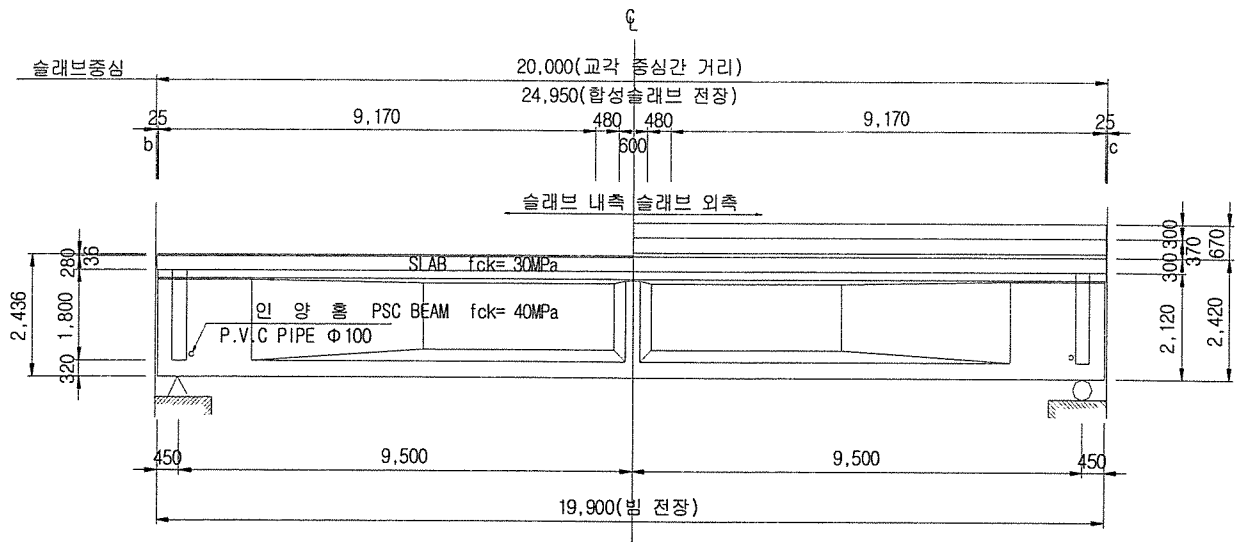
2. 단면가정

2.1 단면가정

(1) 평면도

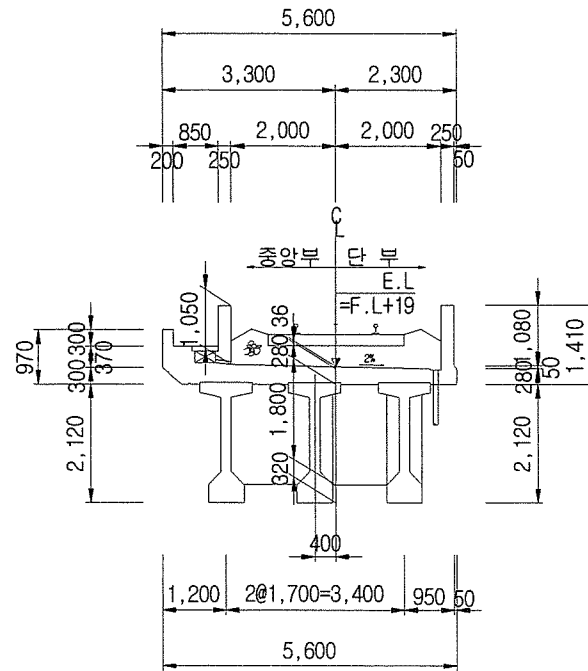


(2) 종 단면



(3) 횡단면

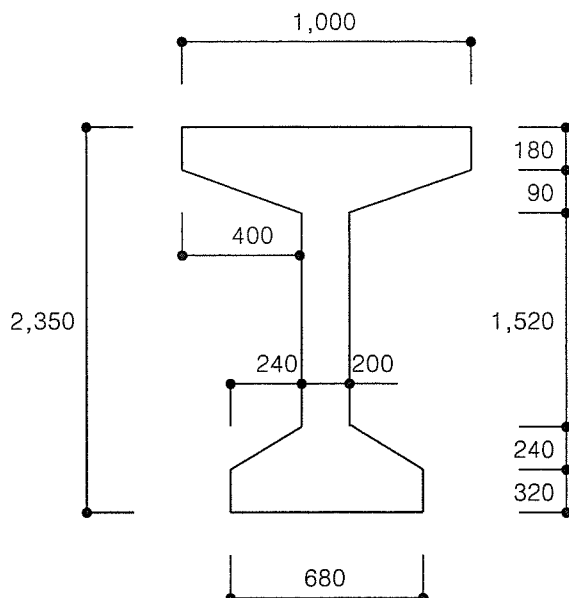
거더간격	=	1.700 m	좌측캔틸레버 길이	=	1.200 m
교량 폭	=	5.600 m	우측캔틸레버 길이	=	1.000 m
바닥판 두께	=	0.280 m			
도상	=	0.365 m			



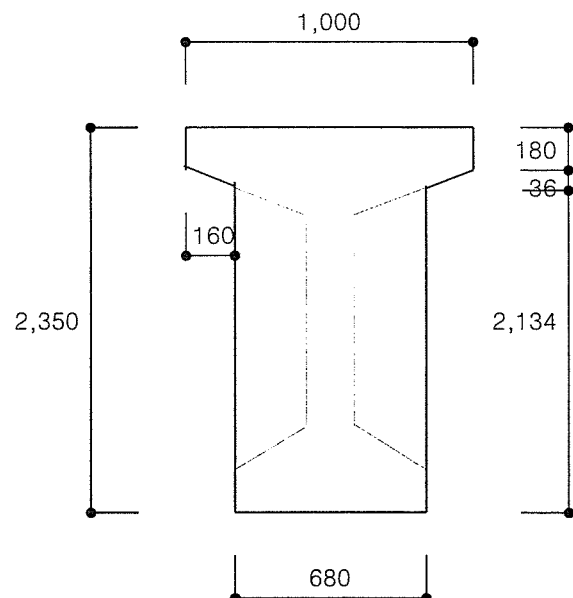
(4) 거더 단면

① 거더 횡단면도

중 앙 부



지점부



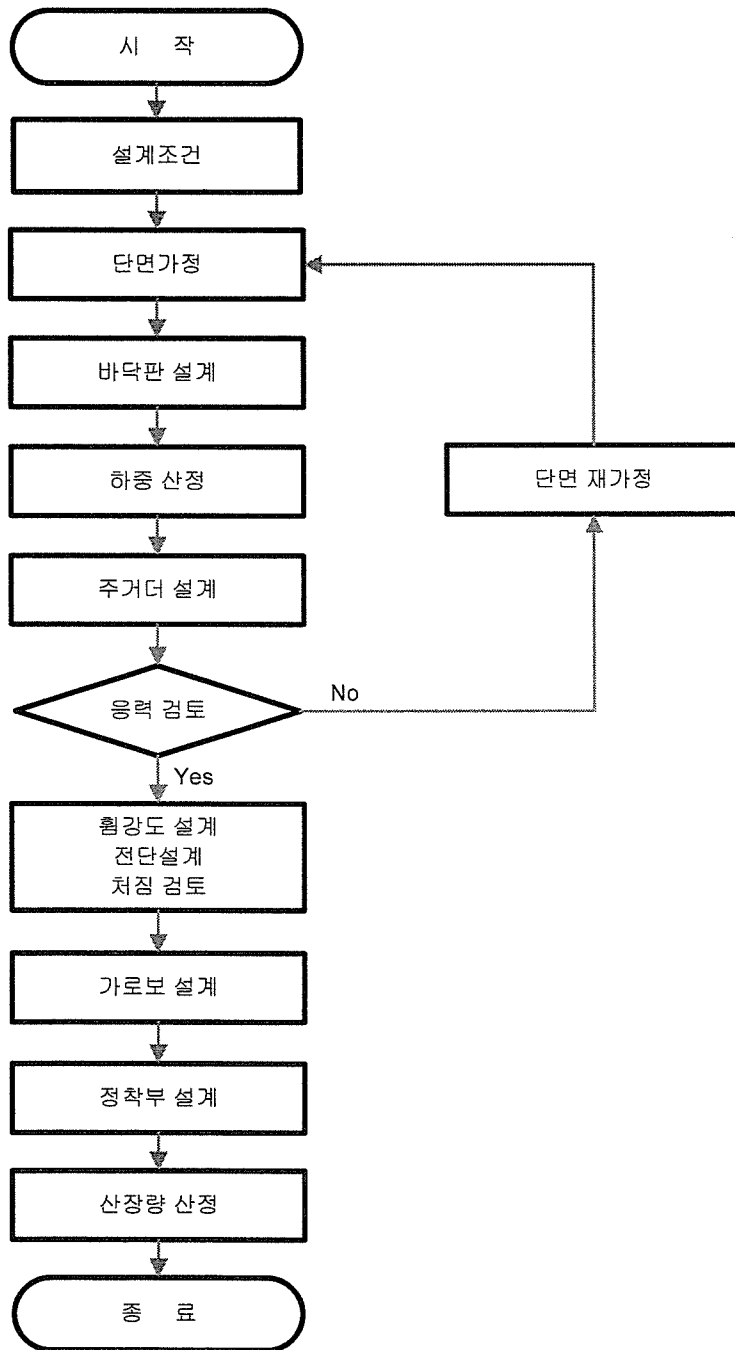
② 긴장재 위치도 : 하연에서 높이

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

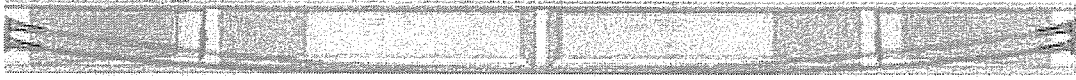
구 분	단면 계수	탄성 계수	비 고
자 중	순 단 면	프리스트레스 도입시	
프리스트레싱	순 단 면	프리스트레스 도입시	
합성전 고정하중	PS강선 환산단면	바닥판 타설시	비합성거더는 고정하중
합성후 고정하중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	비합성거더 해당없음
활 하 중	바닥판 환산단면	바닥판 경화후	

2.3 설계 흐름도

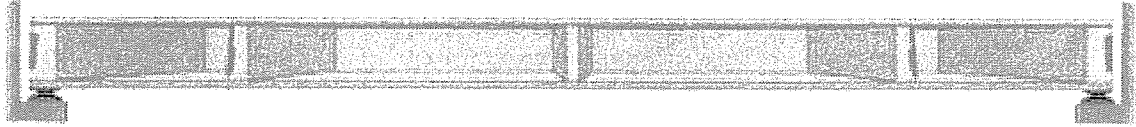


2.4 시공 순서도

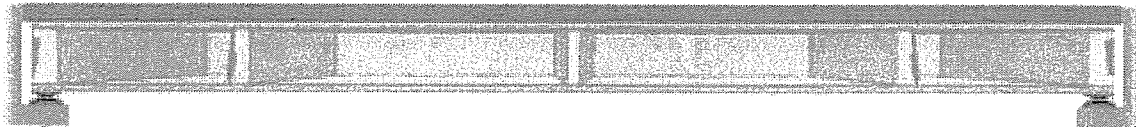
1. 제작장에서 PSC Beam제작 및 1차 강선 긴장



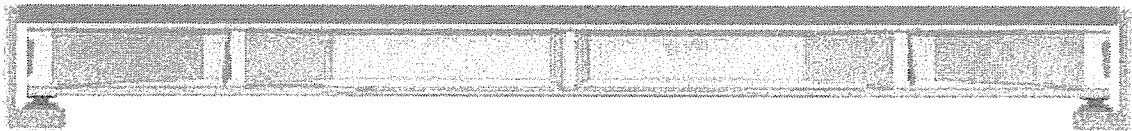
2. 크레인을 이용한 빔 거치



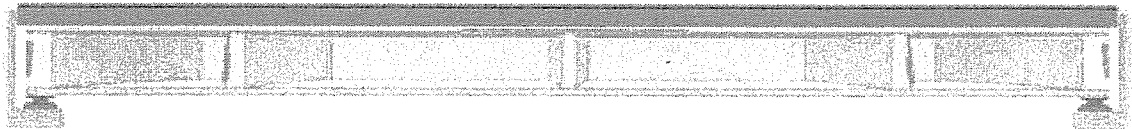
3. 가로보 철근 연결 및 바닥판 콘크리트 타설



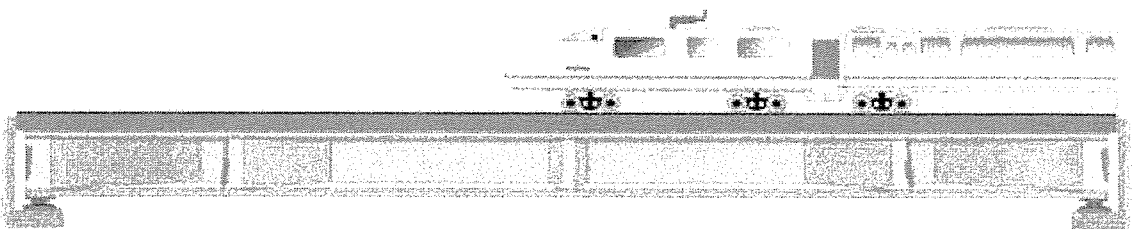
4. 바닥판 콘크리트 경화



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

- PC 침목제원 = 0.240 × 0.200 × 2.60 m
- 도상두께 = 0.365 m
- 바닥판콘크리트 두께 = 0.280 m
- 분 포 폭 = 침목길이 + 1.5 × 자갈도상두께 + 바닥판 두께
= 2.600 + 1.5 × 0.365 + 0.280 = 3.428 m

(1) 고정하중

슬 레 브	: w_s	=	0.28	×	24.50	=	6.860 kN/m ²
구 배	: w_g	=	0.076	/	2	×	24.50 = 0.931 kN/m ²
도 상	: w_d	=	0.565	×	19.00	×	1.30 = 13.956 kN/m ²
계 도	: w_f	=	3.00	×	1 / 3.428	=	0.875 kN/m ²
계	: w_d	=				=	22.622 kN/m ²

도상의 종량은 보선작업과정을 고려하여 30% 할인된 값을 사용한다.

[철도설계기준(노반편) 8.2.2]

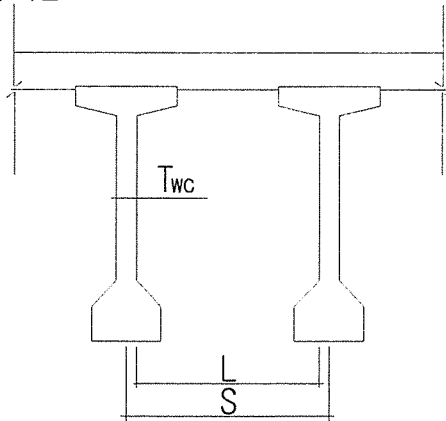
등분포고정하중에 의한 연속판의 휨모멘트는 단지간과 중앙지간에서 다르지만

설계를 간략화하기 위해서 등분포 고정하중에 의한 바닥판의 단위폭(m)당의 설계모멘트는 같이 사용한다.

[철도설계기준(노반편) 표10.10]

판의 구분	휨모멘트의 종류	바닥판 지간방향의 휨모멘트
단순판	지간 휨모멘트	$+ w l_d^2 / 8$
캔틸레버판	지점 휨모멘트	$- w l_d^2 / 2$
연속판	지간 휨모멘트	$+ w l_d^2 / 10$
	지점 휨모멘트	$- w l_d^2 / 10$

- 바닥판 지간



$$L = S - T_{wc} = 1.500 \text{ m}$$

[철도설계기준(노반편) 10.10.1]

- 고정하중에 의한 휨모멘트

$$M_d = \frac{w l_d^2}{10} = \frac{22.622 \times 1.500^2}{10} = 5.090 \text{ kN-m}$$

(2) 활하중 (L)

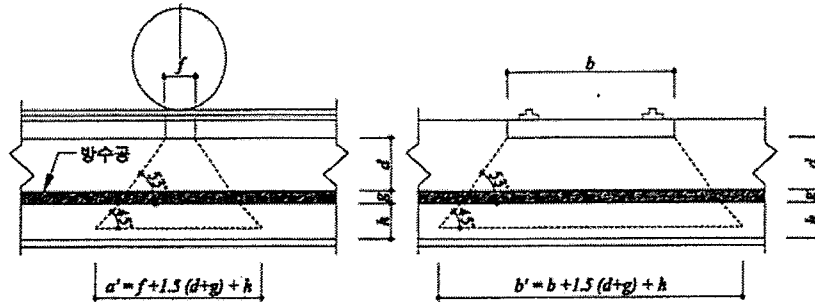
① 하중 분포폭 산정

철도설계기준(노반편) 10.10.5

주거터에 지지된 바닥판을 설계할 경우, 즉 도상궤도 및 슬래브궤도를 지지하는 1방향 슬래브 또는 2방향 슬래브 바닥판의 궤도상 윤하중에 의한 휨모멘트는 다음식으로 주어지는 환산등분포 하중 w 로 계산한다.

$$w = P / a' b'$$

여기서, P 는 축중(軸重) [tonf]이고, a 는 축거, b 는 등분포 하중이 분포되는 분포폭으로 다음과 같이 계산된다.



여기서, f : 침목폭	=	0.240 m
b : 침목길이	=	2.600 m
d : 자갈도상깊이	=	0.365 m
g : 방수공두께	=	m
h : 슬래브 두께	=	0.280 m

- 자갈도상궤도에서 열차하중의 분포폭 -

- 도상에서 열차하중의 분포폭

$$a = \text{축 거} = 3.00 \text{ m (KRL2012하중)}$$

$$= 1.00 \text{ m (객차 하중)}$$

- 횡방향 분포폭(b')

$$b = 2.60 \text{ m}$$

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

$$2.6 + 1.5 \times (0.365 + 0) + 0.28 = 3.428 \text{ m}$$

② 충격 계수

$$I_m = 1.44 / (\sqrt{Lc} - 0.2) - 0.18$$

$$= 1.44 / (\sqrt{1.50} - 0.2) - 0.18 = 1.225$$

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

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

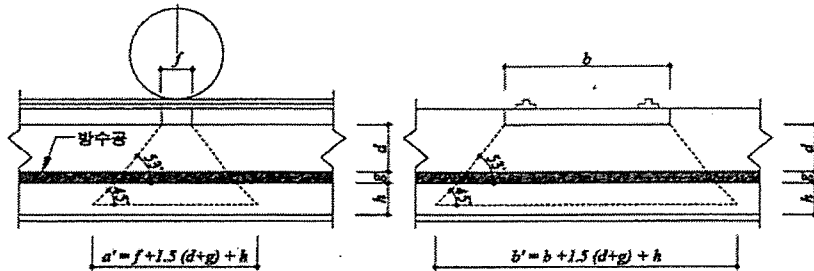
-이상의 결과 KRL2012하중의 경우 동륜하중과 등분포 하중이 동시에 작용하므로 조합하여 설계

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

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

(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')

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

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

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

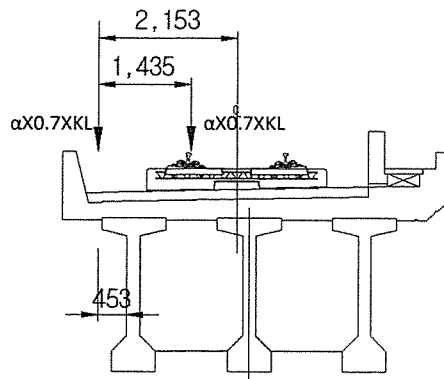
- 횡방향 분포폭(b')

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

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

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

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)

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

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

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

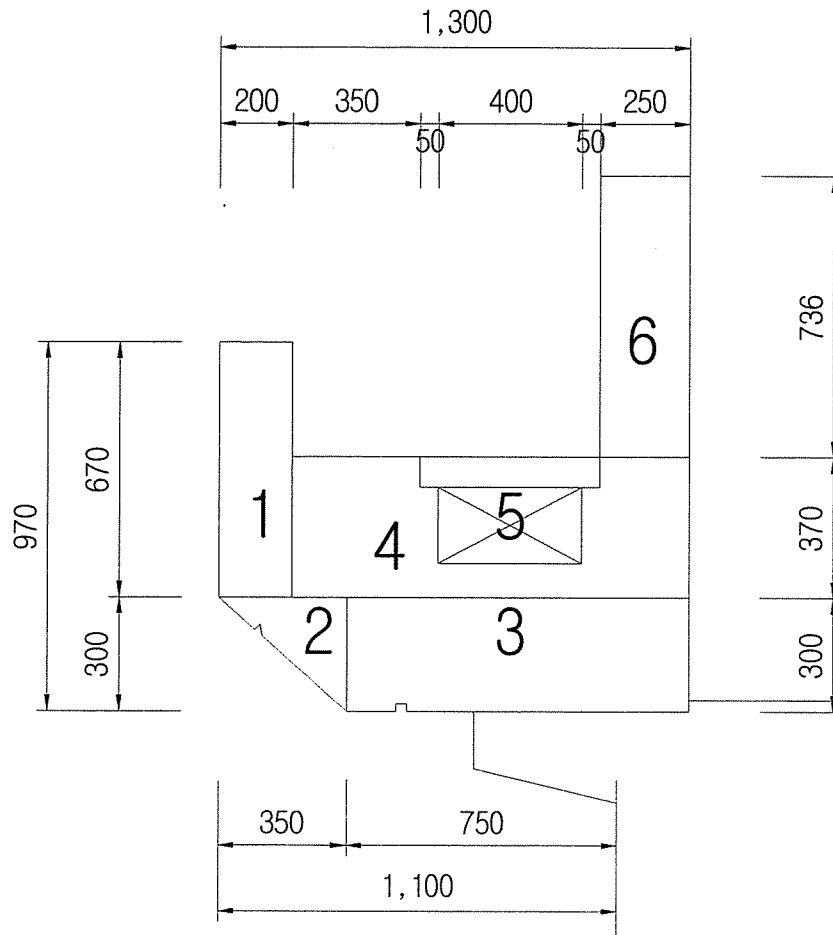
(2) 사용하중(Service Load)

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

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

3.2 캔틸레버부 (좌측)

3.2.1 하중 계산

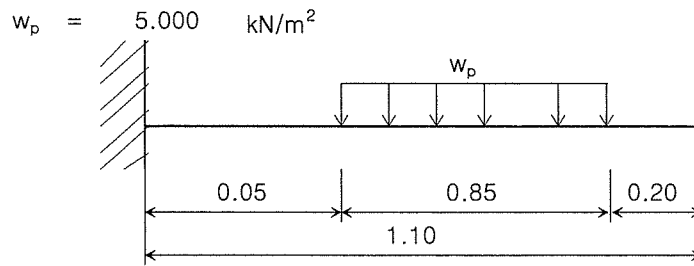


$$\text{캔틸레버판 설계 지간 } l_d = 1.200 - 0.100 = 1.100 \text{ m}$$

(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	$= 0.000$	1.000	0.000
방음벽기초	$= 0.000$	1.000	0.000
TOTAL	$= 18.183$		8.240

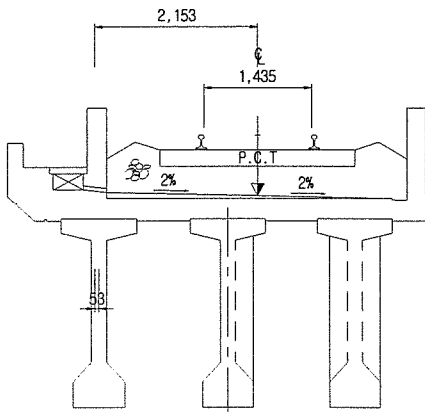
(2) 균집하중 (L)



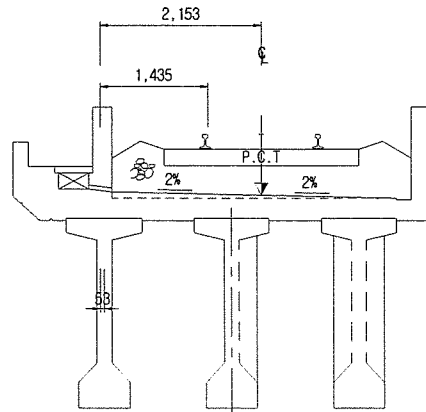
균집하중에 의한 휨모멘트

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

(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

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

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

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

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

(4) 풍하중 (W)

$$\text{방음벽 높이} = 0.0 \text{ m}$$

$$F_W = (0.670 + 0.000) \times 3.000 \text{ kN/m}^2 = 2.010 \text{ kN/m}$$

$$M_W = 2.01 \times (0.670 + 0.000) / 2 = 0.673 \text{ kN-m/m}$$

3.2.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned}
 \text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 L \\
 &= 1.35 \times 8.24 + 1.85 \times 2.02 = 14.859 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + (L I)) \\
 &= 1.60 \times (8.24 + 2.02) = 16.414 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 3 : } U &= 1.35 (D + W) \\
 &= 1.35 \times (8.24 + 0.67) = 12.033 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 4 : } U &= 1.35 (D + L + 0.5W) \\
 &= 1.35 \times (8.24 + 2.02 + 0.5 \times 0.67) = 14.304 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 5 : } U &= 1.35 D + 1.35 L_{DR} \\
 &= 1.35 \times 8.24 + 1.35 \times 0.00 = 11.124 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned}
 \text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + L) \\
 &= 1.0 \times (8.24 + 2.02) = 10.259 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L + 0.5W) \\
 &= 1.35 \times (8.24 + 2.02 + 0.5 \times 0.67) = 14.304 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

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

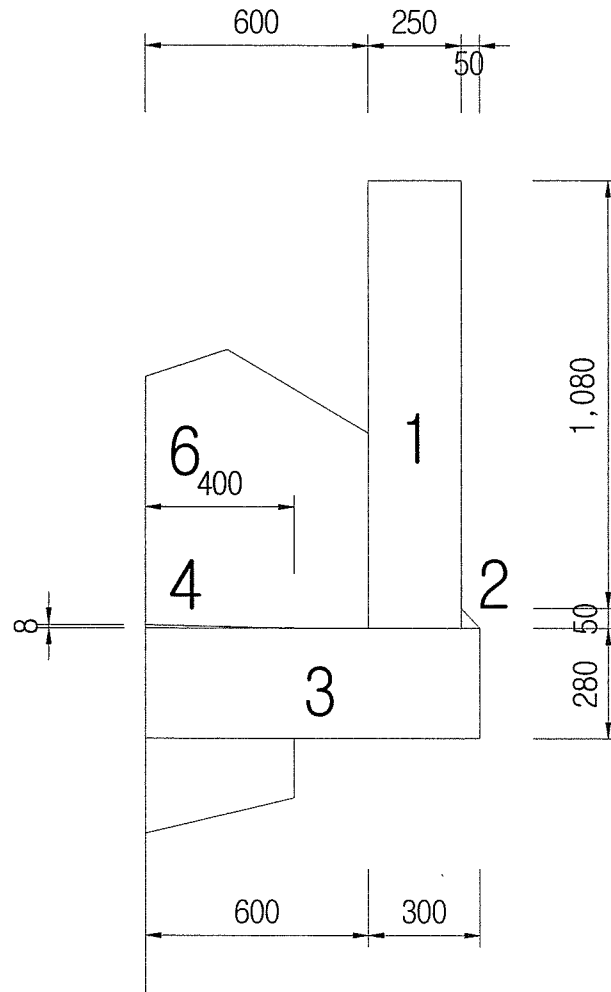
[철도설계기준(노반편) 10.10.4]

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

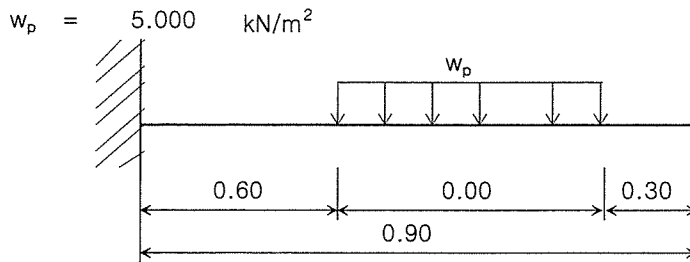


$$\text{캔틸레버판 설계 지간 } l_d = 1.000 - 0.100 = 0.900 \text{ m}$$

(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	= 5.000	0.725	3.625
방음벽기초	= 0.000	0.725	0.000
TOTAL	= 27.050		14.117

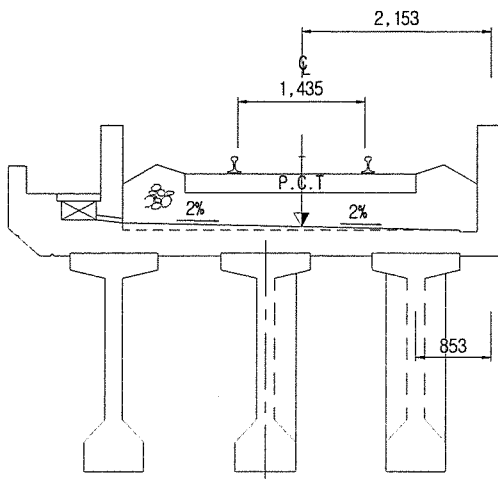
(2) 균집하중 (L)



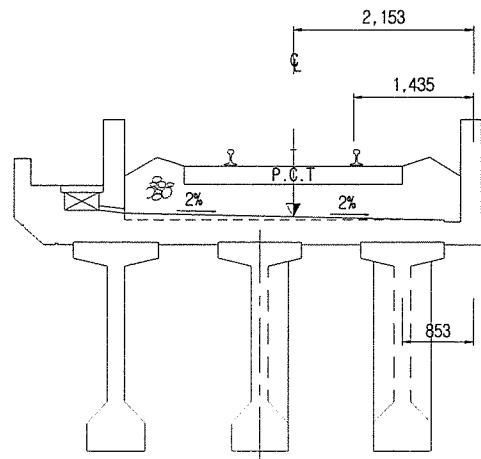
균집하중에 의한 휨모멘트

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

(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)

$$\text{방음벽 높이} = 5.0 \text{ m}$$

$$F_w = (1.130 + 5.000) \times 3.000 \text{ kN/m}^2 = 18.390 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 18.39 \times (1.130 + 5.000) / 2 = 56.365 \text{ kN-m/m}$$

3.3.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned}\text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 L \\ &= 1.35 \times 14.12 + 1.85 \times 0.00 \\ &= 19.058 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + L) \\ &= 1.6 \times (14.12 + 0.00) \\ &= 22.587 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 3 : } U &= 1.35 (D + W) \\ &= 1.35 \times (14.12 + 56.37) \\ &= 95.151 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 4 : } U &= 1.35 (D + L + 0.5W) \\ &= 1.35 \times (14.12 + 0.00 + 0.5 \times 56.37) \\ &= 57.10 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 5 : } U &= 1.35 D + 1.35 L_{DR} \\ &= 1.35 \times 14.12 + 1.35 \times 0.00 \\ &= 19.058 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned}\text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + L) \\ &= 1.0 \times (14.12 + 0.00) \\ &= 14.12 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L + 0.5W) \\ &= 1.00 \times (14.12 + 0.00 + 0.5 \times 56.37) \\ &= 42.30 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

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

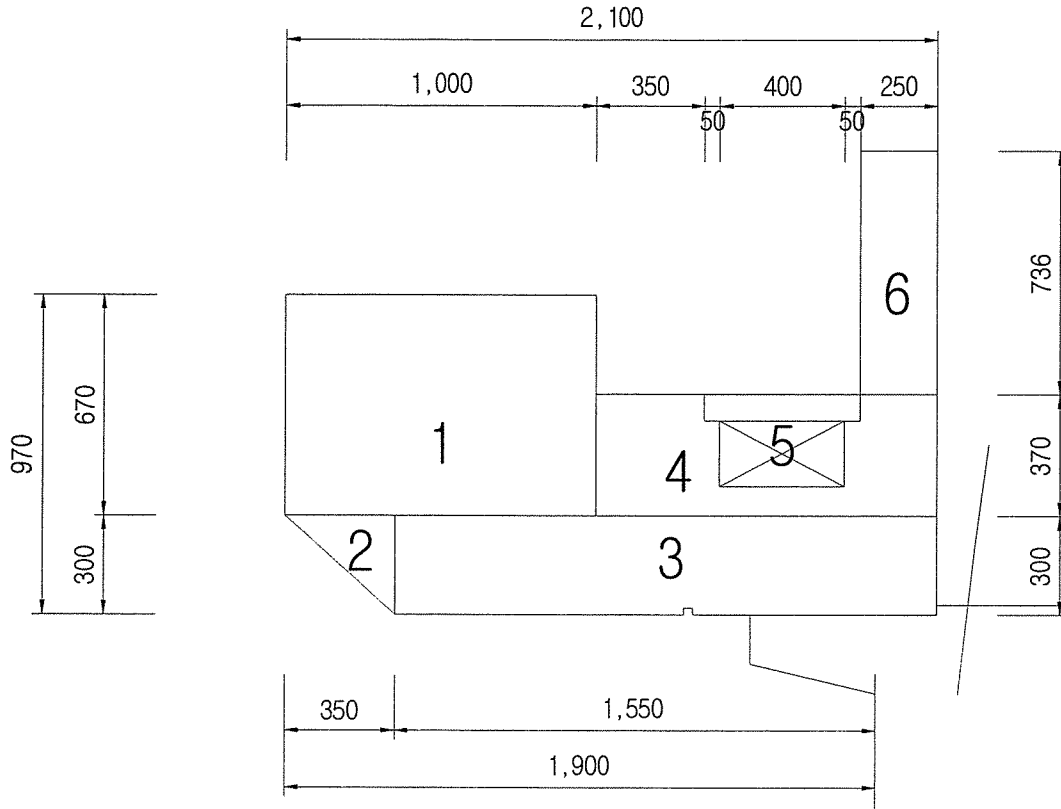
[철도설계기준(노반편) 10.10.]

보도부분 바닥판 최소 두께

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

3.4 전철주기초부

3.4.1 하중 계산



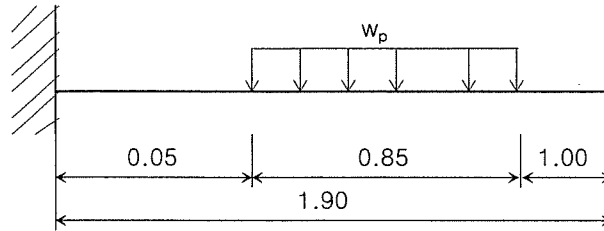
$$\text{캔틸레버판 설계 지간 } l_d = 2.000 - 0.100 = 1.900 \text{ m}$$

(1) 고정하중(D)

No	단위폭당 작용하중 (kN)	거리(m)	M (kN-m)
(1)	$1.000 \times 0.670 \times 24.5 = 16.42$	1.400	22.99
(2)	$0.350 \times 0.300 \times 24.5 \times 1/2 = 1.29$	1.667	2.15
(3)	$1.550 \times 0.300 \times 24.5 = 11.39$	0.775	8.83
(4)	$0.900 \times 0.370 \times 24.5 = 8.16$	0.250	2.04
(5)	$0.400 \times 0.200 \times 24.5 = -1.96$	0.300	-0.59
(6)	$0.050 \times 0.736 \times 24.5 = 0.90$	0.025	0.02
자갈도상	$1.550 \times 0.00 \times 1.3 \times 19 = 0.00$	0.775	0.00
CABLE	$= 1.00$	0.300	0.30
방음벽	$= 0.00$	1.000	0.00
전철주	$= 20.00$	1.400	28.00
TOTAL	$= 57.20$		63.74

(2) 균집하중 (L)

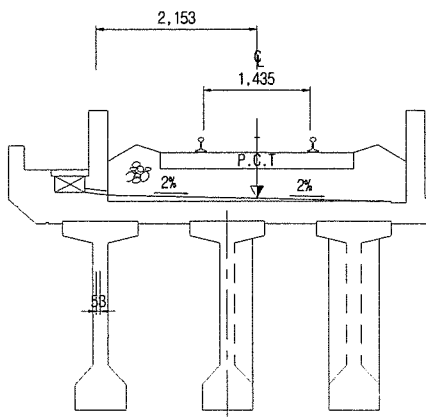
$$w_p = 5.000 \text{ kN/m}^2$$



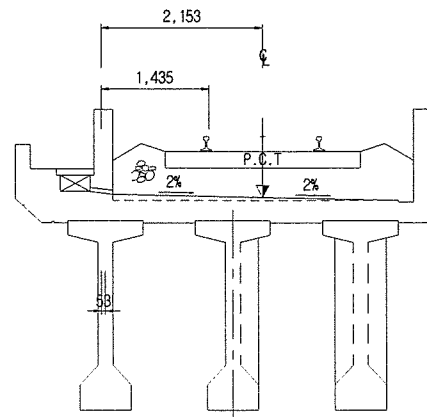
균집하중에 의한 휨모멘트

$$M_L = 5.000 \times 0.850 \times 0.475 = 2.02 \text{ kN-m}$$

(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

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

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

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

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

(4) 풍하중 (W)

$$\text{방음벽 높이} = 0.0 \text{ m}$$

$$F_w = (0.670 + 0.000) \times 3.000 \text{ kN/m}^2 = 2.010 \text{ kN/m}$$

$$M_w = 2.01 \times (0.670 + 0.000) / 2 = 0.673 \text{ kN-m/m}$$

3.2.2 하중 조합

(1) 계수하중(Factored Load)

$$\begin{aligned}
 \text{Load case 1 : } U &= 1.35 D + 1.85 L \\
 &= 1.35 \times 63.74 + 1.85 \times 2.02 \\
 &= 89.786 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 2 : } U &= 1.6 (D + L) \\
 &= 1.6 \times (63.74 + 2.02) \\
 &= 105.216 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 3 : } U &= 1.35 (D + W) \\
 &= 1.35 \times (63.74 + 0.67) \\
 &= 86.958 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 4 : } U &= 1.35 (D + L + 0.5W) \\
 &= 1.35 \times (63.74 + 2.02 + 0.5 \times 0.67) \\
 &= 89.23 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 5 : } U &= 1.35 D + 1.35 L_{DR} \\
 &= 1.35 \times 63.74 + 1.35 \times 0.00 \\
 &= 86.049 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 사용하중(Service Load)

$$\begin{aligned}
 \text{Load case 6 : } U &= 1.0 (D + L) \\
 &= 1.0 \times (63.74 + 2.02) \\
 &= 65.760 \text{ kN-m} \\
 \text{Load case 7 : } U &= 1.0 (D + L + 0.5W) \\
 &= 1.00 \times (63.74 + 2.02 + 0.5 \times 0.67) \\
 &= 66.10 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

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]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 761.62 = 1,015.49 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{압축(상면) } A_s = H \ 19 \ @ \ 150 = 286.5 \times \frac{1,000}{150} = 1,910.00 \text{ mm}^2$$

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

- 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

$$\text{인장주철근의 1/6} = 1,324.00 / 6 = 220.67 \text{ mm}^2$$

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

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

O.K.!!

온도-수축철근 검토

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

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

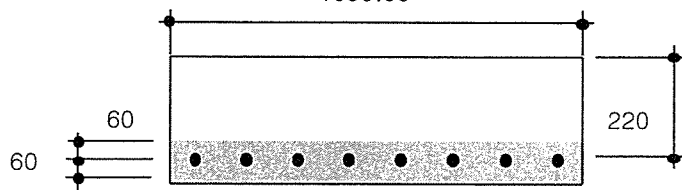
O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

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



- 종립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

$$\rho = A_s / (b \times d) = 1324.00 / (1000.00 \times 220.00) = 0.00602$$

$$n\rho = n \times \rho = 7.26 \times 0.00602 = 0.04371$$

$$k = -n\rho + \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} = 0.255$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.255 / 3 = 0.915$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 21,900,000 / (0.00602 \times 0.915 \times 1000.00 \times 220.00^2) \\ &= 82.15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 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

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 16.41 \text{ kN-m} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} & h &= 280.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 220.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

(2) 휨설계

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 88,000 A_s + 18,237,778 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 208.73 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 208.73 = 278.31 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{인장(상면)} \quad A_s = H \ 19 \ @ \ 150 = 286.5 \times \frac{1,000}{150} = 1,910.00 \text{ mm}^2$$

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

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,910.0 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 29.96 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,910.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{29.96}{2}) \\
 &= 140,971,752 \text{ N-mm} \\
 &= 140.97 \text{ kN-m} > M_u = 16.41 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

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

$$p = A_s / (b \times d) = 0.868 \% < p_{\max} = 0.75 \times \rho_b = 2.438 \% \quad \text{O.K.!!}$$

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

$$\text{인장주철근의 1/6} = 1,910.0 / 6 = 318.33 \text{ mm}^2$$

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

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

O.K.!!

온도-수축철근 검토

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

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

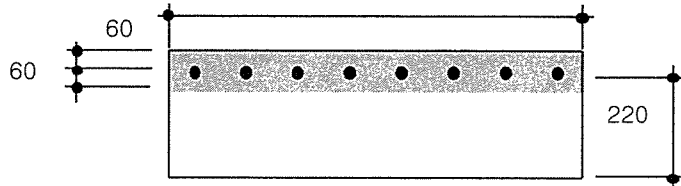
O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_l = 10.259 \text{ kN-m}$$



- 중립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

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

$$n \rho = n \times \rho = 7.26 \times 0.00868 = 0.06302$$

$$k = -n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.298$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.298 / 3 = 0.901$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 10,259,000.00 / (0.00868 \times 0.901 \times 1000.00 \times 220.00^2) \\ &= 27.10 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 휨철근 간격 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{철근직경}) / 2 \\ &= 60.00 - 19.00 / 2 = 50.50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c, 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [2779.654, 2324.723] = 2324.723 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 150.000 \text{ mm} < s_a = 2324.723 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5.3 캔틸레버부 (우측)

(1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 95.15 \text{ kN-m} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} & h &= 280.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 220.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

(2) 휨설계

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 88,000.00 A_s + 105,723,333.00 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 1,255.10 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1,255.10 = 1,673.47 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{인장(상면)} \quad A_s = H \ 19 \ @ \ 150 = 286.5 \times \frac{1,000}{150} = 1,910.00 \text{ mm}^2$$

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

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,910.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 29.96 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,910.00 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{29.96}{2}) \\
 &= 140,971,752.00 \text{ N-mm} \\
 &= 140.97 \text{ kN-m} > M_u = 95.15 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

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

$$p = A_s / (b \times d) = 0.868 \% < p_{\max} = 0.75 \times p_b = 2.438 \% \quad \text{O.K. !!}$$

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

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

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

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

O.K.!!

온도-수축철근 검토

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

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

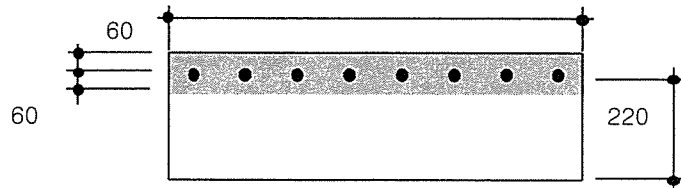
O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_i = 14.120 \text{ kN-m}$$



- 중립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

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

$$n \rho = n \times \rho = 7.26 \times 0.00868 = 0.06302$$

$$k = - n \rho + \sqrt{(n \rho)^2 + 2 n \rho} = 0.298$$

$$j = 1 - k / 3 = 1 - 0.298 / 3 = 0.901$$

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 14,120,000.00 / (0.00868 \times 0.901 \times 1000.00 \times 220.00^2) \\ &= 37.30 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 휨철근 간격 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{주철근직경}) / 2 \\ &= 60.00 - 19.00 / 2 = 50.50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c, \ 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [1985.01, \ 1689.008] = 1689.008 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 150.000 \text{ mm} < s_a = 1689.008 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

3.5.4 전철주기초부

(1) 설계조건

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 30.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 400.00 \text{ MPa} \\
 M_u &= 105.216 \text{ kN-m} \\
 b &= 1000.00 \text{ mm} & h &= 280.00 \text{ mm} \\
 d' &= 60.00 \text{ mm} & d &= 220.00 \text{ mm} \\
 \phi_f &= 0.90 & k_1 &= 0.85
 \end{aligned}$$

(2) 휨설계

- 필요철근량

$$\begin{aligned}
 a &= f_y \times A_s / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 0.0157 A_s \\
 M_n &= M_u / \phi_b = f_y \times A_s \times (d - a / 2) \quad \text{이므로,} \\
 3.00 A_s^2 - 88,000.00 A_s + 116,906,667.00 &= 0
 \end{aligned}$$

$$\text{필요 철근량 } A_s = 1,394.81 \text{ mm}^2$$

배치된 철근량이 요구되는 철근량의 1/3 이상 더 많이 배치되면,

최소철근($A_{s,min}$) 규정을 따르지 않아도 된다 [철도설계기준(노반편) 10.6.4]

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} \times 1,394.81 = 1,859.75 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min} &= \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d \\
 &= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000 \times 220 = 753.12 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{f_y} \times b_w \times d = \frac{1.4}{400} \times 1000 \times 220 = 770.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{인장(상면)} \quad A_s = H \quad 19 \quad @ \quad 150 = 286.5 \times \frac{1,000}{150} = 1,910.00 \text{ mm}^2$$

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

- 설계모멘트

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,910 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000} = 29.96 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,910.00 \times 400.00 \times (220 - \frac{29.96}{2}) \\
 &= 140,971,752 \text{ N-mm} \\
 &= 140.97 \text{ kN-m} > M_u = 105.22 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

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

$$p = A_s / (b \times d) = 0.868 \% < p_{\max} = 0.75 \times p_b = 2.438 \% \quad \text{O.K. !!}$$

- 배력철근의 계산

인장철근 단면적의 1/6 이상 배근

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

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

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

O.K.!!

온도-수축철근 검토

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

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

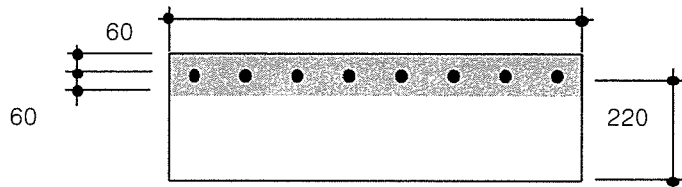
O.K.!!

(4) 휨철근 간격 검토

[철도설계기준(노반편) 10.6.4]

- 사용하중에 의한 최대 모멘트

$$M_{\max} = M_d + M_l + M_i = 66.100 \text{ kN-m}$$



- 종립축 및 작용응력 계산

$$n = E_s / E_c = 8.19$$

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

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

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

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

$$\begin{aligned} f_s &= M_o / (\rho \times j \times b \times d^2) \\ &= 66,100,000.00 / (0.00868 \times 0.896 \times 1000.00 \times 220.00^2) \\ &= 175.60 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 균열폭 검토

$$\begin{aligned} \text{최외단 피복두께 } c &= d_c - (\text{주철근직경}) / 2 \\ &= 60.00 - 19.00 / 2 = 50.50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{휨철근 최대간격 } s_a &= \text{Min} [375 (210/f_s) - 2.5c, 300 (210/f_s)] \\ &= \text{Min} [322.212, 358.77] = 322.212 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\therefore s = 150.000 \text{ mm} < s_a = 322.212 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K.}$$

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

$$\text{인장철근-상면} \quad H \ 22 \ @ \ 150 = 387.1 \times \frac{1,000}{150} = 2,580.67 \text{ mm}^2$$

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

- 보강범위

단부에서 1.10 m 까지

(2) 우측

- 거더 단부 이외의 캔틸레버판에서 필요한 철근량

$$A_{s,req} = 1,255.10 \text{ mm}^2$$

- 거더 단부 캔틸레버판에 필요한 철근량

$$A_{s,req} = 2 \times 1,255.10 = 2,510.20 \text{ mm}^2$$

- 사용철근

$$\text{인장철근-상면} \quad H \ 22 \ @ \ 150 = 387.1 \times \frac{1,000}{150} = 2,580.67 \text{ mm}^2$$

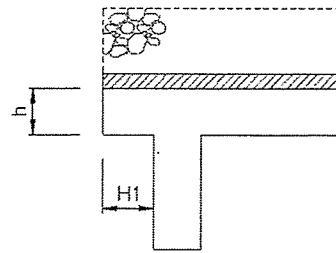
$$\text{압축철근-하면} \quad H \ 16 \ @ \ 150 = 198.6 \times \frac{1,000}{150} = 1,324.00 \text{ mm}^2$$

- 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

$$f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400.00 \text{ MPa}$$

$$M_u = 8.912 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$b = 1000.00 \text{ mm}$$

$$d' = 60.00 \text{ mm}$$

$$\phi_f = 0.90$$

$$h = 280.00 \text{ mm}$$

$$d = 220.00 \text{ mm}$$

$$k_1 = 0.85$$

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]

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

$$A_{s,min} = \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \times b_w \times d$$

$$= \frac{0.25 \times \sqrt{30.00}}{400.00} \times 1000.00 \times 220.00 = 753.12 \text{ mm}^2$$

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

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

2) 설계모멘트

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

$$\phi M_n = \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2)$$

$$= 0.90 \times 633.50 \times 400.00 \times (220.00 - \frac{9.94}{2})$$

$$= 49,039,741.80 \text{ N-mm}$$

$$= 49.04 \text{ kN-m} > M_u = 8.91 \text{ kN-m} \quad (\text{사용률: } 5.503) \quad \text{O.K.!!}$$

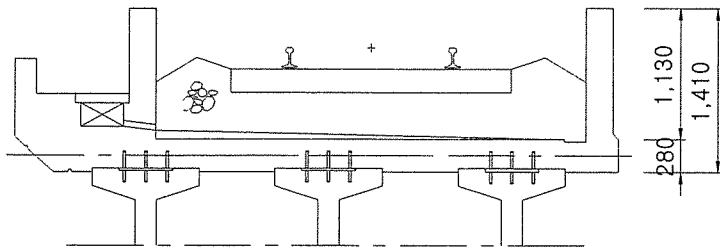
3) 철근비검토

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

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

3.7 탈선방호벽 설계

3.7.1 단면치수



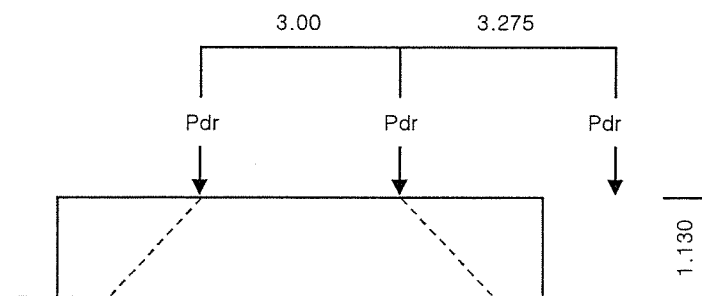
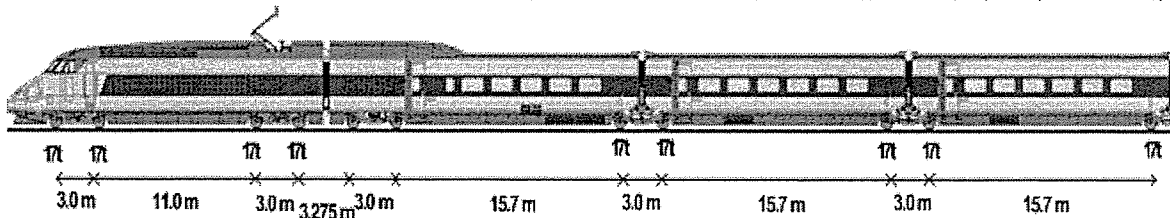
h: 1.130 m
t: 0.250 m

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]

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

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

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

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

- 설계모멘트

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{1,324.00 \times 400.00}{0.85 \times 30.00 \times 1000.00} = 20.77 \text{ mm} \\
 \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a / 2) \\
 &= 0.90 \times 1,324.00 \times 400.00 \times (200.00 - \frac{20.77}{2}) \\
 &= 90,378,093.60 \text{ N-mm} \\
 &= 90.38 \text{ kN-m} > M_u = 64.45 \text{ kN-m} \quad (\text{사용률: } 1.402) \\
 &\quad \text{O.K.!!}
 \end{aligned}$$

- 철근비검토

$$\begin{aligned}
 \text{균형철근비}(\rho_b) &= 0.85 \beta_1 \frac{f_{ck}}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} = 3.251 \% \\
 \rho = A_s / (b \times d) &= 0.662 \% < \rho_{max} = 0.714 \times \rho_b = 2.321 \% \\
 &\quad \text{O.K.!!}
 \end{aligned}$$

3) 전단검토

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

3.8 바닥판 설계 요약

3.8.1 횡방향철근

(1) 바닥판 상면

	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 22 @ 150 = 2,580.67 mm ²	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm ²	H 22 @ 150 = 2,580.67 mm ²
궤도부		H 19 @ 150 = 1,910.00 mm ²	
캔틸레버부	H 22 @ 150 = 2,580.67 mm ²	H 19 @ 150 = 1,910.00 mm ²	H 22 @ 150 = 2,580.67 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

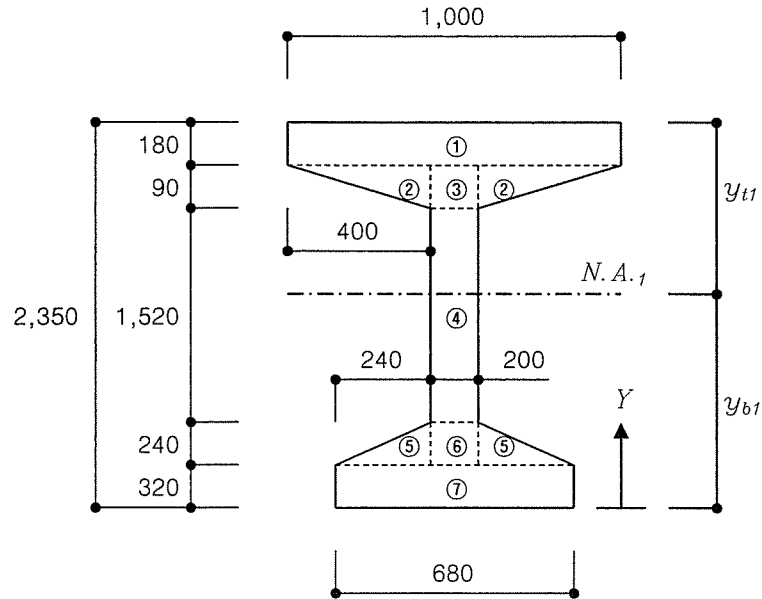
	단 부	중 앙 부	단 부
캔틸레버부	H 13 @ 200 = 633.50 mm ²		
궤도부	H 13 @ 200 = 633.50 mm ²		
캔틸레버부	H 13 @ 200 = 633.50 mm ²		

4. 주거더 설계

4.1 단면제원

4.1.1 중앙부 단면

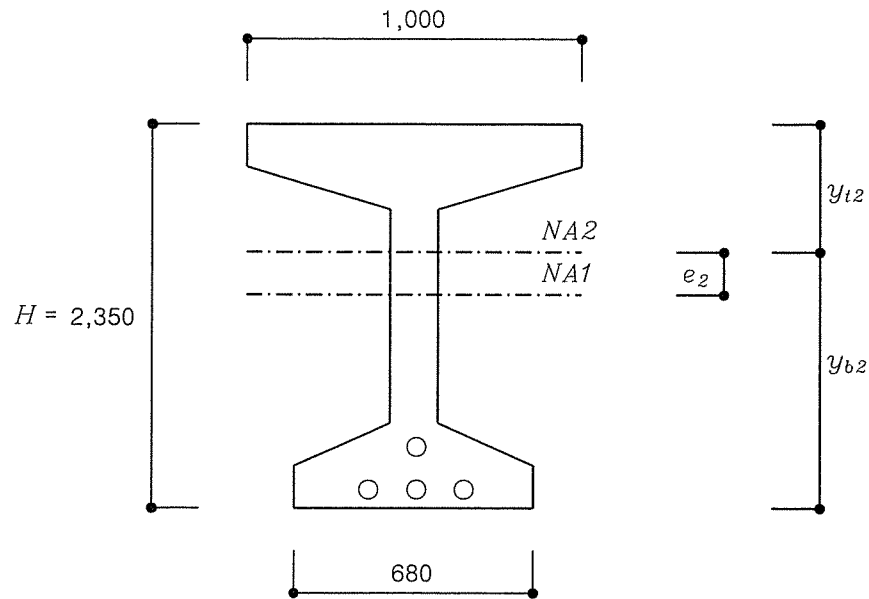
(1) 전 단면



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

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

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

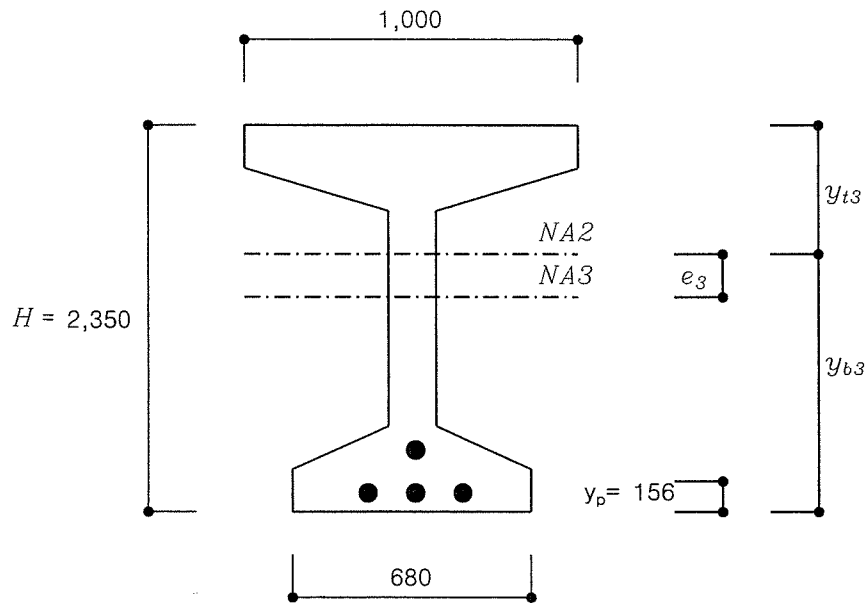
$$y_{b2} = y_{b1} - e_2 = -1,163.89 - 15.77 = -1,179.66 \text{ mm}$$

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

$$= 613,980,452,179 + -13,475,570,841 - 210,873,673$$

$$= 600,294,007,665 \text{ mm}^4$$

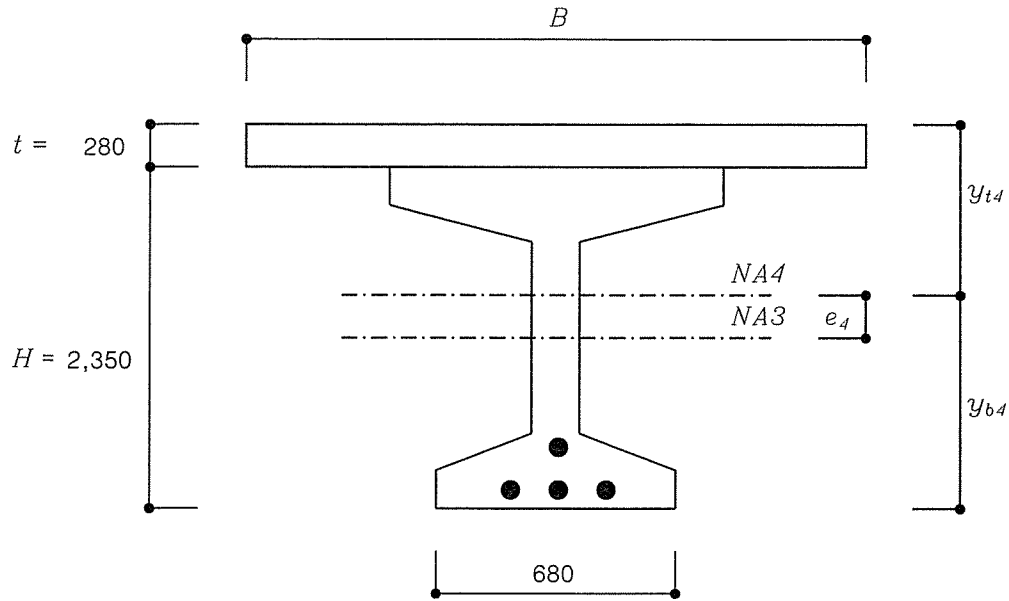
(3) PS강재 환산단면



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

$$\begin{aligned}
 n_3 &= E_{ps} / E_c = 200,000 / 30,008 = 6.66 \\
 e_3 &= \sum (A_3 \times y) / \sum A_3 = -29,608,316 / 876,859 = -33.77 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t3} &= y_{t2} - e_3 = 1,170.34 - (-33.77) = 1,204.11 \text{ mm} \\
 y_{b3} &= y_{b2} - e_3 = -1,179.66 - (-33.77) = -1,145.89 \text{ mm} \\
 I_{NA3} &= \sum I_o + \sum (A_3 \times y^2) - A_3 \times e_3^2 \\
 &= 600,294,381,872 + 30,301,446,316 - 999,981,361 \\
 &= 629,595,846,827 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(4) 바닥판 합성 단면



① 내측 거더(G2)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) 지간의 } 1/4 &= 24,900 / 4 = 6,225 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_w + 12 h_f &= 200 + 12 \times 280 = 3,560 \text{ mm} \\
 \text{(iii) 거더의 중심간 거리} &= 1,700 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 1,700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	876,859	0.00	0	0	629,595,846,827
바닥판	437,920	1,344.11	588,612,651	791,160,150,604	2,861,077,333
합 계	1,314,779		588,612,651	791,160,150,604	632,456,924,160

$$\begin{aligned}
 n_4 &= E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92 \\
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 588,612,651 / 1,314,779 = 447.69 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1484.11 - 447.69 = 1,036.42 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1145.89 - 447.69 = -1,593.58 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 632,456,924,160 + 791,160,150,604 - 263,516,345,768 \\
 &= 1,160,100,728,996 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

② 외측거더(G1)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,300 + 24,900 / 12 = 3,375 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,300 + 6 \times 280 = 4,660 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,300 + 1,500 / 2 = 2,050 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,050 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	876,859	0.00	0	0	629,595,846,827
바닥판	528,080	1,344.11	709,797,609	954,046,063,964	3,450,122,667
합 계	1,404,939		709,797,609	954,046,063,964	633,045,969,494

$$\begin{aligned}
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 709,797,609 / 1,404,939 = 505.22 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1484.11 - 505.22 = 978.89 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1145.89 - 505.22 = -1,651.11 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 633,045,969,494 + 954,046,063,964 - 358,606,824,130 \\
 &= 1,228,485,209,328 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

③ 외측거더(G3)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,100 + 24,900 / 12 = 3,175 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,100 + 6 \times 280 = 4,460 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,100 + 1,500 / 2 = 1,850 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 1,850 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	876,859	0.00	0	0	629,595,846,827
바닥판	476,560	1,344.11	640,549,062	860,968,399,187	3,113,525,333
합 계	1,353,419		640,549,062	860,968,399,187	632,709,372,160

$$\begin{aligned}
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 640,549,062 / 1,353,419 = 473.28 \text{ mm} \\
 &\quad (+ : \uparrow, - : \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1484.11 - 473.28 = 1,010.83 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1145.89 - 473.28 = -1,619.17 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 632,709,372,160 + 860,968,399,187 - 303,157,688,144 \\
 &= 1,190,520,083,203 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(6) 단면 제원 집계표

① 내측 거더(G2)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	847,928	876,859	1,314,779
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,036.42
거더 상연	(mm)	1,170.34	1,204.11	756.42
거더 하연	(mm)	-1,179.66	-1,145.89	-1,593.58
단면2차모멘트	(mm^4)	600,294,007,665	629,595,846,827	1,160,100,728,996
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,119,334,564
	$S_{t,gir}$	512,922,747	522,872,368	1,533,672,733
	$S_{b,gir}$	-508,870,359	-549,438,294	-727,983,991

② 외측거더(G1)

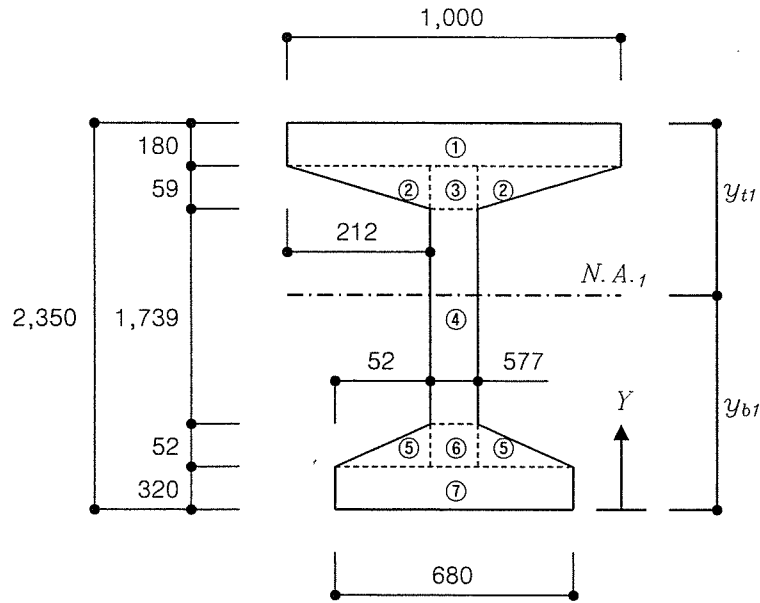
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	847,928	876,859	1,404,939
바닥판 상연	(mm)	-	-	978.89
거더 상연	(mm)	1,170.34	1,204.11	698.89
거더 하연	(mm)	-1,179.66	-1,145.89	-1,651.11
단면2차모멘트	(mm^4)	600,294,007,665	629,595,846,827	1,228,485,209,328
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,254,977,790
	$S_{t,gir}$	512,922,747	522,872,368	1,757,766,185
	$S_{b,gir}$	-508,870,359	-549,438,294	-744,035,957

③ 외측거더(G3)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm^2)	847,928	876,859	1,353,419
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,010.83
거더 상연	(mm)	1,170.34	1,204.11	730.83
거더 하연	(mm)	-1,179.66	-1,145.89	-1,619.17
단면2차모멘트	(mm^4)	600,294,007,665	629,595,846,827	1,190,520,083,203
단면계수(mm^3)	$S_{t,slab}$	-	-	1,177,764,889
	$S_{t,gir}$	512,922,747	522,872,368	1,628,997,281
	$S_{b,gir}$	-508,870,359	-549,438,294	-735,265,650

4.1.2 H 지점 단면 (지점에서 2.350 m)

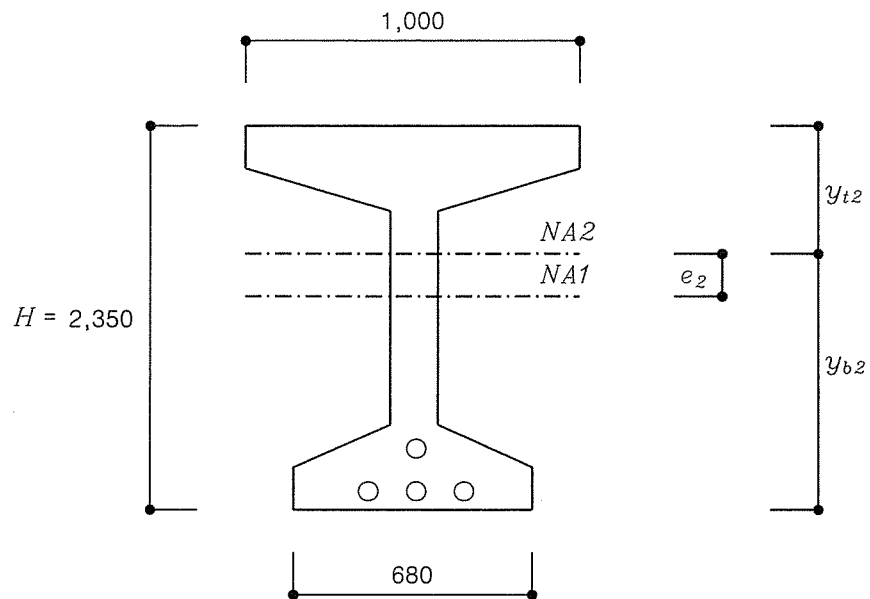
(1) 전 단면



단 면	b_i (mm)	h_i (mm)	A (mm ²)	y (mm)	$A \times y$ (mm ³)	$A \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
1	1,000	180	180,000	2,260	406,800,000	919,368,000,000	486,000,000
2	423	59	12,479	2,150	26,829,850	57,684,177,500	2,413,203
3	577	59	34,043	2,141	72,886,063	156,049,060,883	9,875,307
4	577	1,739	1,003,403	1,242	1,246,226,526	1,547,813,345,292	252,867,673,647
5	103	52	2,678	337	902,486	304,137,782	402,295
6	577	52	30,004	346	10,381,384	3,591,958,864	6,760,901
7	680	320	217,600	160	34,816,000	5,570,560,000	1,856,853,333
계			1,480,207		1,798,842,309	2,690,381,240,321	255,229,978,686

$$\begin{aligned}
 y_{t1} &= H + y_{b1} = 2,350 + -1,215.26 = 1,134.74 \text{ mm} \\
 y_{b1} &= \Sigma(A \times y) / \Sigma A = 1,798,842,309 / 1,480,207 = -1,215.26 \text{ mm} \\
 I_{bot} &= \Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) = 2,945,611,219,007 \text{ mm}^4 \\
 I_{NA1} &= I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2 = 2,945,611,219,007 - 1,480,207 \times -1,215.26^2 \\
 &= 759,557,345,587 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(2) 순단면 (쉬스관 공제 단면)



강선번호	직경 (mm)	단면적 (mm ²)	개수	총단면적 (mm ²)	쉬스관 D_s (mm)	쉬스관 A_s (mm ²)	y_p (mm)	비 고
1	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	240	
2	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	462	
3	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	684	
4	12.7	98.7	11	1,086	65	3,318	969	

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)
전체 단면적	1,480,207	0.00	0	0	759,557,345,587
쉬스관	-13,272	-626.51	8,315,041	-5,209,456,161	-3,504,962
합 계	1,466,935		8,315,041	-5,209,456,161	759,553,840,625

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

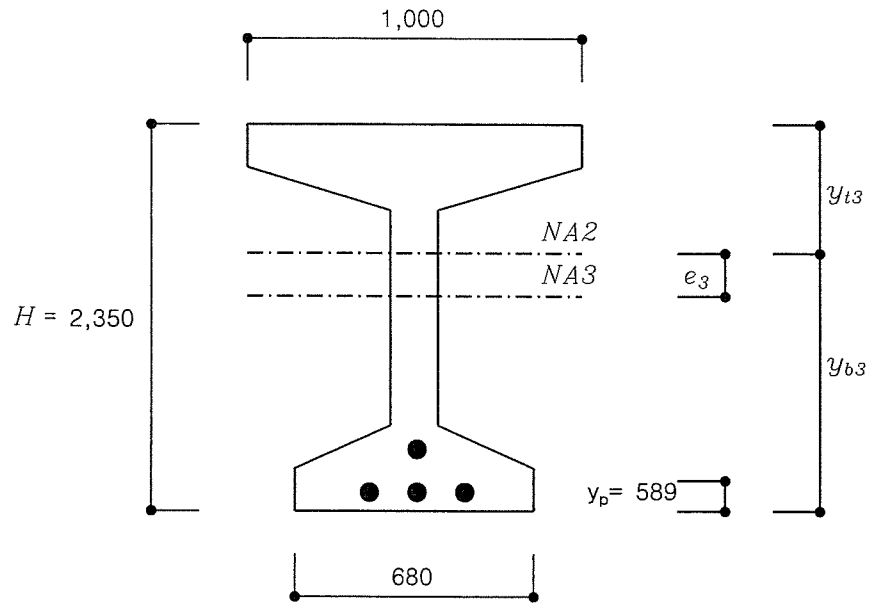
$$y_{t2} = y_{t1} - e_2 = 1,134.74 - 5.67 = 1,129.07 \text{ mm}$$

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

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

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

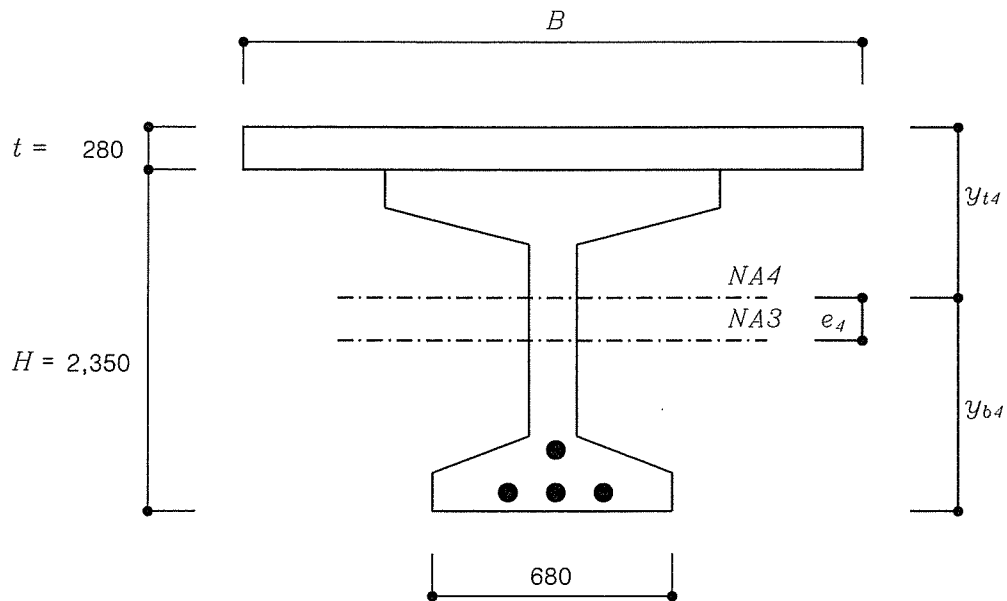
(3) PS강재 환산단면



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]

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

구 분	A_f (mm ²)	y (mm)	$A_f \times y$ (mm ³)	$A_f \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,495,866	0.00	0	0	765,636,192,351
바닥판	437,920	1,281.30	561,106,896	718,946,265,845	2,861,077,333
합 계	1,933,786		561,106,896	718,946,265,845	768,497,269,684

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

② 외측거더(G1)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,300 + 24,900 / 12 = 3,375 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,300 + 6 \times 280 = 4,660 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,300 + 1,500 / 2 = 2,050 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,050 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,495,866	0.00	0	0	765,636,192,351
바닥판	528,080	1,281.30	676,628,904	866,964,614,695	3,450,122,667
합 계	2,023,946		676,628,904	866,964,614,695	769,086,315,018

$$\begin{aligned}
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 676,628,904 / 2,023,946 = 334.31 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1484.11 - 334.31 = 1,149.80 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1145.89 - 334.31 = -1,480.20 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 769,086,315,018 + 866,964,614,695 - 226,202,637,685 \\
 &= 1,409,848,292,028 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

③ 외측거더(G3)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,100 + 24,900 / 12 = 3,175 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,100 + 6 \times 280 = 4,460 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,100 + 1,500 / 2 = 1,850 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 1,850 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,495,866	0.00	0	0	765,636,192,351
바닥판	476,560	1,281.30	610,616,328	782,382,701,066	3,113,525,333
합 계	1,972,426		610,616,328	782,382,701,066	768,749,717,684

$$\begin{aligned}
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 610,616,328 / 1,972,426 = 309.58 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1484.11 - 309.58 = 1,174.53 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1145.89 - 309.58 = -1,455.47 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 768,749,717,684 + 782,382,701,066 - 189,036,870,639 \\
 &= 1,362,095,548,111 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(6) 단면 제원 집계표

① 내측 거더(G2)

구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (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)

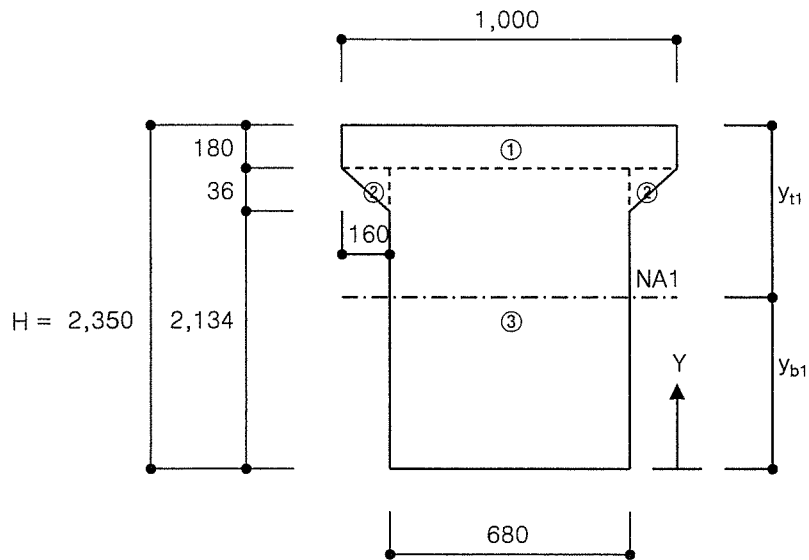
구 분	단위	순단면(A_2) (쉬스관공제단면)	환산단면(A_3) (PS강재 합성단면)	합성단면(A_4) (바닥판합성단면)
단면적	(mm ²)	1,466,935	1,495,866	2,023,946
바닥판 상연	(mm)	-	-	1,149.80
거더 상연	(mm)	1,129.07	1,141.30	869.80
거더 하연	(mm)	-1,220.93	-1,208.70	-1,480.20
단면2차모멘트	(mm ⁴)	754,297,224,117	765,636,192,351	1,409,848,292,028
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-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

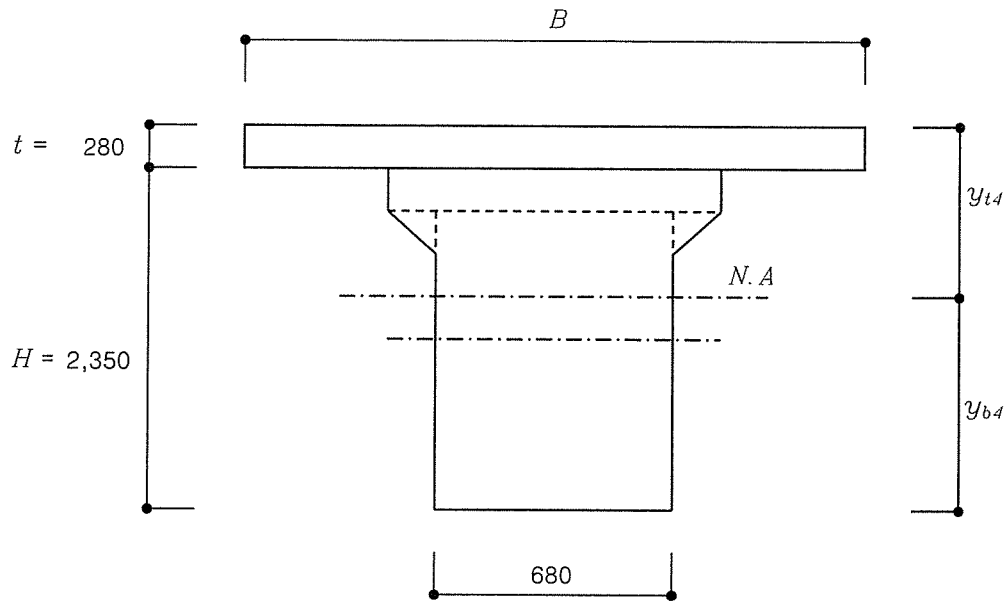
(1) 전 단면적



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

$$\begin{aligned}
 y_{b1} &= \Sigma(A \times y) / \Sigma A = 2,020,256,080 / 1,661,360 = -1,216.0 \text{ mm} \\
 y_{t1} &= H + y_{b1} = 2,350 + -1216.0 = 1,134.0 \text{ mm} \\
 I_{bot} &= \Sigma I_o + \Sigma (A \times y^2) = 3,262,829,474,027 \text{ mm}^4 \\
 I_{NA1} &= I_{bot} - \Sigma A \times y_{b1}^2 = 3,262,829,474,027 - 1,661,360 \times -1,216.00^2 \\
 &= 806,249,541,867 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

(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_4 (mm ²)	y (mm)	$A_4 \times y$ (mm ³)	$A_4 \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	437,920	1,274.0	557,910,080	710,777,441,920	2,861,077,333
합 계	2,099,280		557,910,080	710,777,441,920	809,110,619,200

$$\begin{aligned}
 n_4 &= E_{sl} / E_c = 27,537 / 30,008 = 0.92 \\
 e_4 &= \Sigma (A_4 \times y) / \Sigma A_4 = 557,910,080 / 2,099,280 = 265.76 \text{ mm} \\
 &\quad (+: \uparrow, -: \downarrow) \\
 y_{t4} &= (y_{t3} + t) - e_4 = 1414.00 - 265.76 = 1148.24 \text{ mm} \\
 y_{b4} &= y_{b3} + e_4 = -1216.00 + 265.76 = -950.24 \text{ mm} \\
 I_{NA4} &= \Sigma I_o + \Sigma (A_4 \times y^2) - A_4 \times e_4^2 \\
 &= 809,110,619,200 + 710,777,441,920 - 148,268,740,528 \\
 &= 1,371,619,320,592 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

② 외측거더(G1)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,300 + 24,900 / 12 = 3,375 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,300 + 6 \times 280 = 4,660 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,300 + 1,500 / 2 = 2,050 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 2,050 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	528,080	1,274.0	672,773,920	857,113,974,080	3,450,122,667
합 계	2,189,440		672,773,920	857,113,974,080	809,699,664,534

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

③ 외측거더(G3)

- 바닥판 유효폭 산정 [철도설계기준(노반편) 10.7.4]

$$\begin{aligned}
 \text{(i) } b_l + \text{지간의 } 1/12 &= 1,100 + 24,900 / 12 = 3,175 \text{ mm} \\
 \text{(ii) } b_l + 6 h_f &= 1,100 + 6 \times 280 = 4,460 \text{ mm} \\
 \text{(iii) } b_l + \text{인접거더와 순지간의 } 1/2 &= 1,100 + 1,500 / 2 = 1,850 \text{ mm} \\
 \therefore B &= 1,850 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

구 분	A_d (mm ²)	y (mm)	$A_d \times y$ (mm ³)	$A_d \times y^2$ (mm ⁴)	I_o (mm ⁴)
환산단면	1,661,360	0.0	0	0	806,249,541,867
바닥판	476,560	1,274.0	607,137,440	773,493,098,560	3,113,525,333
합 계	2,137,920		607,137,440	773,493,098,560	809,363,067,200

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

(3) 단면 제원 집계표

구 분	단위	내 측 거 더(G2)		외 측 거 더(G1)	
		전단면(A_f)	합성단면(A_d)	전단면(A_f)	합성단면(A_d)
단면적	(mm ²)	1,661,360	2,099,280	1,661,360	2,189,440
바닥판 상연	(mm)	-	1,148.24	-	1,106.72
거더 상연	(mm)	1,134.00	868.24	1,134.00	826.72
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-950.24	-1,216.00	-908.72
단면2차모멘트	(mm ⁴)	806,249,541,867	1,371,619,320,592	806,249,541,867	1,460,084,527,877
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	1,194,540,619	-	1,319,289,909
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,579,769,788	710,978,432	1,766,117,341
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,443,445,151	-663,034,163	-1,606,748,534

구 분	단위	외 측 거 더(G3)	
		전단면(A_f)	합성단면(A_d)
단면적	(mm ²)	1,661,360	2,137,920
바닥판 상연	(mm)	-	1,130.01
거더 상연	(mm)	1,134.00	850.01
거더 하연	(mm)	-1,216.00	-932.01
단면2차모멘트	(mm ⁴)	806,249,541,867	1,410,432,233,412
단면계수(mm ³)	$S_{t,slab}$	-	1,248,159,072
	$S_{t,gir}$	710,978,432	1,659,312,518
	$S_{b,gir}$	-663,034,163	-1,513,323,069

4.2 하 중 산 정

4.2.1 고정하중 (DL)

(1) 빔 자중 (d_o) → (주거터 당)

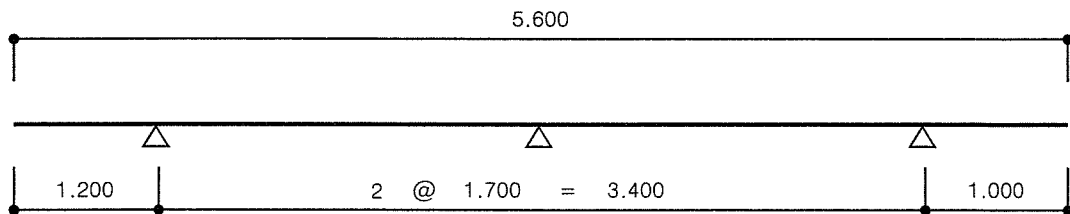
① 중앙부 단면

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

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)

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

② 외측거더(G3)

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

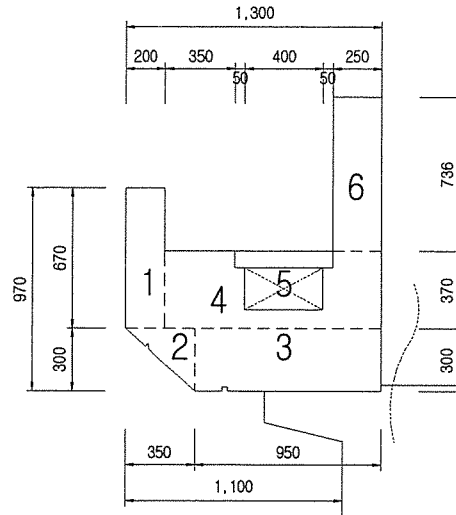
③ 내측거더(G2)

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

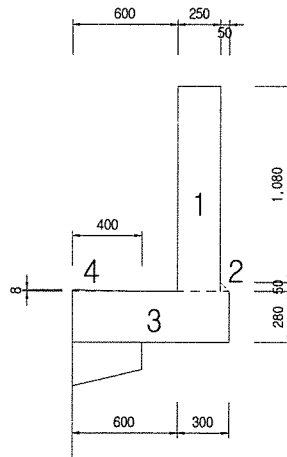
(3) 합성후 고정하중 (d₂)

① 방호벽 및 방음벽 (격자모델 종방향부재에 재하)

- 방호벽



			(면적)	(팔길이:좌측기준)	
①	0.200	×	0.670 = 0.134	0.100	
④	1.100	×	0.370 = 0.407	0.750	
⑤	0.400	×	0.200 = -0.080	0.80	
⑥	0.250	×	0.736 = 0.184	1.23	
계			0.645	0.744	=> 좌측거더에서 0.456 m 이격
하중(P1)	=	0.645	×	24.500 = 15.803	kN/m
M1	=	15.803	×	0.456 = 7.206	kN.m



			(면적)	(팔길이:우측기준)	
①	0.250	×	1.080 = 0.270	0.175	
②	0.050	×	0.050 / 2 = 0.001	0.033	
계			0.271	0.174	=> 우측거더에서 0.826 m 이격
하중(P2)	=	0.271	×	24.500 = 6.640	kN/m
M2	=	6.640	×	0.826 = 5.484	kN.m

- 방음벽

= 5.000 kN/m

좌측 방음벽 재하위치 : 좌측거더에서 1.100 m 이격

우측 방음벽 재하위치 : 우측거더에서 0.825 m 이격

- 방음벽기초

$$(0.400 + 0.600) \times 0.100 / 2.000 \times 24.50 = 1.225 \text{ kN/m}$$

좌측 방음벽 재하위치 : 좌측거더에서 1.100 m 이격

우측 방음벽 재하위치 : 우측거더에서 0.825 m 이격

② 도상하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)

(자갈도상층 깊이) × 단위중량

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

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

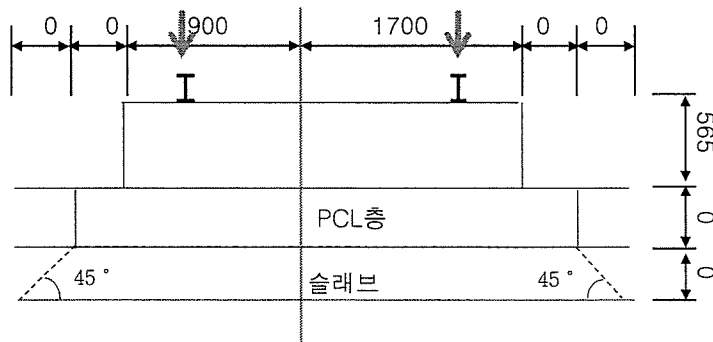
재하범위 : 좌측거더 외측으로 -0.10 m 부터

우측거더 외측으로 0.700 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.700 m) = 23.725 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 27.912 kN/m

③ 레일하중 (격자모델 횡방향부재에 재하)



하중 분포폭

침목길이 + 1.5 × 도상 깊이) + 바닥판 두께

$$= 2.600 + 1.5 \times 0.565 + 0.280$$

$$= 3.728 \text{ m}$$

레일 침목 하중

$$= 5.600 / 3.728$$

$$= 1.502 \text{ kN/m}^2$$

재하범위 : 중앙거더 좌측으로 0.900 m 부터

중앙거더 우측으로 1.700 m 까지

지점부 (부재간격 : 1.700 m) = 2.553 kN/m

일반부 (부재간격 : 2.000 m) = 3.004 kN/m

④ 케이블 (격자모델 종방향부재에 재하)

$$= 1.000 \text{ kN/m}$$

재하위치 : 좌측거더에서 0.400 m 이격

$$M2 = 1.000 \times 0.400 = 0.400 \text{ kN.m}$$

4.2.2 활하중 (격자모델 종방향부재에 재하)

(1) 보도적재하중

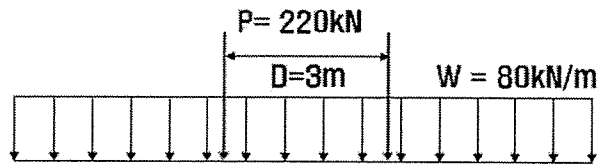
$$w_w = 2.000 \times 0.850 = 1.700 \text{ kN/m}$$

재하위치 : 좌측거더에서 0.575 m 이격

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

(2) 표준활하중

KL2012하중



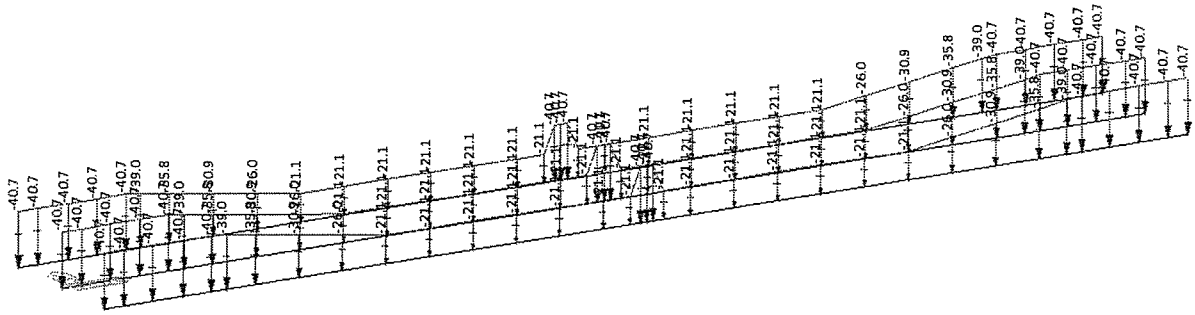
(3) 충격하중

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

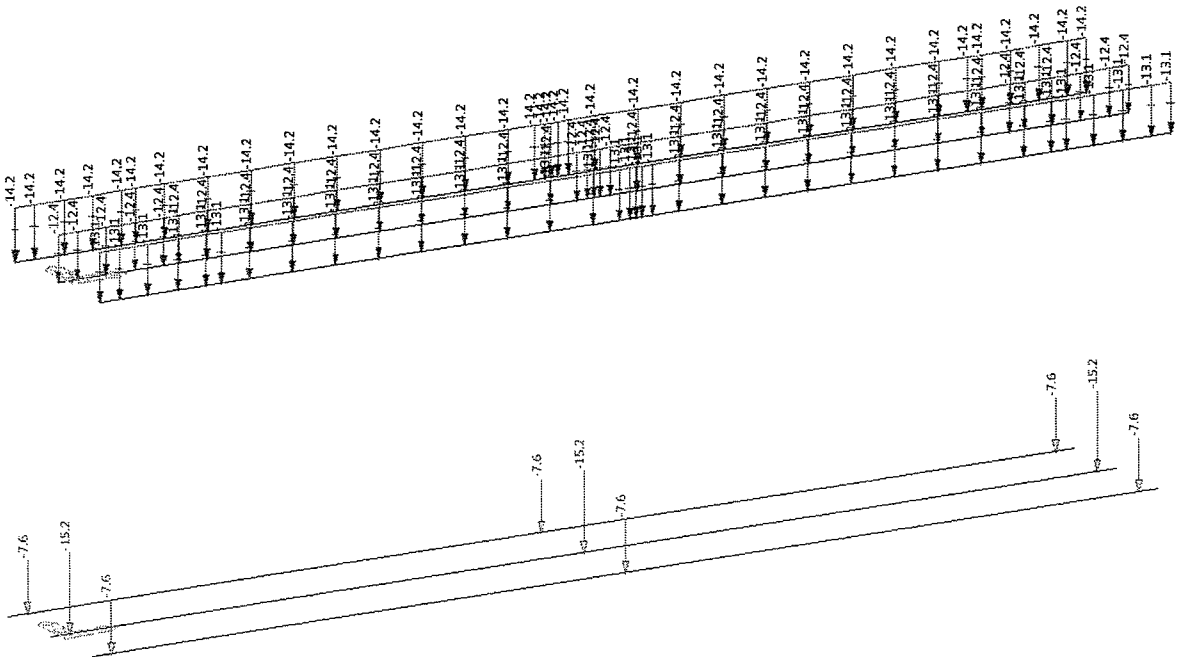
4.3 구조해석

4.3.1 하중제하도

(1) 빔 자중

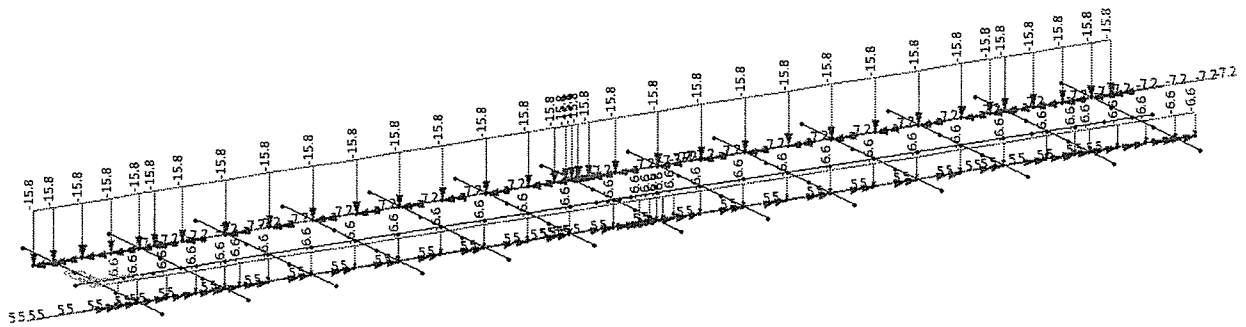


(2) 합성전 고정하중

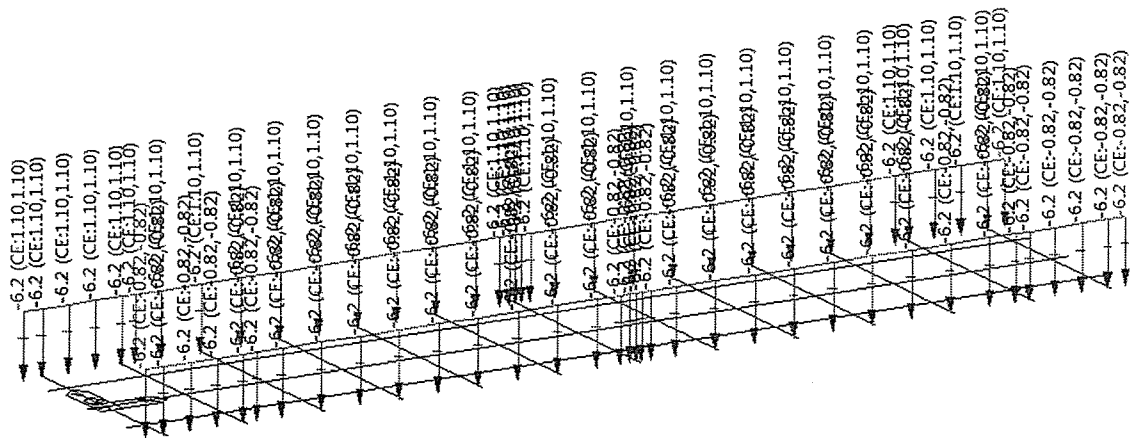


(3) 합성후 고정하중

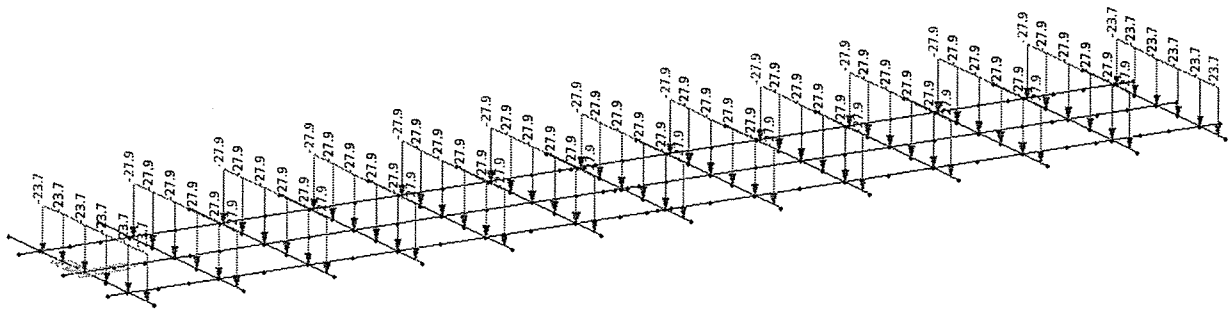
- 양방향



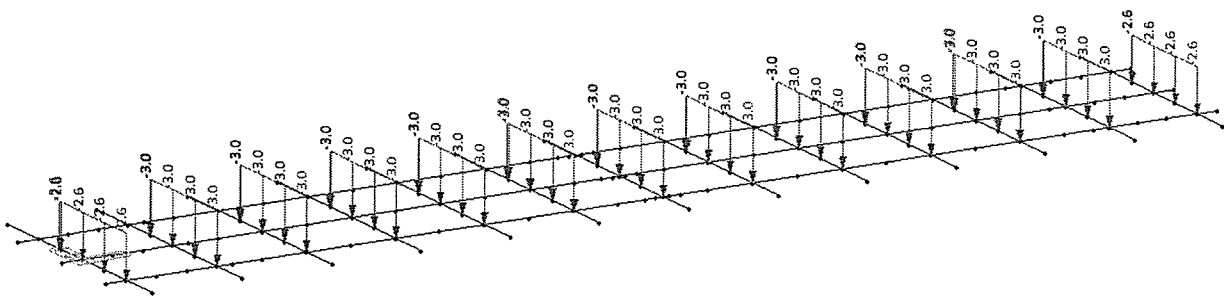
1. 500



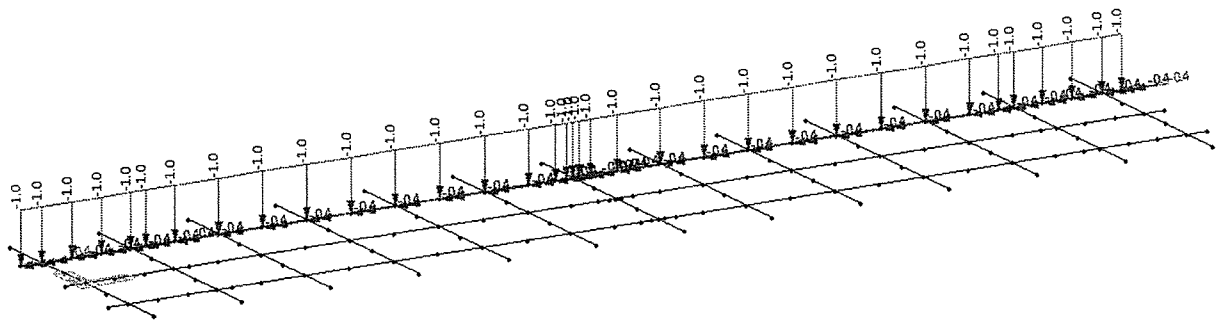
- 도상



- 레일 + 침목

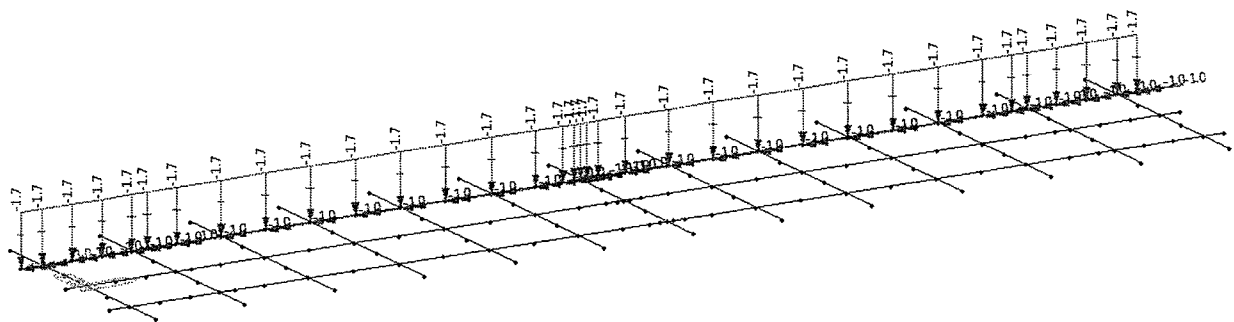


- 케이블

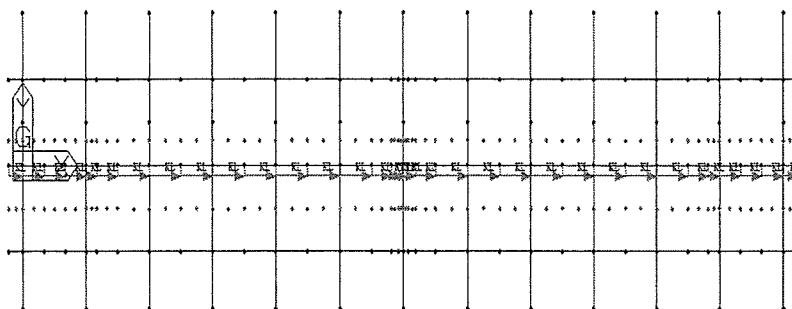


(4) 합성후 활하중

- 보도적재하중



- KL2012



Vehicular Load Name : KL2012

Truck Load

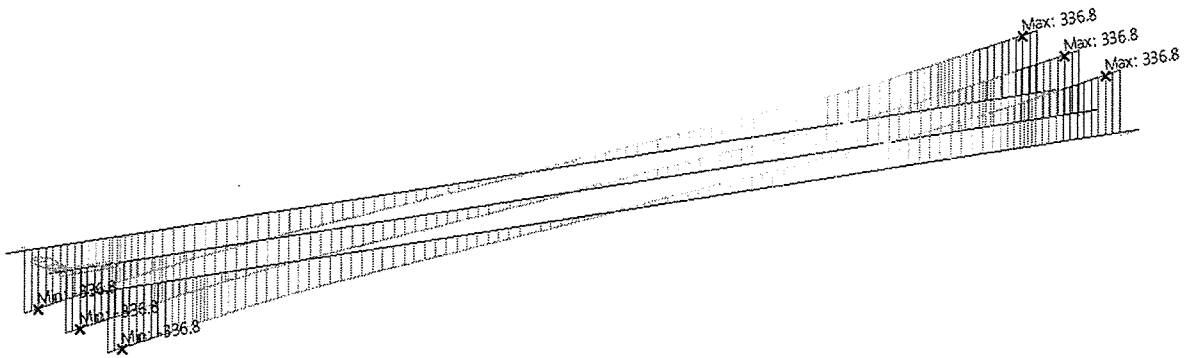
Lane Load

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

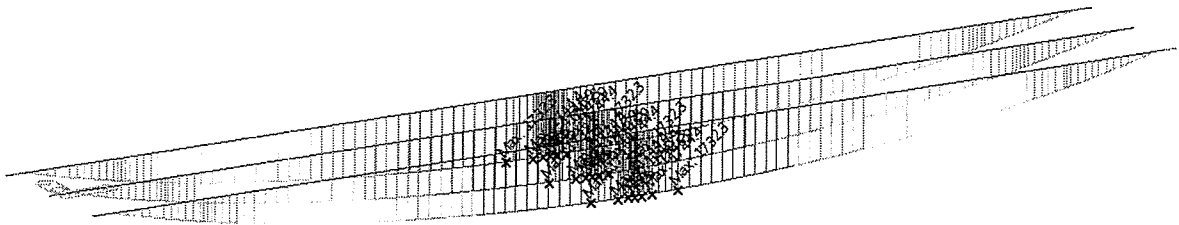
4.3.2 단면력도

(1) 빔 자중

- 전단력도

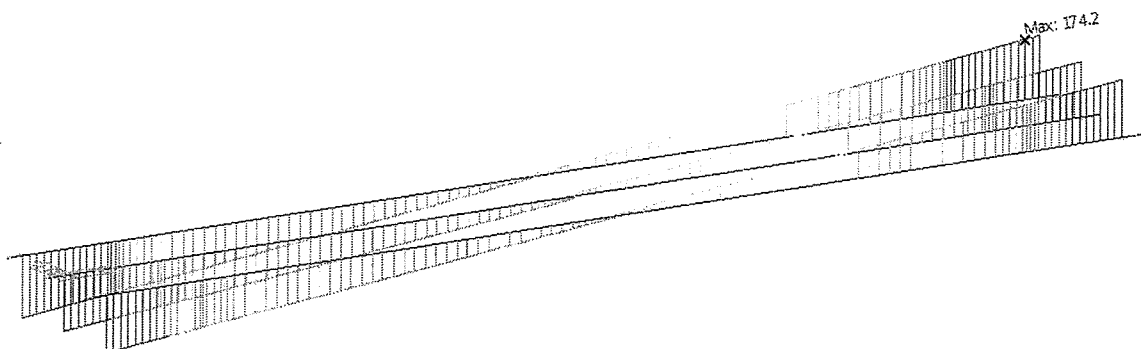


- 모멘트도

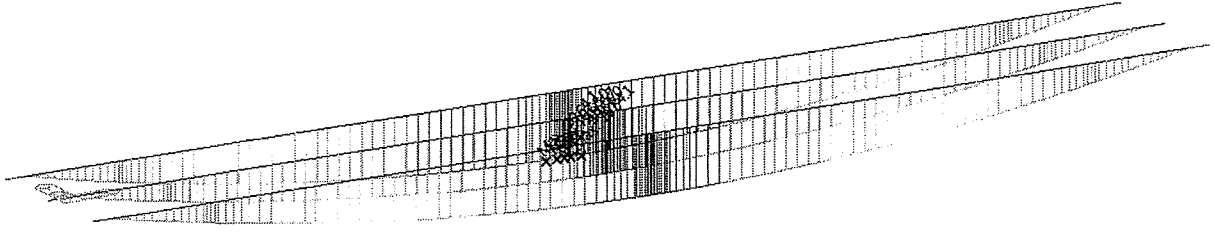


(2) 합성전 고정하중

- 전단력도

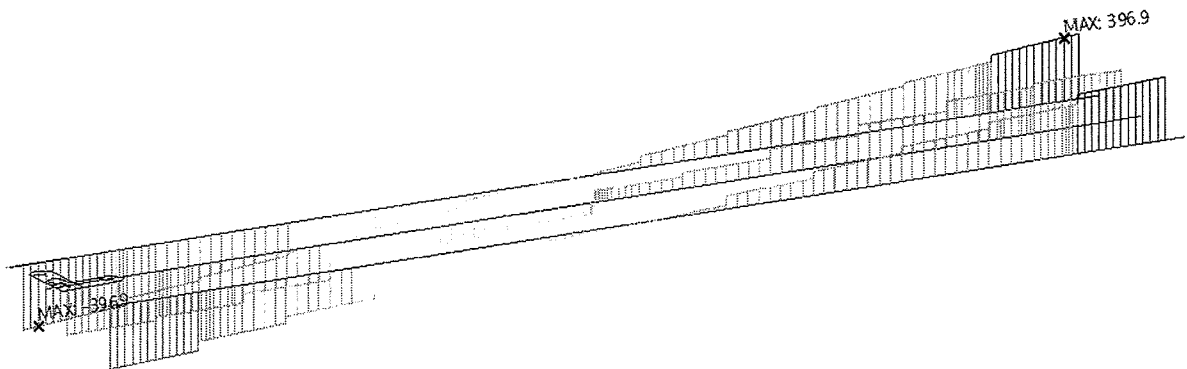


- 모멘트도

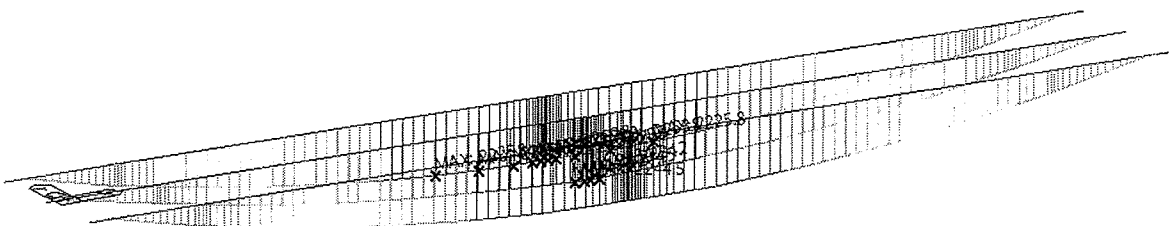


(3) 합성후 고정하중

- 전단력도

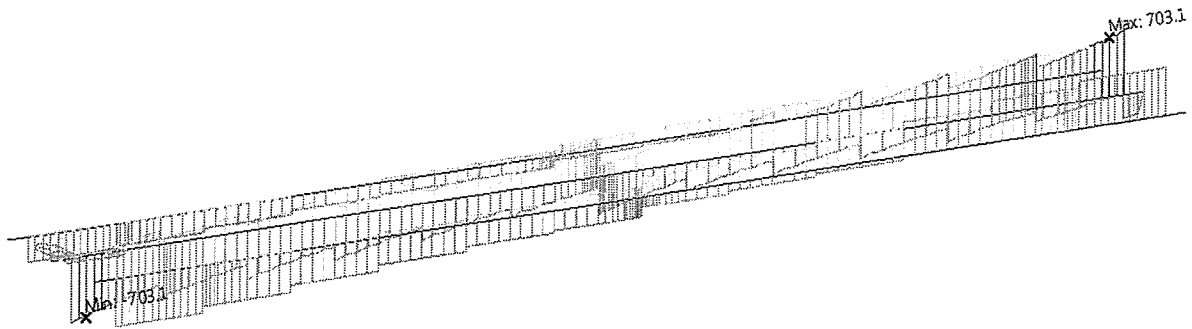


- 모멘트도

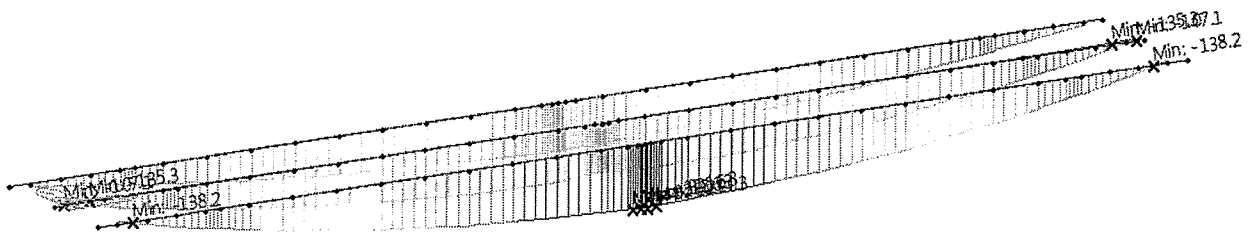


(4) 합성후 활하중

- 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	-396.920	-325.660	-722.580	-9.320	177.140	167.820
	G2	-302.030	-797.240	-1,099.270	25.700	2.090	27.790
	G3	-386.670	-579.690	-966.360	-20.020	18.050	-1.970
2.800	G1	-303.350	-288.950	-592.300	844.060	1,003.060	1,847.120
	G2	-281.190	-614.030	-895.220	737.530	1,205.780	1,943.310
	G3	-297.660	-499.880	-797.540	825.210	1,149.710	1,974.920
6.450	G1	-184.000	-186.240	-370.240	1,763.400	2,049.980	3,813.380
	G2	-156.350	-535.490	-691.840	1,645.910	2,342.350	3,988.260
	G3	-172.690	-330.530	-503.220	1,740.280	2,622.780	4,363.060
12.450	G1	-9.610	135.050	125.440	2,305.550	2,811.450	5,117.000
	G2	71.580	-461.250	-389.670	2,295.890	2,828.360	5,124.250
	G3	-2.420	240.410	237.990	2,265.890	3,627.160	5,893.050

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	425.047	968.408	326.521	1,294.929
	A2	355.145	188.217	425.051	968.413	326.522	1,294.935
G2	A1	355.145	176.836	346.536	878.517	865.761	1,744.278
	A2	355.145	176.837	346.536	878.518	865.761	1,744.279
G3	A1	355.145	174.982	431.401	961.528	579.685	1,541.214
	A2	355.145	174.983	431.401	961.529	579.685	1,541.215

(2) 하부구조의 안정검토용 (충격하중 제외)

(단위 : kN)

구 분		고정하중			소계	활하중	계
		자중	슬래브	2차고정하중			
G1	A1	355.145	188.216	425.047	968.408	289.984	1,258.392
	A2	355.145	188.217	425.051	968.413	289.984	1,258.397
G2	A1	355.145	176.836	346.536	878.517	768.882	1,647.399
	A2	355.145	176.837	346.536	878.518	768.882	1,647.400
G3	A1	355.145	174.982	431.401	961.528	514.818	1,476.347
	A2	355.145	174.983	431.401	961.529	514.818	1,476.347

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

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

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

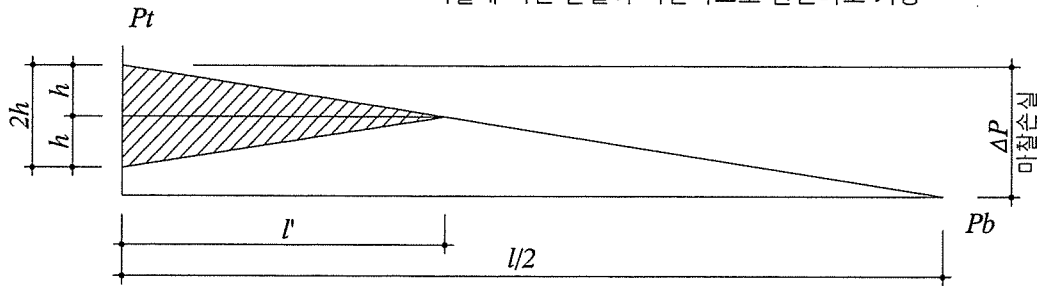
④ 빔 중앙부에서의 마찰 손실

강선번호	각변화 (α)		강선길이 L (m)	$\mu\alpha + \kappa L$	$1 - e^{-(\mu\alpha + \kappa L)}$	Δf_{pf} (MPa)	ΔP_{pf} (kN)
	DEG	rad					
1	04° 01'	0.070	12.359	0.079	0.076	107.25	116.47
2	08° 09'	0.142	12.391	0.097	0.092	129.83	141.00
3	12° 13'	0.213	12.446	0.115	0.109	153.82	167.05
4	15° 05'	0.263	12.500	0.128	0.120	169.34	183.90

(2) 정착장치의 활동에 의한 손실

- 긴장재와 쉬스 사이의 마찰이 있는 경우

슬립량 $\Delta L = 6 \text{ mm}$ 긴장할 때의 마찰과 정착할 때의 마찰이 동일하다고 가정
 마찰에 의한 손실이 직선적으로 변한다고 가정



(ㄱ) 정착구 손실에 의해 발생한 일

$$W = F \cdot s = \Delta f \cdot A_{ps} \cdot l' = \frac{\Delta L}{l'} \cdot E_{ps} \cdot A_{ps} \cdot l' = \Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \quad \text{----- (1)}$$

(ㄴ) 정착구 손실에 의해 발생한 일은 그림에서의 면적

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' \quad \text{----- (2)}$$

(1)식과 (2)식에서

$$W = \frac{1}{2} \cdot 2h \cdot l' = \Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \quad l' = \frac{\Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps}}{h} \quad \text{----- (3)}$$

(ㄷ) 삼각형 비례

$$l' : h = l/2 : \Delta P$$

$$h = \frac{2 \cdot l' \cdot \Delta P}{l} \quad \text{----- (4)}$$

(3)식과 (4)식에서

$$l' = \frac{\Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot l' \cdot \Delta P}$$

$$(l')^2 = \frac{\Delta L \cdot A_{ps} \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf} \cdot A_{ps}} = \frac{\Delta L \cdot E_{ps} \cdot l}{2 \cdot \Delta f_{pf}}$$

(ㄹ) 정착구 슬립 손실량

$$\Delta f_{slip} = E_{ps} \times \frac{\Delta L}{l'}$$

(정착구 손실량은 단부에서 길이에 비례하여 감소함)

강선번호	f_{pj} (MPa)	P_j (kN)	Δf_{pf} (MPa)	P_i (N)	l'		$l/2$ (m)	Δf_{sl}
1	1,411.20	1,532.56	107.25	1,416.09	11.759	<	12.359	0.0
2	1,411.20	1,532.56	129.83	1,391.56	10.702	<	12.391	0.0
3	1,411.20	1,532.56	153.82	1,365.51	9.853	<	12.446	0.0
4	1,411.20	1,532.56	169.34	1,348.66	9.411	<	12.500	0.0
계		6,130.24		5,521.82				

∴ 정착장치의 활동에 의한 손실이 중앙단면에는 영향을 미치지 않음

(3) 콘크리트의 탄성수축에 의한 손실량

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cir}$$

여기서, E_{ci} = 프리스트레스 도입시의 콘크리트의 탄성계수 = 28,066 MPa

f_{cir} = 프리스트레스 도입직후 보의 고정하중과 프리스트레스 힘에 의해 발생하는
긴장재 도심에서의 콘크리트 평균 압축응력으로서 최대모멘트가 발생하는 단면에서 계산

$$f_{cir} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \cdot e_p \cdot e_p}{I_c} - \frac{M_d \cdot e_p}{I_c}$$

$$M_d = 1,747.33 \text{ kN-m}$$

$$f_{cir} = \frac{5,521,820}{847,928} + \frac{5,521,820 \times 989.64^2}{629,595,846,827} - \frac{1,747.33 \times 10^6 \times 989.64}{629,595,846,827}$$

$$= 12.36 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pel} = \frac{1}{2} \times \frac{200,000}{28,066} \times 12.36 = 44.04 \text{ MPa}$$

(4) 즉시 손실 합계

강선번호	Δf_{pf} (MPa)	Δf_{sl} (MPa)	Δf_{pel} (MPa)	즉시손실량 (MPa)	초기긴장응력 (MPa)	초기긴장력 (kN)
1	107.25	0.00	44.04	151.29	1,259.91	1,368.26
2	129.83	0.00	44.04	173.87	1,237.33	1,343.74
3	153.82	0.00	44.04	197.86	1,213.34	1,317.69
4	169.34	0.00	44.04	213.38	1,197.82	1,300.83
계	560.24	0.00	176.16	736.40	4,908.40	5,330.52

4.5.2 프리스트레스의 시간적 손실

(1) 콘크리트의 크리프에 의한 손실량

$$\Delta f_{pcr} = 12 f_{cir} - 7 f_{cds}$$

여기서, f_{cds} = 프리스트레스를 도입할 때 존재하던 고정하중을 제외한 그 후의 모든 고정하중에 의해 일어나는 긴장재 도심위치에서의 콘크리트의 응력

① 내측거더(G2)

$$M_{d1} = 980.71 \text{ kN-m (1차고정하중)}$$

$$M_{d2} = 2,295.89 \text{ kN-m (2차고정하중)}$$

$$f_{cds} = \frac{980.71 \times 10^6 \times 989.64}{629,595,846,827} + \frac{2,295.89 \times 10^6 \times 1,437.33}{1,160,100,728,996} = 4.39 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 12.36 - 7 \times 4.39 = 117.59 \text{ MPa}$$

② 외측거더(G1)

$$M_{d1} = 1,066.69 \text{ kN-m (1차고정하중)}$$

$$M_{d2} = 2,305.55 \text{ kN-m (2차고정하중)}$$

$$f_{cds} = \frac{1,066.69 \times 10^6 \times 989.64}{629,595,846,827} + \frac{2,305.55 \times 10^6 \times 1,494.86}{1,228,485,209,328} = 4.48 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 12.36 - 7 \times 4.48 = 116.96 \text{ MPa}$$

③ 외측거더(G3)

$$M_{d1} = 990.27 \text{ kN-m (1차고정하중)}$$

$$M_{d2} = 2,265.89 \text{ kN-m (2차고정하중)}$$

$$f_{cds} = \frac{990.27 \times 10^6 \times 989.64}{629,595,846,827} + \frac{2,265.89 \times 10^6 \times 1,462.92}{1,190,520,083,203} = 4.34 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pcr} = 12 \times 12.36 - 7 \times 4.34 = 117.94 \text{ MPa}$$

(2) 콘크리트의 건조수축에 의한 손실량

$$H_r \text{ (주위의 연간 평균 상대습도)} = 70 \%$$

$$\Delta f_{psh} = 0.8 \times (119 - 1.05 \times H_r) = 0.8 \times (119 - 1.05 \times 70) = 36.40 \text{ MPa}$$

(3) 긴장재의 릴랙세이션에 의한 손실량

$$\Delta f_r = 35 - 0.07 \Delta f_{pf} - 0.1 \Delta f_{pel} - 0.05 (\Delta f_{psh} + \Delta f_{pcr})$$

① 내측거더(G2)

$$\begin{aligned} \Delta f_r &= 35 - 0.07 \times 140.06 - 0.1 \times 44.04 \\ &\quad - 0.05 \times (36.40 + 117.59) \end{aligned} = 13.09 \text{ MPa}$$

② 외측거더(G1)

$$\begin{aligned} \Delta f_r &= 35 - 0.07 \times 140.06 - 0.1 \times 44.04 \\ &\quad - 0.05 \times (36.40 + 116.96) \end{aligned} = 13.12 \text{ MPa}$$

③ 외측거더(G3)

$$\begin{aligned} \Delta f_r &= 35 - 0.07 \times 140.06 - 0.1 \times 44.04 \\ &\quad - 0.05 \times (36.40 + 117.94) \end{aligned} = 13.07 \text{ MPa}$$

(4) 시간적 손실 집계

(단위 : MPa)

구 분		Δf_{pcr}	Δf_{psh}	Δf_r	합 계	비 고
PS 강선	내측거더(G2)	117.59	36.40	13.09	167.08	
	외측거더(G1)	116.96	36.40	13.12	166.48	
	외측거더(G3)	117.94	36.40	13.07	167.41	

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	167.08	1,092.83	1,186.81
2	1,411.20	173.87	1,237.33	167.08	1,070.25	1,162.29
3	1,411.20	197.86	1,213.34	167.08	1,046.26	1,136.24
4	1,411.20	213.38	1,197.82	167.08	1,030.74	1,119.38
계	5,644.80	736.40	4,908.40	668.32	4,240.08	4,604.72

(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	166.48	1,093.43	1,187.46
2	1,411.20	173.87	1,237.33	166.48	1,070.85	1,162.94
3	1,411.20	197.86	1,213.34	166.48	1,046.86	1,136.89
4	1,411.20	213.38	1,197.82	166.48	1,031.34	1,120.04
계	5,644.80	736.40	4,908.40	665.92	4,242.48	4,607.33

(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	167.41	1,092.50	1,186.46
2	1,411.20	173.87	1,237.33	167.41	1,069.92	1,161.93
3	1,411.20	197.86	1,213.34	167.41	1,045.93	1,135.88
4	1,411.20	213.38	1,197.82	167.41	1,030.41	1,119.03
계	5,644.80	736.40	4,908.40	669.64	4,238.76	4,603.30

4.6 거더 응력 검토

4.6.1 거더 자중에 의한 응력

$$\text{빔 자중에 의한 모멘트 } (M_{d0}) = 1,747.33 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{t,gir}} = \frac{1,747.33 \times 10^6}{522,872,368} = 3.34 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D1}}{S_{b,gir}} = \frac{1,747.33 \times 10^6}{-549,438,294} = -3.18 \quad \text{MPa}$$

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)

$$\text{유효 긴장력 } (P_e) = \sum (f_{pe} \times A_{ps}) = 4,604.72 = 4,604,720.00 \quad \text{N}$$

$$\begin{aligned} \text{유효 편심 모멘트 } (M_{pe}) &= P_e \times e_p = 4,604,720.00 \times -989.64 \\ &= -4,557,015,100.80 \quad \text{N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{top,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{4,604,720}{876,859} + \frac{-4,557,015,101}{522,872,368} \\ &= 5.25 + -8.72 = -3.47 \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{bot,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{4,604,720}{876,859} + \frac{-4,557,015,101}{-549,438,294} \\ &= 5.25 + 8.29 = 13.54 \quad \text{MPa} \end{aligned}$$

② 외측거더(G1)

$$\begin{aligned} \text{유효 긴장력 } (P_e) &= \sum (f_{pe} \times A_{ps}) = 4,607.33 = 4,607,330.00 \text{ N} \\ \text{유효 편심 모멘트 } (M_{pe}) &= P_e \times e_p = 4,607,330.00 \times -989.64 \\ &= -4,559,598,061.20 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{top,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{4,607,330}{876,859} + \frac{-4,559,598,061}{522,872,368} \\ &= 5.25 + -8.72 = -3.47 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{bot,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{4,607,330}{876,859} + \frac{-4,559,598,061}{-549,438,294} \\ &= 5.25 + 8.30 = 13.55 \text{ MPa} \end{aligned}$$

③ 외측거더(G3)

$$\begin{aligned} \text{유효 긴장력 } (P_e) &= \sum (f_{pe} \times A_{ps}) = 4,603.30 = 4,603,300.00 \text{ N} \\ \text{유효 편심 모멘트 } (M_{pe}) &= P_e \times e_p = 4,603,300.00 \times -989.64 \\ &= -4,555,609,812.00 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{top,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{t,gir}} = \frac{4,603,300}{876,859} + \frac{-4,555,609,812}{522,872,368} \\ &= 5.25 + -8.71 = -3.46 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{bot,gir} &= \frac{P_e}{A_3} + \frac{M_{pe}}{S_{b,gir}} = \frac{4,603,300}{876,859} + \frac{-4,555,609,812}{-549,438,294} \\ &= 5.25 + 8.29 = 13.54 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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)

$$\text{포장 및 방호벽에 의한 모멘트 } (M_{d2}) = 2,295.89 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2,295.89 \times 10^6 \times 0.92}{1,119,334,564} = 1.89 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2,295.89 \times 10^6 \times 0.92}{1,533,672,733} = 1.38 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2,295.89 \times 10^6}{1,533,672,733} = 1.50 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2,295.89 \times 10^6}{-727,983,991} = -3.15 \quad \text{MPa}$$

(2) 외측거더(G1)

$$\text{포장 및 방호벽에 의한 모멘트 } (M_{d2}) = 2,305.55 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2,305.55 \times 10^6 \times 0.92}{1,254,977,790} = 1.69 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2,305.55 \times 10^6 \times 0.92}{1,757,766,185} = 1.21 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2,305.55 \times 10^6}{1,757,766,185} = 1.31 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2,305.55 \times 10^6}{-744,035,957} = -3.10 \quad \text{MPa}$$

(3) 외측거더(G3)

$$\text{포장 및 방호벽에 의한 모멘트 } (M_{d2}) = 2,265.89 \quad \text{kN-m}$$

$$f_{top,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{t,slab}} = \frac{2,265.89 \times 10^6 \times 0.92}{1,177,764,889} = 1.77 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,slab} = \frac{M_{D3} \times n_4}{S_{b,slab}} = \frac{2,265.89 \times 10^6 \times 0.92}{1,628,997,281} = 1.28 \quad \text{MPa}$$

$$f_{top,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{t,gir}} = \frac{2,265.89 \times 10^6}{1,628,997,281} = 1.39 \quad \text{MPa}$$

$$f_{bot,gir} = \frac{M_{D3}}{S_{b,gir}} = \frac{2,265.89 \times 10^6}{-735,265,650} = -3.08 \quad \text{MPa}$$

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				-3.47	13.54
3. 바닥판		980.71			1.88	-1.78
4. 포장, 방호벽		2295.89	1.89	1.38	1.50	-3.15
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				-3.47	13.55
3. 바닥판		1,066.69			2.04	-1.94
4. 포장, 방호벽		2,305.55	1.69	1.21	1.31	-3.10
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		2,265.89	1.77	1.28	1.39	-3.08
5. 활하중		3,627.16	2.83	2.05	2.23	-4.93

4.6.7 하중 단계별 응력 합성

(1) 내측거더(G2)

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			-0.13	10.36
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.75	8.58
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.89	1.38	3.25	5.43
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	4.21	3.08	5.09	1.54
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	12.00	16.00	0.00

(2) 외측거더(G1)

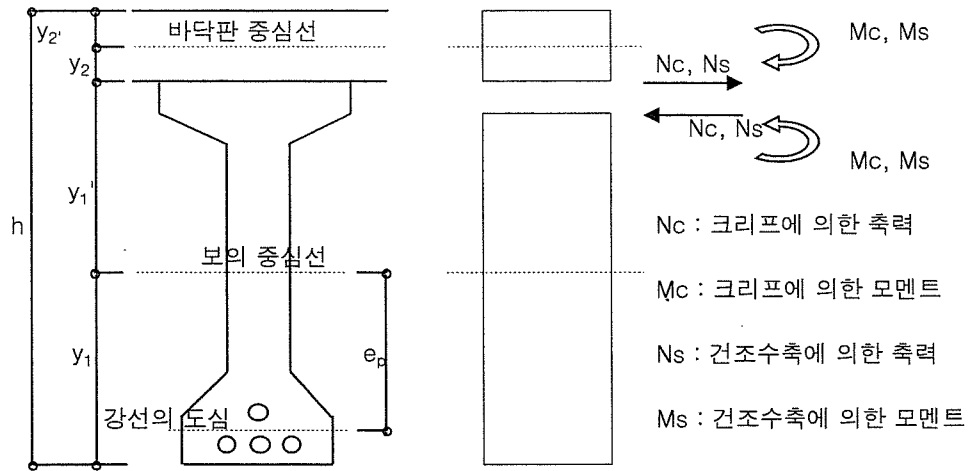
하 중 단 계	바닥판 (MPa)		거 더 (MPa)	
	상연응력	하연응력	상연응력	하연응력
1 + 2 초기			-0.67	12.50
			O.K	O.K
1 + 2 유효			-0.13	10.37
			O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3			1.91	8.43
			O.K	O.K
허 용 응 력			-1.41	17.60
1 + 2 유효 + 3 + 4	1.69	1.21	3.22	5.33
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	3.75	2.68	4.82	1.55
	O.K	O.K	O.K	O.K
허 용 응 력	0.00	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	1.77	1.28	3.16	5.48
	O.K	O.K	O.K	O.K
1 + 2 유효 + 3 + 4 + 5	4.60	3.33	5.39	0.55
	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



$$m = E_{c1} I_{c1} / E_{c2} I_{c2} , \quad B = 1 + m, \quad C = y_1' - m y_2$$

$$F = y_1'^2 + \gamma_{c1}^2 + m \gamma_{c2}^2 + m y_2^2$$

$$K = \phi^\infty / (1 + \phi^\infty), \quad K' = \phi_t / (1 + \phi^\infty)$$

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 (mm²)

I_{c1} : 보의 단면 2차 모멘트 (mm⁴)

$\gamma_{c1}^2 = I_{c1} / A_{c1}$

E_{c1} : 보의 종탄성 계수 (MPa)

A_{c2} : 현장치기 바닥판의 단면적 (mm²)

I_{c2} : 현장치기 바닥판의 단면 2차모멘트 (mm⁴)

$\gamma_{c2}^2 = I_{c2} / A_{c2}$

E_{c2} : 현장치기 바닥판의 종탄성 계수 (MPa)

- 크리프에 의한 단면력

$$N_c = -\frac{K'}{C^2 - BF} [P\{B(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - C \times e_{p1}\} + M_{d1}(C - B \times y_1')] - \frac{K}{C^2 - BF} M_{d2}(C - B \times y_1')$$

$$M_c = -\frac{K'}{BF - C^2} [P\{C(y_1' \times e_{p1} - r_{c1}^2) - F \times e_{p1}\} + M_{d1}(F - C \times y_1')] - \frac{K}{BF - C^2} M_{d2}(F - C \times y_1')$$

- 건조수축에 의한 단면력

$$N_s = \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{B}{BF - C^2} \frac{1}{1 + \phi^\infty}$$

$$M_s = \epsilon_s E_{c1} I_{c1} \frac{C}{C^2 - BF} \frac{1}{1 + \phi^\infty}$$

4.7.1 내측거더 (G2)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30,008}{27,537} \times \frac{629,595,846,827}{2,861,077,333} = 239.802$$

$$B = 1 + m = 1 + 239.802 = 240.802$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.141 - 240.802 \times 0.140 = -32.571$$

$$\begin{aligned} F &= y_1'^2 + y_{c1}^2 + m y_{c2}^2 + m y_2^2 \\ &= 1.204^2 + 0.718 + 239.802 \times 0.007 + 239.802 \times 0.140^2 \\ &= 8.435 \end{aligned}$$

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

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

$$P = 4,604.720 \quad \text{kN}$$

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

$$M_{d2} = 980.708 \quad \text{kN-m}$$

$$\begin{aligned} N_c &= \frac{0.550}{-32.571^2 - 240.802 \times 8.435} \times [4,604.720 \times \{240.802 \times (1.204 \times 0.620 - 0.718) \\ &\quad - 32.571 \times 0.620\} + 1,747.329 \times (-32.571 - 240.802 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{-32.571^2 - 240.802 \times 8.435} \times 980.708 \times (-32.571 - 240.802 \times 1.204) \\ &= -493.330 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{0.550}{240.802 \times 8.435 - 32.571^2} \times [4,604.720 \times \{-32.571 \times (1.204 \times 0.620 - 0.718) \\ &\quad - 8.435 \times 0.620\} + 1,747.329 \times (8.435 - 32.571 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{240.802 \times 8.435 - 32.571^2} \times 980.708 \times (8.435 - 32.571 \times 1.204) \\ &= -67.253 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

- 건조수축에 의한 단면력

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

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

4.7.2 외측거더 (G1)

- 크리프에 의한 단면력

$$m = \frac{E_{c1} I_{c1}}{E_{c2} I_{c2}} = \frac{30,008}{27,537} \times \frac{629,595,846,827}{3,450,122,667} = 198.86$$

$$B = 1 + m = 1 + 198.86 = 199.860$$

$$C = y_1' - m y_2 = 1.141 - 199.860 \times 0.140 = -26.839$$

$$\begin{aligned} F &= y_1'^2 + y_{c1}^2 + m y_{c2}^2 + m y_2^2 \\ &= 1.204^2 + 0.718^2 + 198.86 \times 0.007^2 + 198.86 \times 0.140^2 \\ &= 7.365 \end{aligned}$$

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

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

$$P = 4,607.330 \quad \text{kN}$$

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

$$M_{d2} = 1,066.694 \quad \text{kN-m}$$

$$\begin{aligned} N_c &= \frac{0.550}{-26.839^2 - 199.860 \times 7.365} \times [4,607.330 \times \{199.860 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) \\ &\quad - 26.839 \times 1.209\} + 1,747.329 \times (-26.839 - 199.860 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{-26.839^2 - 199.860 \times 7.365} \times 1,066.694 \times (-26.839 - 199.860 \times 1.204) \\ &= -20.500 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{0.550}{199.860 \times 7.365 - -26.839^2} \times [4,607.330 \times \{-26.839 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) \\ &\quad - 7.365 \times 1.209\} + 1,747.329 \times (7.365 - -26.839 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{199.860 \times 7.365 - -26.839^2} \times 1,066.694 \times (7.365 - -26.839 \times 1.204) \\ &= 3.761 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

- 건조수축에 의한 단면력

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

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

4.7.3 외측거더 (G3)

- 크리프에 의한 단면력

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

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

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

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

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

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

$$P = 4,603.300 \quad \text{kN}$$

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

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

$$\begin{aligned} N_c &= \frac{0.550}{-29.849^2 - 221.359 \times 7.927} \times [4,603.300 \times \{ 221.359 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) \\ &\quad - 29.849 \times 1.209 \} + 1,747.329 \times (-29.849 - 221.359 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{-29.849^2 - 221.359 \times 7.927} \times 990.266 \times (-29.849 - 221.359 \times 1.204) \\ &= -0.415 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_c &= \frac{0.550}{221.359 \times 7.927 - -29.849^2} \times [4,603.300 \times \{ -29.849 \times (1.204 \times 1.209 - 0.718) \\ &\quad - 7.927 \times 1.209 \} + 1,747.329 \times (7.927 - -29.849 \times 1.204)] \\ &\quad - \frac{0.750}{221.359 \times 7.927 - -29.849^2} \times 990.266 \times (7.927 - -29.849 \times 1.204) \\ &= 6.072 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

- 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

$$\begin{aligned}
 M_D &= M_{d0} + M_{d1} + M_{d2} \\
 &= 1,747.33 + 980.71 + 2,295.89 = 5,023.93 \text{ kN-m} \\
 M_L &= 2,828.36 \text{ kN-m} \\
 M_u &= 1.35 M_D + 1.85 M_L \text{ 또는 } 1.6 M_D + 1.6 M_L \text{ 중에서 큰 값} \\
 &= 1.35 \times 5,023.93 + 1.85 \times 2,828.36 = 12,015.00 \text{ kN-m} \\
 &= 1.60 \times 5,023.93 + 1.60 \times 2,828.36 = 12,564.00 \text{ kN-m} \\
 \therefore M_u &= 12,564.00 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 단면 특성

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

② 콘크리트

$$\text{슬래브 } f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

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

$$\text{③ PS 강재 } A_{ps} = 4,344.00 \text{ mm}^2$$

$$f_{pe} = 1,060.02 \text{ MPa} > 0.5 f_{pu} \text{ (강재응력 근사식으로 계산)}$$

$$f_{pu} = 1,900.00 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 1,600.00 \text{ MPa}$$

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

(3) γ_p , β_1 계산

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

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

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

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

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

(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

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times (d_p - a / 2) \\ &= 0.9 \times 4,344.00 \times 1,818.22 \times (2,473.75 - 182.20 / 2) \\ &= 16,937.10 \text{ kN-m} > M_u = 12,564.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n / M_u = 16,937.10 / 12,564.00 = 1.35$$

(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

$$\begin{aligned} F_{cL} &= (M_{cr} - M_D) / M_L \\ &= (12,754.28 - 5,023.93) / 2,828.36 = 2.73 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cH} &= M_{cr} / (M_D + M_L) \\ &= 12,754.28 / (5,023.93 + 2,828.36) = 1.62 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bL} &= (\Phi M_n - M_D) / M_L \\ &= (16,937.10 - 5,023.93) / 2,828.36 = 4.21 > 2.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bH} &= \Phi M_n / (M_D + M_L) \\ &= 16,937.10 / (5,023.93 + 2,828.36) = 2.16 > 1.50 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 균열하중에 대한 안전도

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

④ 극한하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bH} &= \Phi M_n / M_u \\ &= 16,937.10 / 12,564.00 = 1.35 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4.8.2 외측 거더(G1)

(1) 극한모멘트

$$\begin{aligned}
 M_D &= M_{d0} + M_{d1} + M_{d2} \\
 &= 1,747.33 + 1,066.69 + 2,305.55 = 5,119.57 \text{ kN-m} \\
 M_L &= 2,811.45 \text{ kN-m} \\
 M_u &= 1.35 M_D + 1.85 M_L \text{ 또는 } 1.6 M_D + 1.6 M_L \text{ 중에서 큰 값} \\
 &= 1.35 \times 5,119.57 + 1.85 \times 2,811.45 = 12,113.00 \text{ kN-m} \\
 &= 1.60 \times 5,119.57 + 1.60 \times 2,811.45 = 12,690.00 \text{ kN-m} \\
 \therefore M_u &= 12,690.00 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(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

$$\text{슬래브 } f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

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

$$\text{③ PS 강재 } A_{ps} = 4,344.00 \text{ mm}^2$$

$$f_{pe} = 1,060.62 \text{ MPa} > 0.5 f_{pu} \text{ (강재응력 근사식으로 계산)}$$

$$f_{pu} = 1,900.00 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 1,600.00 \text{ MPa}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} = \frac{4,344.00}{2,050.00 \times 2,473.75} = 0.000857$$

(3) γ_p , β_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

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right] \\ &= 1,900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.054277 \right] = 1,832.15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(6) 해석단면 판단

$$\begin{aligned} 0.85 \times f_{ck} \times a \times b &= A_{ps} \times f_{ps} \\ a &= \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4,344.00 \times 1,832.15}{0.85 \times 30.00 \times 2,050.00} \\ &= 152.25 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형보 해석} \end{aligned}$$

(7) 강재지수 계산

$$\begin{aligned} q_{pw} &= \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \\ &= \frac{4,344.00}{2,050.00 \times 2,473.75} \times \frac{1,832.15}{30.00} \\ &= 0.052 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301 \end{aligned}$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 0.36 β_1 보다 작은 경우

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times (d_p - a/2) \\ &= 0.9 \times 4,344.00 \times 1,832.15 \times (2,473.75 - 152.25 / 2) \\ &= 17,174.12 \text{ kN-m} > M_u = 12,690.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n / M_u = 17,174.12 / 12,690.00 = 1.35$$

(9) M_{cr} 계산

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

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

$$f_{pe} = 13.55 \text{ MPa}$$

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

$$M_{cr} = (13.55 + 3.98) \times 744,035,957.00 = 13,042,950,326.21 \text{ N-mm}$$

$$1.2 M_{cr} = 15,651.54 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 17,174.12 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cL} &= (M_{cr} - M_D) / M_L \\ &= (13,042.95 - 5,119.57) / 2,811.45 = 2.82 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cW} &= M_{cr} / (M_D + M_L) \\ &= 13,042.95 / (5,119.57 + 2,811.45) = 1.64 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bL} &= (\Phi M_n - M_D) / M_L \\ &= (17,174.12 - 5,119.57) / 2,811.45 = 4.29 > 2.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / (M_D + M_L) \\ &= 17,174.12 / (5,119.57 + 2,811.45) = 2.17 > 1.50 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 균열하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_{cr} \\ &= 17,174.12 / 13,042.95 = 1.32 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

④ 극한하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bW} &= \Phi M_n / M_u \\ &= 17,174.12 / 12,690.00 = 1.35 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4.8.3 외측 거더(G3)

(1) 극한모멘트

$$\begin{aligned}
 M_D &= M_{d0} + M_{d1} + M_{d2} \\
 &= 1,747.33 + 990.27 + 2,265.89 = 5,003.49 \text{ kN-m} \\
 M_L &= 3,627.16 \text{ kN-m} \\
 M_u &= 1.35 M_D + 1.85 M_L \text{ 또는 } 1.6 M_D + 1.6 M_L \text{ 중에서 큰 값} \\
 &= 1.35 \times 5,003.49 + 1.85 \times 3,627.16 = 13,465.00 \text{ kN-m} \\
 &= 1.60 \times 5,003.49 + 1.60 \times 3,627.16 = 13,809.00 \text{ kN-m} \\
 \therefore M_u &= 13,809.00 \text{ kN-m}
 \end{aligned}$$

(2) 단면 특성

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

② 콘크리트

$$\text{슬래브 } f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$$

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

$$\text{③ PS 강재 } A_{ps} = 4,344.00 \text{ mm}^2$$

$$f_{pe} = 1,695.50 \text{ MPa} > 0.5 f_{pu} \text{ (강재응력 근사식으로 계산)}$$

$$f_{pu} = 1,900.00 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 1,600.00 \text{ MPa}$$

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

(3) γ_p , β_1 계산

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

$$\gamma_p = 0.55 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.80 = 0.55$$

$$0.40 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.85$$

$$0.28 : f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.007 \times \frac{f_{ck} - 28}{1} : f_{ck} \geq 28 = 0.836$$

$$0.85 : f_{ck} < 28$$

(4) f_{ps} 계산

추가로 배근된 철근을 무시하면

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \cdot \left[1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \times \left(\frac{\rho_p \times f_{pu}}{f_{ck}} \right) \right] \\ &= 1,900.00 \times \left[1 - \frac{0.55}{0.836} \times 0.060103 \right] = 1,824.87 \text{ MPa} \end{aligned}$$

(6) 해석단면 판단

$$\begin{aligned} 0.85 \times f_{ck} \times a \times b &= A_{ps} \times f_{ps} \\ a &= \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_{ck} \times b} = \frac{4,344.00 \times 1,824.87}{0.85 \times 30.00 \times 1,850.00} \\ &= 168.04 \text{ mm} < 280.00 \text{ mm} \quad \therefore \text{직사각형보 해석} \end{aligned}$$

(7) 강재지수 계산

$$\begin{aligned} q_{pw} &= \rho_{pw} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \times \frac{f_{ps}}{f_{ck}} \\ &= \frac{4,344.00}{1,850.00 \times 2,473.75} \times \frac{1,824.87}{30.00} \\ &= 0.058 < 0.36 \beta_1 = 0.36 \times 0.836 = 0.301 \end{aligned}$$

(8) ΦM_n 계산 : 강재지수가 $0.36 \beta_1$ 보다 작은 경우

$$\begin{aligned} \Phi M_n &= \Phi A_{ps} \times f_{ps} \times (d_p - a / 2) \\ &= 0.9 \times 4,344.00 \times 1,824.87 \times (2,473.75 - 168.04 / 2) \\ &= 17,049.56 \text{ kN-m} > M_u = 13,809.00 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n / M_u = 17,049.56 / 13,809.00 = 1.23$$

(9) M_{cr} 계산

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (f_{pe} + f_{ru}) \times Z_c \\ \text{여기서, } f_{ru} &= 0.63 \times \sqrt{f_{ck}} = 3.98 \text{ MPa} \\ f_{pe} &= 13.54 \text{ MPa} \\ Z_c &= 735,265,650.00 \text{ mm}^3 \\ M_{cr} &= (13.54 + 3.98) \times 735,265,650.00 = 12,881,854,188.00 \text{ N-mm} \\ 1.2 M_{cr} &= 15,458.23 \text{ kN-m} < \Phi M_n = 17,049.56 \text{ kN-m} \quad \therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

(10) 균열(c)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{cL} &= (M_{cr} - M_D) / M_L \\ &= (12,881.85 - 5,003.49) / 3,627.16 = 2.17 > 1.20 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{c\#} &= M_{cr} / (M_D + M_L) \\ &= 12,881.85 / (5,003.49 + 3,627.16) = 1.49 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(11) 파괴(b)에 대한 안전도

① 활하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{bL} &= (\Phi M_n - M_D) / M_L \\ &= (17,049.56 - 5,003.49) / 3,627.16 = 3.32 > 2.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 사용하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{b\#} &= \Phi M_n / (M_D + M_L) \\ &= 17,049.56 / (5,003.49 + 3,627.16) = 1.98 > 1.50 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

③ 균열하중에 대한 안전도

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

④ 극한하중에 대한 안전도

$$\begin{aligned} F_{b\#} &= \Phi M_n / M_u \\ &= 17,049.56 / 13,809.00 = 1.23 > 1.00 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4.9 전 단 설 계

4.9.1 내측 거더(G2)

(1) 하중 단계별 단면력 및 계수하중

단면위치 하중단계	단 부		H 지점		L/4 지점	
	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트	전 단 력	모 멘 트
빔 자 중 (D_0)	336.83	-4.12	241.50	675.10	131.86	1,336.63
바 닥 판 (D_1)	156.05	-1.25	126.98	331.31	81.83	712.39
포장, 방호벽 (D_2)	302.03	25.70	281.19	737.53	156.35	1,645.91
활 하 중 (LL)	797.24	2.09	614.03	1,205.78	535.49	2,342.35
$1.35 \times D + 1.85 \times LL$	2,548.03	31.31	2,013.01	4,585.01	1,490.21	9,321.50
$1.6 \times (D + LL)$	2,547.44	35.87	2,021.92	4,719.55	1,448.85	9,659.64
계수 하중	2,548.03	35.87	2,021.92	4,719.55	1,490.21	9,659.64

(2) 위험단면 1 $h = 2,350$ mm 지점

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

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

$$P_e = 4,604,720.00 \text{ N}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$V_D = 241.50 + 126.98 + 281.19 = 649.67 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

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

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

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

$$= \frac{4,604,720.00}{1,495,866.04} + \frac{4,604,720.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00}$$

$$= 16.14 \text{ MPa}$$

(유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력)

$$\begin{aligned}
 f_d &= M_{DO} \times y_{b4} / I_{A4} \\
 &= \frac{675.10 \times 1,000,000.00 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00} \\
 &= -1.07 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력}) \\
 M_{cr} &= \frac{765,636,192,351}{1,208.70} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 16.14 + -1.07) \\
 &= 12,904.57 \text{ kN-m} \\
 V_{ci} &= 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 649,670.00 + \left(\frac{2,021,920.00 \times 12,904.57}{4,719.55} \right) \\
 &= 6,521,196.15 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\
 &\quad = 0.14 \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad = 960,487.45 \text{ N} \\
 \therefore V_{ci} &= 6,521.20 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② V_{cw} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_d} = \frac{4,604,720.00}{1,495,866.04} = 3.08 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \sum 2 a \times (x - k) / 4 EA \\
 &= 0.141 \text{ rad} \\
 V_p &= \frac{4,604,720.00 \times \sin 0.141}{1} = 647,116.32 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.08) \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 647,116.32 \\
 &= 3,639,015.70 \text{ N} = 3,639.02 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

③ V_c 계산

$$\begin{aligned}
 V_c &= V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값} \\
 V_c &= 3,639.02 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

④ V_s 계산

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

$$\begin{aligned}
 V_u &= 2,021.92 \text{ kN} \\
 \phi V_c / 2 &= 0.85 \times 3,639.02 / 2 = 1,546.58 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 3,639.02 = 3,093.17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\therefore$ 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

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

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

$$P_e = 4,604,720 \text{ N}$$

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

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

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

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

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

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

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

$$d_p = 2,350.00 - (142 + 222 + 306 + 492 + 0) / 4$$

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

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

$$V_D = 131.86 + 81.83 + 156.35 = 370.04 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

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

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

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

$$= \frac{4,604,720.00}{876,859.04} + \frac{4,604,720.00 \times -1,436.39 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

$$= 17.29 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$f_d = M_{D0} \times y_{bd} / I_{Ad}$$

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

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

$$M_{cr} = \frac{629,595,846,827}{1,145.89} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 17.29 + -2.43)$$

$$= 12,572.40 \text{ kN-m}$$

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

$$+ 370,042.00 + \left(\frac{1,490,210 \times 12,572}{9,659.64} \right)$$

$$= 2,439,862.93 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p$$

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

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

$$\therefore V_{ci} = 2,439.86 \text{ kN}$$

② V_{cw} 계산

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

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_d} = \frac{4,604,720.00}{876,859.04} = 5.25 \text{ MPa}$$

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

$$= 0.070 \text{ rad}$$

$$V_p = 4,604,720.00 \times \sin 0.070 = 322,067.23 \text{ N}$$

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

$$+ 322,067.23$$

$$= 1,726,284.19 \text{ N} = 1,726.28 \text{ kN}$$

③ V_c 계산

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

$$V_c = 1,726.28 \text{ kN}$$

④ V_s 계산

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

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

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

$$V_u = 1,490.21 \text{ kN}$$

$$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 1,726.28 / 2 = 733.67 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,726.28 = 1,467.34 \text{ kN}$$

$\therefore$ 전단설계

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

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

$$\text{사용철근량 } 2 \times D_{13} = 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2$$

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

(4) 수평전단 설계 - 합성거더 휨부재

- ① 합성후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{302,030}{1,000.00 \times (2,630 - 1061.250)} = 0.193 \text{ MPa}$$

- 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

$$\tau_{c+s} = \frac{493,330 + (-175,827)}{1,000.00 \times 1,700} = 0.187 \text{ MPa}$$

- 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

$$\begin{aligned} \tau_u &= 1.35 \tau_d + 1.85 \tau_l \text{ 또는 } 1.35 \tau_d + 1.4 \tau_l + 1.35(\tau_{c+s} \text{ 중에서 큰 값}) \\ &= 1.35 \times 0.193 + 1.85 \times 0.508 = 1.200 \text{ MPa} \\ &= 1.35 \times 0.193 + 1.40 \times 0.508 \\ &\quad + 1.35 \times (0.187 + 0.386) = 1.745 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\therefore \tau_u = 1.745 \text{ MPa} < \phi 2.45 = 0.85 \times 2.45 = 2.083 \text{ MPa}$$

$\therefore$ 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)	396.92	-9.32	303.35	844.06	184.00	1,763.40
활 하 중 (LL)	325.66	177.14	288.95	1,003.06	186.24	2,049.98
$1.35 \times D + 1.85 \times LL$	1,828.23	307.62	1,460.24	4,404.35	891.12	9,041.63
$1.6 \times (D + LL)$	1,973.81	259.62	1,559.43	4,625.57	945.78	9,501.21
계수 하중	1,973.81	307.62	1,559.43	4,625.57	945.78	9,501.21

(2) 위험단면 1 $h = 2,350$ mm 지점

$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 40.00 \text{ MPa} \\
 f_y &= 300.00 \text{ MPa} \\
 P_e &= 4,607,330.00 \text{ N} \\
 h &= 2,350.00 \text{ mm} \\
 b &= 1,000.00 \text{ mm} \\
 b_w &= 577.00 \text{ mm} \\
 A_d &= 1,495,866.04 \text{ mm}^2 \\
 y_{bd} &= -1,208.70 \text{ mm} \\
 I_{Ad} &= 765,636,192,351.00 \text{ mm}^4 \\
 e_p &= -1,797.45 \text{ mm} \\
 d_p &= 2,350.00 - (240 + 462 + 684 + 969 + 0) / 4 \\
 &= 1,761.25 \text{ mm} < 0.8 \times h = 1,880.00 \text{ mm} \\
 \therefore d_p &= 1,880.00 \text{ mm} \\
 V_D &= 241.50 + 140.85 + 303.35 = 685.69 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

① V_{ci} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{ci} &= 0.05 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p + V_D + \frac{V_i \times M_{cr}}{M_{max}} \\
 M_{cr} &= \frac{I}{y} (0.5 \sqrt{f_{ck}} + f_{pe} + f_d) \\
 f_{pe} &= \frac{P_e}{A_d} + \frac{P_e \times e_p \times y_{bd}}{I_d} \\
 &= \frac{4,607,330.00}{1,495,866.04} + \frac{4,607,330.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00} \\
 &= 16.15 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_d &= M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4} \\
 &= \frac{675.10 \times 1,000,000.00 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00} \\
 &= -1.07 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력}) \\
 M_{cr} &= \frac{765,636,192,351.00}{1,208.70} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 16.15 + -1.07) \\
 &= 12,910.90 \text{ kN-m} \\
 V_{ci} &= 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 685,694.00 + \left(\frac{1,559,430.00 \times 12,910.90}{4,625.57} \right) \\
 &= 5,381,409.29 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\
 &\quad = 0.14 \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad = 960,487.45 \text{ N} \\
 \therefore V_{ci} &= 5,381.41 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② V_{cw} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_4} = \frac{4,607,330.00}{1,495,866.04} = 3.08 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \sum 2 a \times (x - k) / 4 EA \\
 &= 0.141 \text{ rad} \\
 V_p &= 4,607,330.00 \times \sin 0.141 = 647,483.11 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.08) \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 647,483.11 \\
 &= 3,639,382.49 \text{ N} = 3,639.38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

③ V_c 계산

$$\begin{aligned}
 V_c &= V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값} \\
 V_c &= 3,639.38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

④ V_s 계산

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

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,559.43 \text{ kN} \\
 \phi V_c / 2 &= 0.85 \times 3,639.38 / 2 = 1,546.74 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 3,639.38 = 3,093.47 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\therefore$ 최소전단철근필요

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

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

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

(3) 위험단면 2 $h = 6,000$ mm 지점

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

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

$$P_e = 4,607,330.00 \text{ N}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$V_D = 131.86 + 89.01 + 184.00 = 404.87 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

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

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

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

$$= \frac{4,607,330.00}{876,859.04} + \frac{4,607,330.00 \times -1,436.39 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

$$= 17.30 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$f_d = M_{D0} \times y_{bd} / I_{Ad}$$

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

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

$$M_{cr} = \frac{629,595,846,827.00}{1,145.89} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 17.30 + -2.43)$$

$$= 12,577.89 \text{ kN-m}$$

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

$$+ 404,873.00 + \left(\frac{945,780.00 \times 12,577.89}{9,501.21} \right)$$

$$= 1,787,169.52 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p$$

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

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

$$\therefore V_{ci} = 1,787.17 \text{ kN}$$

② V_{cw} 계산

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

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_d} = \frac{4,607,330.00}{876,859.04} = 5.25 \text{ MPa}$$

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

$$= 0.070 \text{ rad}$$

$$V_p = 4,607,330.00 \times \sin 0.070 = 322,249.78 \text{ N}$$

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

$$+ 322,249.78$$

$$= 1,726,466.74 \text{ N} = 1,726.47 \text{ kN}$$

③ V_c 계산

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

$$V_c = 1,726.47 \text{ kN}$$

④ V_s 계산

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

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

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

$$V_u = 945.78 \text{ kN}$$

$$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 1,726.47 / 2 = 733.75 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,726.47 = 1,467.50 \text{ kN}$$

$\therefore$ 최소전단철근필요

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

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

$$\text{사용철근량 } 2 \times D_{13} = 2 \times 126.70 = 253.40 \text{ mm}^2$$

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

(4) 수평전단 설계 - 합성거더 횡부재

- ① 합성 후 고정하중에 의해 접합면에 작용하는 전단응력

$$\tau_d = \frac{396,920}{1,000.00 \times (2,630 - 1061.250)} = 0.253 \text{ MPa}$$

- 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

$$\tau_{c+s} = \frac{20,500 + (-188,386)}{1,000.00 \times 1,700} = -0.099 \text{ MPa}$$

- 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

$$\tau_u = 1.35 \tau_d + 1.85 \tau_l \text{ 또는 } 1.35 \tau_d + 1.4 \tau_l + 1.35(\tau_{c+s} \text{ 중에서 큰 값})$$

$$= 1.35 \times 0.253 + 1.85 \times 0.208 = 0.726 \text{ MPa}$$

$$= 1.35 \times 0.253 + 1.40 \times 0.208 + 1.35 \times (-0.099 + 0.386) = 1.020 \text{ MPa}$$

$$\therefore \tau_u = 1.020 \text{ MPa} < \phi 2.45 = 0.85 \times 2.45 = 2.083 \text{ MPa}$$

$\therefore$ 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)	386.67	-20.02	499.88	1,149.71	172.69	1,740.28
활 하 중 (LL)	579.69	18.05	297.66	825.21	330.53	2,622.78
$1.4 \times D + 2.0 \times LL$	2,398.33	0.44	1,816.07	4,683.71	1,203.12	10,576.56
$1.7 \times (D + LL)$	2,489.91	-12.61	1,988.36	5,086.14	1,220.12	10,932.09
계수 하중	2,489.91	0.44	1,988.36	5,086.14	1,220.12	10,932.09

(2) 위험단면 1 $h = 2,350$ mm 지점

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

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

$$P_e = 4,603,300.00 \text{ N}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$V_D = 241.50 + 130.59 + 499.88 = 871.97 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

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

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

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

$$= \frac{4,603,300.00}{1,495,866.04} + \frac{4,603,300.00 \times -1,797.45 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00}$$

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

$$\begin{aligned}
 f_d &= M_{D0} \times y_{b4} / I_{A4} \\
 &= \frac{675.10 \times 1,000,000.00 \times -1,208.70}{765,636,192,351.00} \\
 &= -1.07 \text{ MPa} \quad (\text{자중에 의한 보 하면의 콘크리트 응력}) \\
 M_{cr} &= \frac{765,636,192,351}{1,208.70} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 16.14 + -1.07) \\
 &= 12,904.57 \text{ kN-m} \\
 V_{ci} &= 0.05 \times \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 871,966.00 + \left(\frac{1,988,360.00 \times 12,904.57}{5,086.14} \right) \\
 &= 6,259,870.32 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p \\
 &\quad = 0.14 \sqrt{40.00} \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad = 960,487.45 \text{ N} \\
 \therefore V_{ci} &= 6,259.87 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

② V_{cw} 계산

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= (0.29 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 f_{pc}) \times b_w \times d_p + V_p \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_4} = \frac{4,603,300.00}{1,495,866.04} = 3.08 \text{ MPa} \\
 \text{긴장재 배치각도 } \alpha &= \sum 2 a \times (x - k) / 4 EA \\
 &= 0.141 \text{ rad} \\
 V_p &= \frac{4,603,300.00}{4} \times \sin 0.141 = 646,916.76 \text{ N} \\
 V_{cw} &= (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 3.08) \times 577.00 \times 1,880.00 \\
 &\quad + 646,916.76 \\
 &= 3,638,816.14 \text{ N} = 3,638.82 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

③ V_c 계산

$$\begin{aligned}
 V_c &= V_{ci} \text{ 와 } V_{cw} \text{ 중 작은 값} \\
 V_c &= 3,638.82 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

④ V_s 계산

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

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,988.36 \text{ kN} \\
 \phi V_c / 2 &= 0.85 \times 3,638.82 / 2 = 1,546.50 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0.85 \times 3,638.82 = 3,093.00 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$\therefore$ 최소전단철근필요

(3) 위험단면 2 $h = 6,000$ mm 지점

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

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

$$P_e = 4,603,300.00 \text{ N}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$V_D = 131.86 + 82.63 + 172.69 = 387.19 \text{ kN}$$

① V_{ci} 계산

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

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

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

$$= \frac{4,603,300.00}{876,859.04} + \frac{4,603,300.00 \times -1,436.39 \times -1,145.89}{629,595,846,827.00}$$

$$= 17.28 \text{ MPa} \quad (\text{유효 긴장력에 의한 보 하면의 콘크리트 응력})$$

$$f_d = M_{D0} \times y_{b_d} / I_{A_d}$$

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

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

$$M_{cr} = \frac{629,595,846,827.00}{1,145.89} \times (0.5 \times \sqrt{40.00} + 17.28 + -2.43)$$

$$= 12,566.91 \text{ kN-m}$$

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

$$+ 387,185.00 + \left(\frac{1,220,120.00 \times 12,566.91}{10,932.09} \right)$$

$$= 1,920,019.90 \text{ N} > 0.14 \sqrt{f_{ck}} \times b_w \times d_p$$

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

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

$$\therefore V_{ci} = 1,920.02 \text{ kN}$$

② V_{cw} 계산

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

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_g} = \frac{4,603,300.00}{876,859.04} = 5.25 \text{ MPa}$$

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

$$V_p = 4,603,300 \times \sin 0.070 = 321,967.91 \text{ N}$$

$$V_{cw} = (0.29 \times \sqrt{40.00} + 0.3 \times 5.25) \times 200.00 \times 2,059.50 + 321,967.91 = 1,726,184.87 \text{ N} = 1,726.18 \text{ kN}$$

③ V_c 계산

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

$$V_c = 1,726.18 \text{ kN}$$

④ V_s 계산

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

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

$$\phi V_c < V_u : \text{전단철근 설계}$$

$$V_u = 1,220.12 \text{ kN}$$

$$\phi V_c / 2 = 0.85 \times 1,726.18 / 2 = 733.63 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1,726.18 = 1,467.25 \text{ kN}$$

∴ 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

$$\tau_d = \frac{386,670}{1,000.00 \times (2,630 - 1061.250)} = 0.246 \text{ MPa}$$

- 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

$$\tau_{c+s} = \frac{415 + -181,568}{1,000.00 \times 1,850} = -0.098 \text{ MPa}$$

- 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

$$\begin{aligned} \tau_u &= 1.35 \tau_d + 1.85 \tau_l \text{ 또는 } 1.35 \tau_d + 1.4 \tau_l + 1.35(\tau_{c+s} \text{ 중에서 큰 값}) \\ &= 1.35 \times 0.246 + 1.85 \times 0.37 = 1.017 \text{ MPa} \\ &= 1.35 \times 0.246 + 1.40 \times 0.37 \\ &\quad + 1.35 \times (-0.098 + 0.386) = 1.239 \text{ MPa} \\ \therefore \tau_u &= 1.239 \text{ MPa} < \phi 2.45 = 0.85 \times 2.45 = 2.083 \text{ MPa} \\ &\therefore \text{최소 전단연결재 설치} \quad [\text{철도설계기준(노반편) 10.6.6}] \end{aligned}$$

- ⑥ 전단연결재 철근량 및 간격 산정

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

4.10 사용성 검토

(1) 거더 중앙부 처짐 기준

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

$$\text{여기서, } L = 24,000.00 \text{ mm}$$

$$E_c = 30,008.00 \text{ MPa}$$

- 주행안정성을 위한 허용처짐값

$$\delta_L \leq L / 600$$

- 승차감 만족을 위한 허용처짐값

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

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

(2) 내측거더 (G2)

(+ : 상향, - : 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm ⁴)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	600,294,007,665.00	-5.82	
PS 강선 긴장	-5,275.30	600,294,007,665.00	17.57	
바닥판 타설	980.71	629,595,846,827.00	-3.11	
도상, 방호벽 설치	2,295.89	1,160,100,728,996.00	-3.96	
긴장 손실량	960.60	1,160,100,728,996.00	-1.66	
계			3.02	
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

$$\delta_{cr2} = 2.2 \times (-5.82 + -3.11 + -3.96 + 15.91) = 6.644 \text{ mm}$$

$$\text{활하중에 의한 허용처짐 } \delta_L = -L / 1,400 = -17.14 \text{ mm}$$

(3) 외측거더 (G1)

(+: 상향, -: 하향)

공 종	모 멘 트 (kN-m)	단면 2차모멘트 (mm ⁴)	처 짐 (mm)	비 고
빔 자중	1,747.33	600,294,007,665.00	-5.82	
PS 강선 긴장	-5,275.30	600,294,007,665.00	17.57	
바닥판 타설	1,066.69	629,595,846,827.00	-3.39	
도상, 방호벽 설치	2,305.55	1,228,485,209,328.00	-3.75	
긴장 손실량	995.46	1,228,485,209,328.00	-1.62	
계			2.99	
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

$$\delta_{cr2} = 2.2 \times (-5.82 + -3.39 + -3.75 + 15.95) = 6.578 \text{ mm}$$

$$\text{활하중에 의한 허용처짐 } \delta_L = -L / 1,400 = -17.14 \text{ mm}$$

(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	2,265.89	1,190,520,083,203.00	-3.81	
긴장 손실량	979.63	1,190,520,083,203.00	-1.65	
계			3.15	
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

$$\delta_{cr2} = 2.2 \times (-5.82 + -3.14 + -3.81 + 15.92) = 6.93 \text{ mm}$$

$$\text{활하중에 의한 허용처짐 } \delta_L = -L / 1,400 = -17.14 \text{ mm}$$

(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	14.29	14.01	14.20
6. 최종 크리프 발생시	20.87	20.59	21.13
7. 활하중 작용시	16.29	16.01	15.04

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

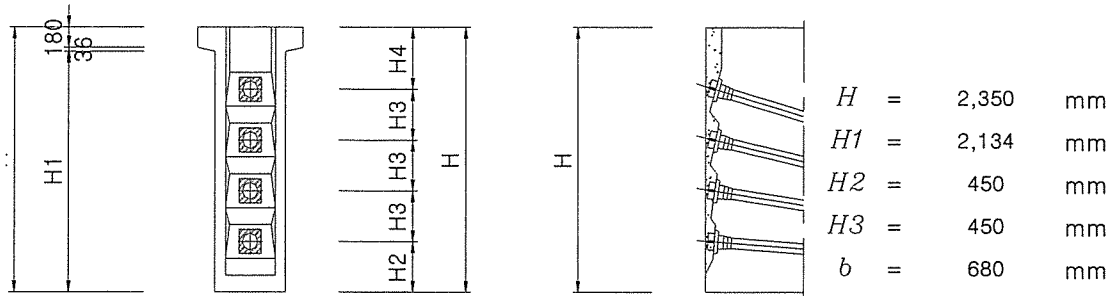
(양단긴장시)

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	1,187,464.98	4.02	1,528,789.35	107,439.64
2	900	1,532,560.00	1,162,943.10	8.15	1,517,081.64	217,263.58
3	1,350	1,532,560.00	1,136,889.96	12.22	1,497,835.36	324,390.79
4	1,800	1,532,560.00	1,120,035.24	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

$$\begin{aligned}
 f_{ba} &= 0.7 \times f_{ci} \times \sqrt{\left(\frac{A_b'}{A_b} - 0.2 \right)} \leq 1.1 \times f_{ci} \\
 &= 0.7 \times 32.00 \times \sqrt{\left(\frac{202,500.00}{42,906.69} - 0.2 \right)} \\
 &= 47.62 \text{ MPa} > 1.1 \times 32.00 = 35.20 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

f_{ci} : 프리스트레스 도입시의 압축강도 32.00 MPa
 A_b' : 정착판의 도심과 일치하는 정착판의 얇은끝을 부재단부에 가장 크게 그렸을때
 그 도형의 면적 450.00 × 450.00 = 202,500.00 mm²
 A_b : 정착판의 면적 215.00 × 215.00 = 46,225.00 mm²
 A_e : 정착판의 유효면적 $A_e = \Sigma \pi D_i^2 / 4 = 42,906.69 \text{ mm}^2$

- 실제로 작용하는 지압응력

$$\begin{aligned}
 f_{bt} &= P_j / A_e \\
 &= 1,532,560.00 / 42,906.69 = 35.72 \text{ MPa} > 35.20 \text{ MPa} \\
 &\therefore \text{Spiral Bar 필요}
 \end{aligned}$$

- Spiral Bar의 지압응력

Spiral Bar의 측압(Lateral Confining Pressure)에 의한 응력

$$\begin{aligned}
 f_{spiral} &= A_{spiral} \times f_{sa} / (r_i \times p) \\
 &= 198.60 \times 180.00 / (140.00 \times 55.00) = 4.64 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

여기서, A_{spiral} : H 16 철근의 단면적 = 198.60 mm²
 f_{sa} : Spiral Bar 철근의 응력 = 180.00 MPa
 r_i : Spiral Bar 철근의 내측 반지름 = 140.00 mm
 p : Spiral Bar 철근의 간격 = 55.00 mm

- 총 지압 허용응력 : (Prestress Concrete Structures, Michael P.Collins, P.79~80 참조)

$$\begin{aligned}
 f_{bar-con} &= f_{ba} + 4.1 \times f_{con} \\
 &= 47.62 + 4.1 \times 4.64 \\
 &= 66.64 \text{ MPa} > \text{실제로 작용하는 지압응력} = 35.72 \text{ MPa} \\
 &\therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

② 프리스트레스 손실 발생 후

- 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

$$\begin{aligned}
 f_{b1} &= P_t / A_e \\
 &= 1,187,464.98 / 42,906.69 = 27.68 \text{ MPa} < 36.00 \text{ MPa} \\
 &\therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

(3) 단부 정착부 보강 철근

① T_{burst} 에 대한 보강철근

- 수평방향 파열력 및 보강철근

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

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

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

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

$$k_j = 1.0 \quad (\text{외측 PS강재})$$

$$1.5 \quad (\text{내측 PS강재})$$

강선 번호	정착구 $a_j(\text{mm})$	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

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

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

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

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

$$k_j = 1.0 \quad (\text{외측 PS강재})$$

$$1.5 \quad (\text{내측 PS강재})$$

강선 번호	정착구 $a_j(\text{mm})$	분포폭 $b_j(\text{mm})$	수직파열력 $R_j \text{ (N)}$	필요철근량 $A_{bj} \text{ (mm}^2\text{)}$	사용 철근량 $A_{use} \text{ (mm}^2\text{)}$	비 고
1	215	450	14,026.84	70.13	D13 x 5 = 633.50	O.K
2	215	450	28,364.97	94.55	D13 x 5 = 633.50	O.K
3	215	450	42,351.02	141.17	D13 x 5 = 633.50	O.K
4	215	450	52,055.41	260.28	D13 x 5 = 633.50	O.K

② T_{spall} 에 대한 보강철근

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

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

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

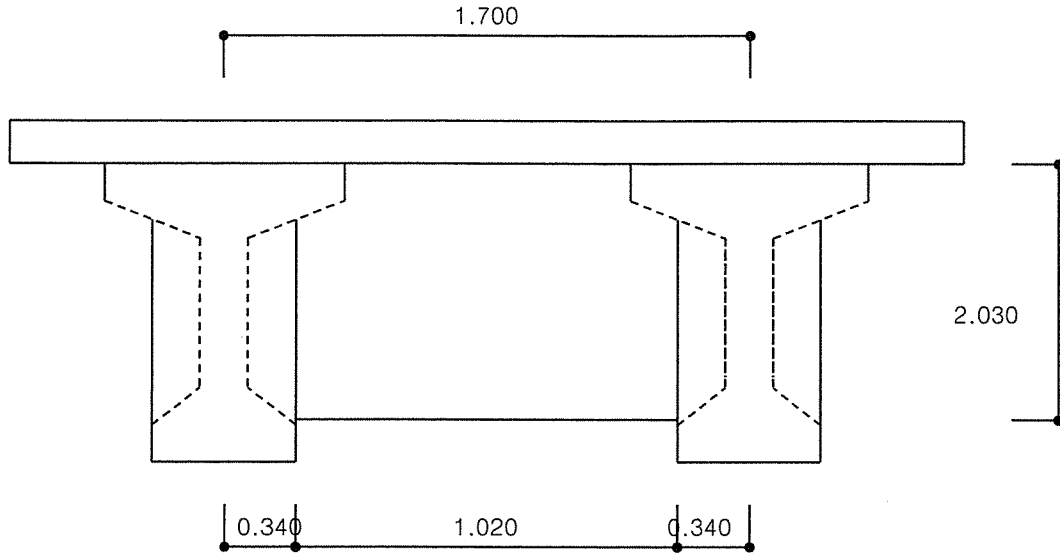
$$A_{use} = \text{D16} - 4 = 794.40 \times 4$$

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

∴ O.K

5. 가로보 설계

5.1 가로보 제원



가로보 길이	L_c	=	1.020	m	가로보 간격	L_i	=	12.000	m
가로보 높이	H_c	=	2.030	m	바닥판 두께	t_s	=	0.280	m
가로보 폭	B_c	=	0.300	m	도상 두께	t_a	=	0.565	m
궤도중량	P_{tr}	=	3.000	kN/m	방수 두께	t_a	=	0.000	m
하중분포폭	L_s	=	3.428	m					

5.2 하중 산정

(1) 고정하중

① 슬래브	w_{sl}	=	0.280	x	12.000	x	24.500	=	82.320	kN/m
② 가로보 자중	w_{cr}	=	2.030	x	0.300	x	24.500	=	14.921	kN/m
							w_{d1}	=	97.241	kN/m
③ 궤도	w_{tr}	=	3.000	/	3.428	x	12.000	=	10.503	kN/m
④ 도상	w_{ba}	=	0.565	x	12.000	x	19.000	=	128.820	kN/m
							w_{d2}	=	139.323	kN/m

(2) 활하중

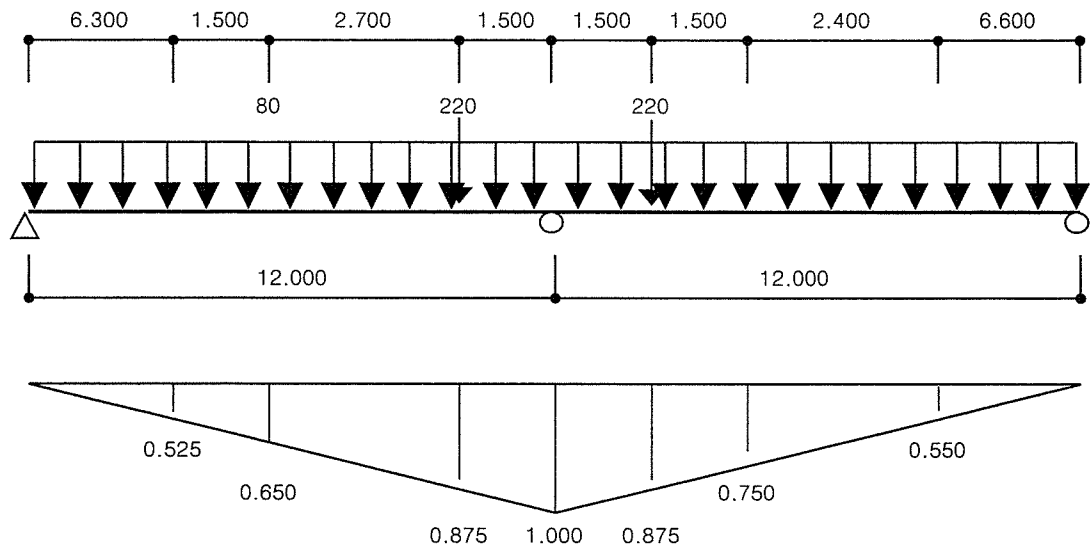
① 충격계수

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

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

$$= 0.370$$

② KL2012하중



$$P_L = 220.00 \times 0.875 + 220.00 \times 0.875 = 385.00 \text{ kN}$$

$$P_{L'} = 80.00 \times 12.000 \times 0.50 \times 2 = 960.00 \text{ kN}$$

$$w_{li} = (385.00 + 960.00) \times 1.37 / 3.43 = 537.61 \text{ kN/m}$$

5.3 단면력 계산

하중 단계	전단력 (kN)	모멘트 (kN · m)	비 고
합성전 고정하중(D1)	49.593	12.646	
합성후 고정하중(D2)	71.055	18.119	
합 계 (DL)	120.648	30.765	
열 차 하 중 (L)	274.181	69.916	

5.4 하중 조합

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1.35 \times M_d + 1.85 \times M_L \\
 &= 1.35 \times 30.765 + 1.85 \times 69.916 = 170.88 \text{ kN-m} \\
 &= 1.6 \times M_d + 1.6 \times M_L \\
 &= 1.6 \times 30.765 + 1.6 \times 69.916 = 161.09 \text{ kN-m} \\
 V_u &= 1.35 \times S_d + 1.85 \times S_L \\
 &= 1.35 \times 120.648 + 1.85 \times 274.181 = 670.11 \text{ kN} \\
 &= 1.6 \times S_d + 1.6 \times S_L \\
 &= 1.6 \times 120.648 + 1.6 \times 274.181 = 631.73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5.5 휨 설계

(1) 설계 조건

계수 하중 모멘트	$M_u =$	170,880,000.00	N-mm
계수 하중 전단력	$M_u =$	670,110.00	N
콘크리트 설계기준 강도	$f_{ck} =$	30.00	MPa
철근 항복 강도	$f_y =$	300.00	MPa
휨강도 감소 계수	$\Phi_b =$	0.90	
전단 강도 감소 계수	$\Phi_v =$	0.85	
	$k_1 =$	0.85	
가로보 폭	$b_c =$	300.00	mm
단면 높이	$h_c =$	2,030.00	mm
유효 높이	$d =$	1,950.00	mm
피복 두께	$d_c =$	80.00	mm

(2) 필요 철근량 산정

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

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

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

필요 철근량	A_s	=	325.65	mm ²
단면 철근비	$\rho = A_s / (b \times d)$	=	0.00056	
최대 철근비	$\rho_{max} = 0.75 \times 0.85 \times k_1 \times f_{ck} / f_y \times 600 / (600 + f_y)$	=	0.03613	
최소 철근비	$\rho_{min1} = \max (1.4 / f_y, 0.25 \times \sqrt{f_{ck}} / f_y)$	=	0.00467	
단면 철근비	$\rho_{min2} = 4/3 \times A_s / (b \times d)$	=	0.00074	
최소 철근량	$A_{s \min} = \min (\rho_{min1}, \rho_{min2}) \times b \times d$	=	432.90	mm ²

(3) 사용 철근량 $A_{s \text{ use}} = \text{H25 @ 2} = 1,013.40 \text{ mm}^2$

(4) 철근비 검토 $\rho_{use} = A_{s \text{ use}} / (b \times d) = 0.00173$
 $\therefore \text{O.K}$

(5) 휨강도 검토

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

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

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

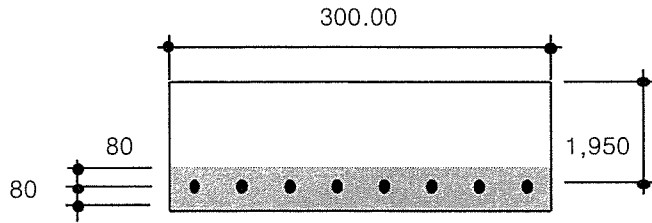
$$\therefore \text{O.K}$$

(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

$$n = E_s / E_c = 7.26$$

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

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

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

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

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

- 휨철근 간격 검토

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

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

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

5.6 전단 설계

$$L_c / d = 1,020 / 1,950 = 0.5 < 5 \quad \therefore \text{DEEP BEAM 설계}$$

(1) V_c 계산 (콘크리트가 부담하는 전단강도)

$$\begin{aligned} V_c &= 1 / 6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 534,029.49 \text{ N} \\ \Phi V_c &= 0.85 \times V_c = 453,925.07 \text{ N} < V_u = 670,110.00 \text{ N} \\ &\therefore \text{전단설계} \end{aligned}$$

(2) 전단철근량 산정

① 수직철근량

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

$$\begin{aligned} A_{v \min} &= 0.0025 \times b \times s_v = 150.0 \text{ mm}^2 \\ A_{v \text{ use}} &= 2 - \text{D } 16 @ 200 = 2 \times 198.60 \\ &= 397.20 \text{ mm}^2 > 150.00 \text{ mm}^2 \\ &\therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

② 수평철근량

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

$$\begin{aligned} A_{v \min} &= 0.0015 \times b \times s_v = 112.5 \text{ mm}^2 \\ A_{v \text{ use}} &= 2 - \text{D } 16 @ 250 = 2 \times 198.60 \\ &= 397.2 \text{ mm}^2 > 112.50 \text{ mm}^2 \\ &\therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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

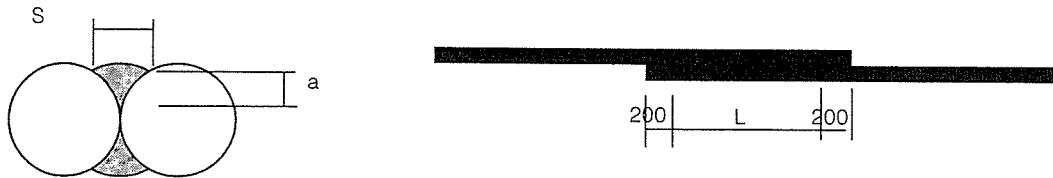
- 사용철근

(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)

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

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

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

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

2.2 교대공

2.2.1 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	968.408	289.983	326.521	1294.929	0.000	274.548
G2	878.517	768.882	865.761	1744.278	0.000	276.301
G3	961.528	514.818	579.685	1541.213	0.000	274.473
계	2808.453	1573.683	1771.967	4580.420	0.000	825.322
Pmax			1744.278		0.000	276.301
적용반침			2250			

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (단선 : 기동)

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 $R_d = 2808.453$ 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 : $\mu_m = 0.15$ (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 (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) 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 : $f_{sa} = 180 \text{ MPa}$
 다) 탄성계수 : $E_s = 200,000 \text{ MPa}$

마. 참고문헌

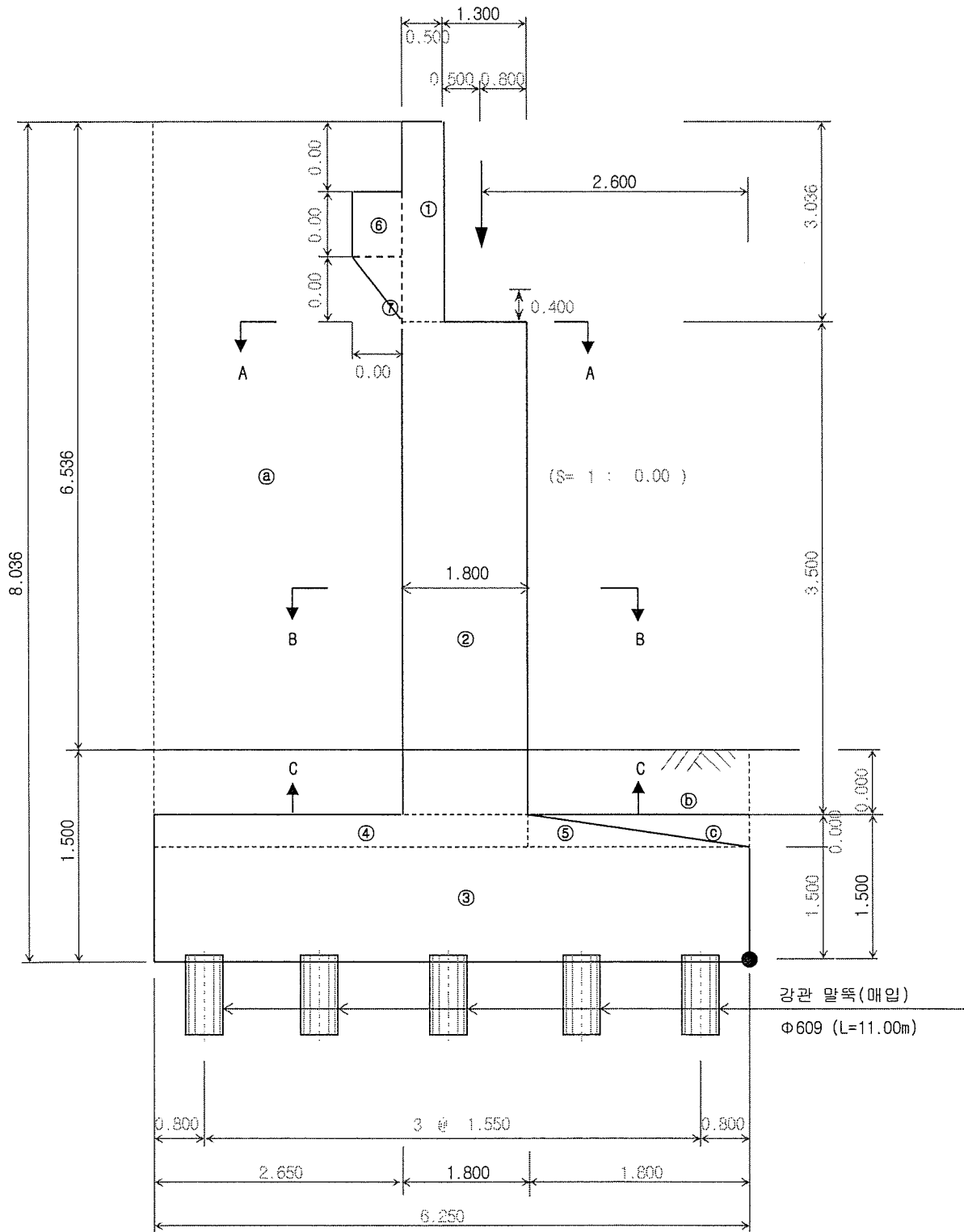
- ▣ 철도설계기준(노반편) 개정(안) (한국철도시설공단, 2013) (KRL2012 하중 반영)
- ▣ 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)
- ▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- ▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)
- ▣ 콘크리트구조기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단 면 가 정

◎ 구 체 폭 : L = 5.600 m

◎ 기 초 폭 : L' = 6.250 m

◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 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	×	6.250	×	6.250	=	58.59	m³
④	0.000	×	4.450	×	6.250	=	0.00	m³
⑤	0.000	×	1.800	×	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
㉠	2.650	×	6.536	×	6.250	=	108.25	m³
㉢	1.800	×	0.000	×	6.250	=	0.00	m³
㉤	0.000	×	1.800	×	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	3.35	697.70	19.24	6.52	125.43
	②	35.28	24.50	864.36	2.70	2333.77	79.87	3.25	259.57
	③	58.59	24.50	1435.55	3.13	4486.08	132.64	0.75	99.48
	④	0.00	24.50	0.00	4.03	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.20	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.04	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.04	0.00
	계	102.37		2508.18		7517.56	231.76		484.48
토 사	㉠	108.25	20.00	2165.05	4.93	10662.87	200.05	4.77	953.84
	㉢	0.00	20.00	0.00	0.90	0.00	0.00		
	㉤	0.00	20.00	0.00	0.60	0.00	0.00		
	계	108.25		2165.05		10662.87	200.05		953.84

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

$$\begin{aligned}
 - R_d &= 2808.45 \text{ kN} \\
 - x &= 2.60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) 활하중 반력 (충격 포함)

$$\begin{aligned}
 - R_l(1+i) &= 1771.97 \text{ kN} \\
 - x &= 2.60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

다. 부력

$$\begin{aligned} - V_w &= 6.250 \times (186.347 - 194.847) \times 6.250 \times \gamma_w = 0.000 \text{ kN} \\ - M_{vw} &= V_w \times (6.250 / 2) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

$$\begin{aligned} V_d &= 15.0 \times (2.650 + 0.500) \times 5.600 = 264.60 \text{ kN} \\ X_c &= 6.250 - (2.650 + 0.500) / 2 = 4.68 \text{ m} \\ Y_c &= 1.500 + 3.500 + 3.036 = 8.04 \text{ m} \\ M_{Vd} &= V_d \times X_c = 1237.01 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ H_d &= V_d \times 0.092 = 24.45 \text{ kN} \\ M_{Hd} &= H_d \times Y_c = 196.47 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

$$\begin{aligned} q_{l1} &= (220.0 / 3.00 + 80.0) / 5.600 = 27.38 \text{ kN/m}^2 \\ V_{q11} &= 27.381 \times (2.650 + 0.500) \times 5.600 = 483.00 \text{ kN} \\ M_{Vq11} &= V_{q11} \times X_c = 2258.03 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} R_m \text{ (지점 반력)} &= 2808.453 + 1573.683 = 4382.14 \text{ kN} \\ T_m \text{ (가동단수평력)} &= 0.15 \times 4,382.136 \\ &= 657.320 > 412.500 \quad (= 1/2 T) \\ T_{mb} \text{ (설계수평력)} &= 412.500 \text{ kN} \quad (T_m \text{ 은 } 1/2T \text{ 이하}) \end{aligned}$$

4) 장대레일 종하중 (3.0 kN/m - 1레일당)

가) 고정하중 재하시

$$\begin{aligned} T \text{ (장대레일 종하중)} &= 6.0 \text{ kN/m} \times \text{지간} \times 1 \text{ (단선)} = 150.00 \text{ kN} \\ R_m \text{ (지점 반력)} &= 2808.453 = 2808.45 \text{ kN} \\ T_m \text{ (가동단수평력)} &= 0.15 \times 2,808.453 \\ &= 421.268 > 75.000 \quad (= 1/2 T) \\ T_{mb} \text{ (설계수평력)} &= 75.000 \text{ kN} \quad (T_m \text{ 은 } 1/2T \text{ 이하}) \end{aligned}$$

나) 활하중 재하시

$$\begin{aligned}
 T \text{ (장대레일 종하중)} &= 6.0 \text{ kN/m} \times \text{지간} \times 1 \text{ (단선)} = 150.00 \text{ kN} \\
 R_m \text{ (지점 반력)} &= 2808.453 + 1771.967 = 4580.42 \text{ kN} \\
 T_m \text{ (가동단수평력)} &= 0.15 \times 4,580.420 \\
 &= 687.063 > 75.000 \quad (= 1/2 T) \\
 T_{mb} \text{ (설계수평력)} &= 75.000 \text{ kN} \quad (T_m \text{은 } 1/2T \text{ 이하})
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 Pa_{1d} \text{ (고정하중에 의한 수평력)} &= K_a \times q_d \times H \times L = 0.249 \times 15.000 \times 8.036 \times 5.600 = 167.80 \text{ kN} \\
 Pa_{1l} \text{ (활하중에 의한 수평력)} &= K_a \times q_l \times H \times L = 0.249 \times 27.381 \times 8.036 \times 5.600 = 306.30 \text{ kN} \\
 y_1 &= H / 2 = 4.02 \text{ m}
 \end{aligned}$$

나) 토압

$$h_1 = 8.036 \text{ m} \quad (\text{지하수면 이상})$$

$$h_2 = 0.000 \text{ m} \quad (\text{지하수면 이하})$$

- 지하수면 이상

$$\begin{aligned}
 Pa_2 &= 1/2 \times K_a \times \gamma_t \times h_1^2 \times L \\
 &= 0.500 \times 0.249 \times 20.00 \times 64.58 \times 5.600 = 898.96 \text{ kN} \\
 y_2 &= h_1 / 3 + h_2 = 2.68 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- 지하수면 이하

$$\begin{aligned}
 Pa_3 &= K_a \times \gamma_t \times h_1 \times h_2 \times L \\
 &= 0.249 \times 20.00 \times 8.04 \times 0.000 \times 5.600 = 0.00 \text{ kN} \\
 y_3 &= h_2 / 2 = 0.00 \text{ m} \\
 Pa_4 &= 1/2 \times K_a \times \gamma_s \times h_2^2 \times L \\
 &= 0.500 \times 0.249 \times 11.00 \times 0.000 \times 5.600 = 0.00 \text{ kN} \\
 y_4 &= h_2 / 3 = 0.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

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

나) 토압

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

사. 온도하중

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

① 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$T_{s1} = 968.408 \times 0.150 = 145.261 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 878.517 \times 0.150 = 131.778 \text{ kN}$$

$$T_{s3} = 961.528 \times 0.150 = 144.229 \text{ kN}$$

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

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

▶ ΣT_u (단선재하시) = 421.268 kN

아. 지진하중

내진계산서

구분		교 축	교 직
교 대	①	0.000	274.548
	②	0.000	276.301
	③	0.000	274.473
	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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	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		7746.279		26719.413	1066.760		3082.234

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= Mo / V - B / 2 \\
 &= (26719.413 - 3082.234) / 7746.279 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.074 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$Mo = 7746.279 \times 0.0736 = 569.945 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	176.400	-	824.670	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	111.867	4.018	449.480
토 압		-	-	-	898.960		2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		4849.626		19005.100	1010.827		2857.494

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (19005.100 - 2857.494) / 4849.626 - 6.250 / 2 \\
 &= 0.205 \text{ m} \\
 M_o &= 4849.626 \times 0.2047 = 992.523 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
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		9802.962		33069.014	1373.061		4312.953

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 4312.953) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.192 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 0.1916 = 1878.197 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
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		9802.962		33069.014	1785.561		6540.453

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 6540.453) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.419 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 0.4188 = 4105.697 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
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		-	-	-	421.268	5.400	2274.847
합 계		9802.962		33069.014	1794.329		6587.800

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 6587.800) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.424 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 0.424 = 4153.044 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	231.756	-	484.484
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	200.051	-	953.841
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	0.000	5.400	0.000
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	0.000	5.400	0.000
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	24.449	8.036	196.472
	활 하 중	483.000	-	2258.025	13.389	8.036	107.592
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		9802.962		33069.014	2118.061		8365.729

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 8365.729) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.605 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 0.6050 = 5930.973 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	7746.279	1066.760	569.945	-0.074	
LOAD CASE 2	4849.626	1010.827	992.523	0.205	
LOAD CASE 3	9802.962	1373.061	1878.197	-0.192	
LOAD CASE 4	9802.962	1785.561	4105.697	-0.419	축력 최대
LOAD CASE 5	9802.962	1794.329	4153.044	-0.424	모멘트 최대
LOAD CASE 6	9802.962	2118.061	5930.973	-0.605	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

N0	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	9802.962	1785.561	4105.697	-0.419	
2	모멘트 최대시	9802.962	1794.329	4153.044	-0.419	
3	지 진 시	9802.962	2118.061	5930.973	-0.605	

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) = 11.00 m
- * 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 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) = $a \times A_p \times E_p / L = 138835.599$ kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times E I))} = 0.50485$ 1/m
- ∴ $\beta L = 5.55 \geq 3$ 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토

- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(k_p) = $K_v \times n \times m / (L \times B) = 56867.061$ kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times K_p / (E \times h^3))} = 0.207$ 1/m
- ∴ $\beta \lambda = 0.55 \leq 1$ 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	9802.962	1785.561	4105.697	
모멘트 최대시	9802.962	1794.329	4153.044	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

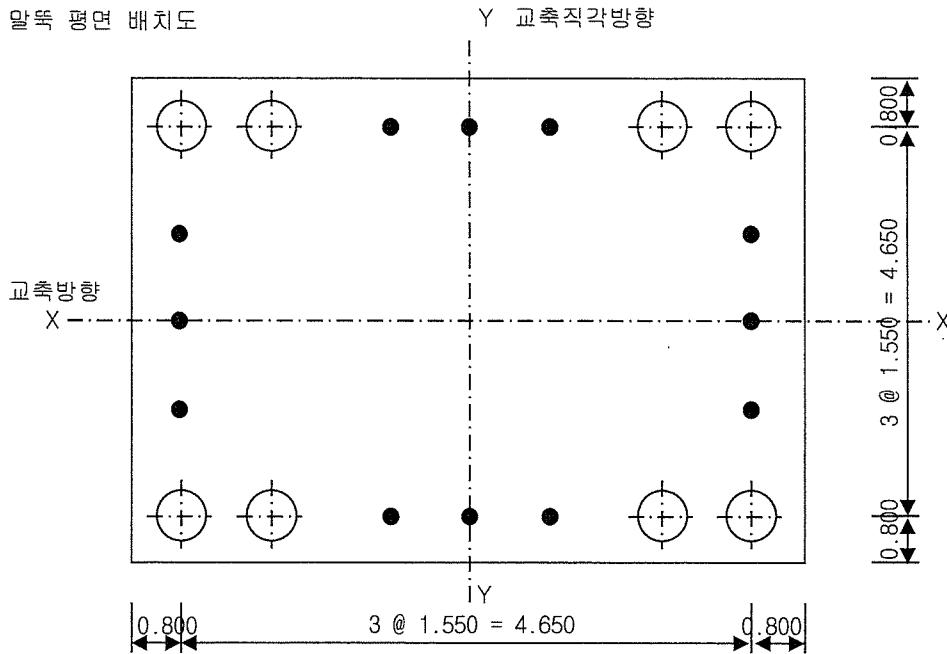
구 분	K_1 (kN/m)	K_2 (kN)	K_3 (kN)	K_4 (kN.m)	K_v (kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	138836	0.553

◇ 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	138836	0.553

(1) 축력 최대시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	분수	열	거리(m)	분수
1	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1016738	0	-1006969	2221370	0	8665639

㉠ 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	1785.561	9802.962	4105.697	0.00251483	0.00441303	0.00076602

㉡ 외력에 의한 말뚝의 분력(분당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00251	0.00619	859.95	111.60	-62.78
2 열	0.00251	0.00501	695.11	111.60	-62.78
3 열	0.00251	0.00382	530.26	111.60	-62.78
4 열	0.00251	0.00263	365.42	111.60	-62.78
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00251	0.00619	859.95	111.60	62.78

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	508369	0	0	2221370	0	6671051

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	1785.561	9802.962	4105.697	0.0035123	0.0044130	0.0006154

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	0.00351	0.00584	811.35	111.60	0.00
2 열	0.00351	0.00489	678.91	111.60	0.00
3 열	0.00351	0.00394	546.46	111.60	0.00
4 열	0.00351	0.00298	414.02	111.60	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00351	0.00584	811.35	111.60	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	-0.713	0.00351	62.78	0.00251

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

$$\delta = 3.512 \text{ mm} < \delta_a = 15 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고정	수평력	111.60	말뚝머리 힌지	수평력	111.60
	수직력	859.95		수직력	811.35
	모멘트	62.78		모멘트	0.71
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	859.95 kN	1735.80 kN	0.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	111.60 kN	173.10 kN	0.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1016738	0	-1006969	2221370	0	8665639

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	1794.329	9802.962	4153.044	0.00253069	0.00441303	0.00077333

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	0.00253	0.00621	862.31	112.15	-62.87
2 열	0.00253	0.00501	695.89	112.15	-62.87
3 열	0.00253	0.00381	529.48	112.15	-62.87
4 열	0.00253	0.00263	365.42	112.15	-62.87
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00253	0.00621	862.31	112.15	62.87

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	508369	0	0	2221370	0	6671051

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	1794.329	9802.962	4153.044	0.0035296	0.0044130	0.0006225

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	0.00353	0.00586	813.64	112.15	0.00
2 열	0.00353	0.00490	679.67	112.15	0.00
3 열	0.00353	0.00393	545.70	112.15	0.00
4 열	0.00353	0.00297	411.73	112.15	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00353	0.00586	813.64	112.15	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면 변위(m)	Moment(kN.m)	지표면 변위(m)
상 시	0.016	-0.716	0.00353	62.87	0.00253

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

$$\delta = 3.530 \text{ mm} < \delta a = 15 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	112.15	말뚝머리 힌 지	수평력	112.15
	수직력	862.31		수직력	813.64
	모멘트	62.87		모멘트	0.72
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	862.31 kN	1735.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	112.15 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) = 11.00 m
- * 확대기초 재원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 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) = $a \times A_p \times E_p / L = 138835.599$ kN/m
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))} = 0.55963$ 1/m
- ∴ $\beta L = 6.16 \geq 3$ 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토

- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(k_p) = $K_v \times n \times m / (L \times B) = 56867.061$ kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times K_p / (E \times h^3))} = 0.207$ 1/m
- ∴ $\beta \lambda = 0.55 \leq 1$ 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)	
지진시	9802.962	2118.061	5930.973	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

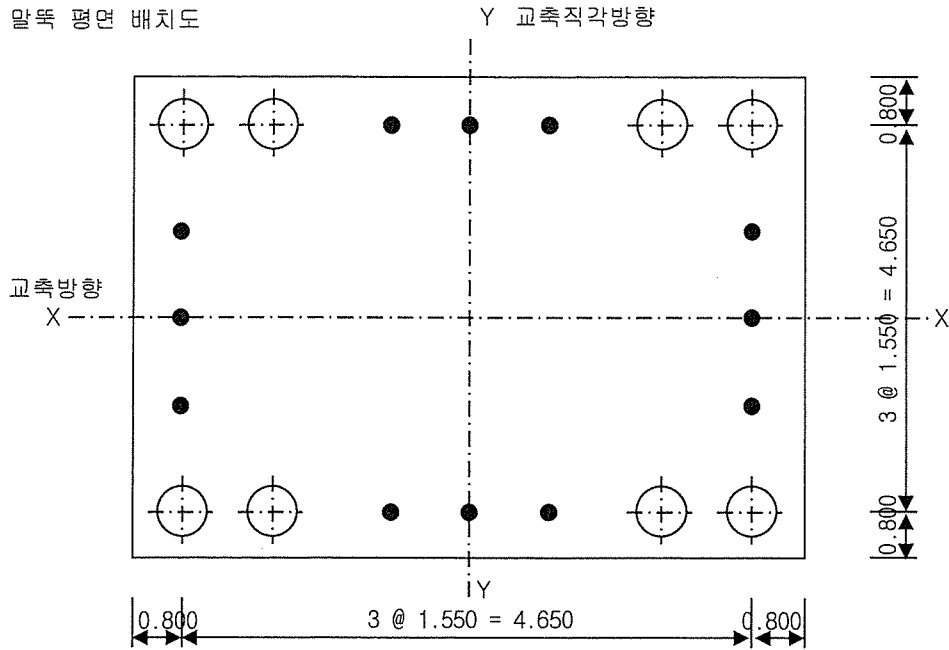
구 분	K_1 (kN/m)	K_2 (kN)	K_3 (kN)	K_4 (kN.m)	K_v (kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	138836	0.553

◇ 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	138836	0.553

(1) 지진시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1384918	0	-1237351	2221370	0	8882065

③ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
지진시	2118.061	9802.962	5930.973	0.00242820	0.00441303	0.00100602

⑥ 외력에 의한 말뚝의 분력(분당)

지진시	$\delta xi(m)$	$\delta yi(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00243	0.00675	937.42	132.38	-48.76
2 열	0.00243	0.00519	720.93	132.38	-48.76
3 열	0.00243	0.00363	504.44	132.38	-48.76
4 열	0.00243	0.00207	287.95	132.38	-48.76
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00243	0.00675	937.42	132.38	48.76

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	692459	0	0	2221370	0	6671051

④ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
지진시	2118.061	9802.962	5930.973	0.0030588	0.0044130	0.0008891

⑤ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00306	0.00648	899.67	132.38	0.00
2 열	0.00306	0.00510	708.35	132.38	0.00
3 열	0.00306	0.00372	517.02	132.38	0.00
4 열	0.00306	0.00235	325.70	132.38	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00306	0.00648	899.67	132.38	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	-0.763	0.00306	48.76	0.00243

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

$$\delta = 3.059 \text{ mm} < \delta a = 15 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	132.38	말뚝머리 힌 지	수평력	132.38
	수직력	937.42		수직력	899.67
	모멘트	48.76		모멘트	0.76
	β	0.559630		β	0.559630

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	937.42 kN	1735.80 kN	0.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	132.38 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	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)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.230 \times 15.000 \times 3.036 \times 5.600 = 58.743 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pd_h &= 58.743 \times \cos \delta = 57.387 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pd_v &= 58.743 \times \sin \delta = 12.547 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } Pl &= 0.230 \times 27.381 \times 3.036 \times 5.600 = 107.229 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pl_h &= 107.23 \times \cos \delta = 104.755 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pl_v &= 107.23 \times \sin \delta = 22.904 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 3.036 / 2 = 1.518 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.230 \times 15.000 \times 1.750 \times 5.600 = 33.860 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pd_h &= 33.860 \times \cos (\delta + \theta) = 33.079 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pd_v &= 33.860 \times \sin (\delta + \theta) = 7.233 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } Pl &= 0.230 \times 27.381 \times 1.750 \times 5.600 = 61.809 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pl_h &= 61.809 \times \cos (\delta + \theta) = 60.382 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pl_v &= 61.809 \times \sin (\delta + \theta) = 13.202 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 1.75 / 2 = 0.875 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.230 \times 15.000 \times 3.500 \times 5.600 = 67.721 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pd_h &= 67.721 \times \cos (\delta + \theta) = 66.158 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pd_v &= 67.721 \times \sin (\delta + \theta) = 14.465 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } Pl &= 0.230 \times 27.381 \times 3.500 \times 5.600 = 123.617 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pl_h &= 123.62 \times \cos (\delta + \theta) = 120.764 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pl_v &= 123.62 \times \sin (\delta + \theta) = 26.405 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 3.5 / 2 = 1.750 \text{ m}
 \end{aligned}$$

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)

$$\begin{aligned}\text{토압 강도 : } P1 &= 0.230 \times 20.0 \times 3.036 = 13.986 \text{ kN} \\ P2 &= 13.986 + 0.230 \times 20.0 \times 3.500 = 30.110 \text{ kN} \\ \text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times (13.986 + 30.110) \times 3.500 \times 5.600 = 432.149 \text{ kN} \\ \text{수평 분력 : } Ph &= 432.149 \times \cos(\delta+\theta) = 422.176 \text{ kN} \\ \text{수직 분력 : } Pv &= 432.149 \times \sin(\delta+\theta) = 92.307 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 3.500 \times (2P1+P2)/3/(P1+P2) = 1.537 \text{ m}\end{aligned}$$

4) 지 진 시 토 압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}\text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.298 \times 15.000 \times 3.036 \times 5.600 = 76.108 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 76.108 \times \cos \delta = 76.108 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 76.108 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\ \text{활하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.298 \times 27.381 \times 3.036 \times 5.600 = 138.927 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 138.927 \times \cos \delta = 138.927 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 138.927 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 3.036 / 2 = 1.518 \text{ m}\end{aligned}$$

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}\text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.298 \times 15.000 \times 1.750 \times 5.600 = 43.870 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 43.870 \times \cos(\delta+\beta) = 43.870 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 43.870 \times \sin(\delta+\beta) = 0.000 \text{ kN} \\ \text{활하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.298 \times 27.381 \times 1.75 \times 5.600 = 80.080 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 80.080 \times \cos(\delta+\beta) = 80.080 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 80.080 \times \sin(\delta+\beta) = 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 1.750 / 2 = 0.875 \text{ m}\end{aligned}$$

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}\text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.298 \times 15.000 \times 3.500 \times 5.600 = 87.740 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 87.740 \times \cos(\delta+\beta) = 87.740 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 87.740 \times \sin(\delta+\beta) = 0.000 \text{ kN} \\ \text{활하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.298 \times 27.381 \times 3.5 \times 5.600 = 160.160 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 160.16 \times \cos(\delta+\beta) = 160.160 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 160.16 \times \sin(\delta+\beta) = 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 3.500 / 2 = 1.750 \text{ m}\end{aligned}$$

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}\text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times 0.298 \times 20.0 \times 3.036^2 \times 5.600 = 154.043 \text{ kN} \\ \text{수평 분력 : } Ph &= 154.043 \times \cos \delta = 154.043 \text{ kN} \\ \text{수직 분력 : } Pv &= 154.043 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 3.036 / 2 = 1.518 \text{ m}\end{aligned}$$

(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	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					
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	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	185.843	188.073			
	배면 토압	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	277.663	327.455					
	계		ΣV =	288.213	62.567	398.573	84.466	ΣH =	173.539	204.660							
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	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-	-		
	②, H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-	-	-	-		
	상부 고정하중	1.35	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-	-	-	-		
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	상재	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	3.268	187.542	91.820	300.067	52.926	46.311			
	토압	1.6	7.233	0.000	0.000	11.572	0.000	33.079	0.875	28.944							
	배면	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					
체 단 C-C	장대레이징하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	계		ΣV =	3573.794	3259.982	4845.345	4400.976	ΣH =	379.114	676.975	606.582	1083.160					
	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-	-		
	상재 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	자 중 ①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-	-		
	②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-	-	-	-		
	상부 고정하중	1.35	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-	-	-	-		
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	상재	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	5.018	287.969	91.820	460.751	105.853	185.242			
통 하 단면 C-C	토압	1.6	14.465	0.000	0.000	23.144	0.000	66.158	1.750	115.776							
	배면	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 =	4067.80	3648.944	5527.706	4926.075	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 _y	V	MV	H	y	M _h	H	M _h		
화차 단면 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		
	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 =	288.213	62.567	398.573	84.466	ΣH =	173.539	204.660	277.663	327.455		
	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	
체 앙 단면 B-B	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	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-	-	
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	상재 흙벽	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 흙벽	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298		
	토압 벽체	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484		
체 단면 C-C	장대레이중하중	1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.150	161.250	105.000	225.750		
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	계		ΣV =	3573.794	3259.982	4845.345	4400.976	ΣH =	454.114	838.225	711.582	1308.910		
	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	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-	-	
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
화차 단면 A-A	상재 흙벽	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 흙벽	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		
	장대레이중하중	1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.900	292.500	105.000	409.500		
화차 단면 A-A	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	계		ΣV =	4067.80	3648.944	5527.706	4926.075	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 중하중

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		
통 하 단면 A-A	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	
	상 재 활 하 중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	
	자 중 ①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	
	상 재 토 압	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810		
	배 면 토 압	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	542.553	111.299	ΣH =	278.294	363.677	445.270	581.883		
체 양 단면 B-B	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-		
	상 재 활 하 중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-		
	자 중 ①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-		
	자 중 ②, H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-		
	상부 고정하중	1.35	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-		
	하중 활 하 중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-		
	충격	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-		
	상재 활 하 중	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 활 하 중	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		
체 단면 C-C	장대레일중하중	1.4	-	-	-	-	-	75.000	2.150	161.250	105.000	225.750		
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	412.500	2.150	886.875	577.500	1241.625		
	계		ΣV =	5458.53	5051.116	7491.202	6908.563	ΣH =	1031.751	2120.272	1553.301	3182.811		
	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-		
	상 재 활 하 중	1.4	76.667	0.250	19.167	107.333	26.833	-	-	-	-	-		
	자 중 ①	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-		
	자 중 ②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-		
	상부 고정하중	1.35	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-		
	하중 활 하 중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-		
	충격	1.4	198.284	1.000	198.284	277.598	277.598	-	-	-	-	-		
	상재 활 하 중	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 활 하 중	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	1.4	-	-	-	-	-	75.000	3.900	292.500	105.000	409.500			
제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	412.500	3.900	1608.750	577.500	2252.250			
계		ΣV =	5965.74	5440.078	8194.686	7433.662	ΣH =	1374.892	4214.828	2102.327	6363.476			

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

단면	하중	연직력과 모멘트(사용하중)				연직력과 모멘트				수평력과 모멘트(사용하중)				수평력과 모멘트	
		V	x	M _y	V	M _v	H	y	M _h	H		M _h			
통	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-	-	
	상 재 활 하 중	1.4	76.667	0.250	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-	-	
	자 중 ①	1.35	208.270	0.250	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-	-	
	상 재 토 압	1.6	35.451	0.000	56.722	0.000	162.142	1.518	246.131	259.427	393.810	188.073	581.883	-	
	배 면 토 압	1.6	25.396	0.000	40.634	0.000	116.152	1.012	117.546	185.843	188.073	581.883	-	-	
	계		ΣV = 387.784		81.734	542.553	111.299	ΣH = 278.294	363.677	445.270	581.883	-	-	-	
벽 중앙 단면 B-B	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-	-	
	상 재 활 하 중 ①	1.4	76.667	0.250	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-	-	
	자 중 ②, H/2	1.35	208.270	0.250	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-	-	
	상부 고정하중	1.35	432.180	0.900	583.443	525.099	-	-	-	-	-	-	-	-	
	활 하 중	1.4	2808.453	1.000	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-	-	-	-	
	총	1.4	1573.683	1.000	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-	-	-	-	
	상재	1.6	198.284	1.000	277.598	277.598	-	-	-	-	-	-	-	-	
	토압	1.6	35.451	0.000	56.722	0.000	162.142	3.268	529.880	259.427	847.807	130.846	513.298	223.484	
	배면	1.6	20.435	0.000	32.696	0.000	93.461	0.875	81.779	149.538	130.846	513.298	223.484	-	
	토압	1.6	25.396	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298	223.484	-	-	
	장대레일중하중	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
벽 중앙 단면 C-C	온도하중	1.4	-	-	-	-	421.268	2.150	905.726	589.775	1268.017	2983.452	-	-	
	계		ΣV = 5458.53		5051.116	7491.202	6908.563	ΣH = 965.519	1977.873	1460.576	2983.452	-	-	-	
	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-	-	
	상 재 활 하 중	1.4	76.667	0.250	107.333	26.833	-	-	-	-	-	-	-	-	
	자 중 ①	1.35	208.270	0.250	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-	-	
	중 ②	1.35	864.360	0.900	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-	-	-	-	
	상부 고정하중	1.35	2808.453	1.000	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-	-	-	-	
	활 하 중	1.4	1573.683	1.000	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-	-	-	-	
	총	1.4	198.284	1.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	상재	1.6	35.451	0.000	56.722	0.000	162.142	5.018	813.628	259.427	1301.804	523.383	838.523	1038.015	
	토압	1.6	40.870	0.000	65.391	0.000	186.922	1.750	327.114	299.076	523.383	838.523	1038.015	-	
	배면	1.6	25.396	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523	1038.015	-	-	

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 _v	V	M _v		H	y	M _h	H		M _h
복합 단면 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	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291		-	-	-	-	-	-
	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	577.053	119.924		ΣH =	278.294	363.677	445.270		581.883
복합 단면 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	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	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412		-	-	-	-	-	-
	하중 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	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	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	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
복합 단면 C-C	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	계		ΣV =	5458.53	5051.116	8323.087	7714.574		ΣH =	544.251	1072.147	870.801		1715.436
	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	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	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412		-	-	-	-	-	-
	하중 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	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	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 =	5965.74	5440.078	9026.572	8239.672		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	MV	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	208.270	0.250	52.067	333.231	83.308	-	-	-	-	-	-	
	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	620.454	130.775	ΣH =	278.294	363.677	445.270	581.883		
체앙면 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	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	2808.453	1.000	2808.453	4493.525	4493.525	-	-	-	-	-		
	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	-	-	-	-	-		
	상재 총	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	3.268	529.880	259.427	847.807		
	토압 벽	1.6	20.435	0.000	0.000	32.696	0.000	93.461	0.875	81.779	149.538	130.846		
	배면 총	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298		
	토압 벽	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484		
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
체단면 C-C	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	계		ΣV =	5458.53	5051.116	8733.654	8081.786	ΣH =	544.251	1072.147	870.801	1715.436		
	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	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	2808.453	1.000	2808.453	4493.525	4493.525	-	-	-	-	-		
	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	-	-	-	-	-		
	상재 총	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	5.018	813.628	259.427	1301.804		
	토압 벽	1.6	40.870	0.000	0.000	65.391	0.000	186.922	1.750	327.114	299.076	523.383		
	배면 총	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523		
토압 벽	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 =	5965.74	5440.078	9545.184	8704.125	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	H	M _h
복단면 A-A	상재 고정하중	1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500		3.881	3.036	11.782	3.881	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	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	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	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	154.043	233.837
	계		ΣV =	326.936	81.734	326.936	81.734		ΣH =	394.328	607.708	394.328	394.328	607.708
복단면 B-B	상재 고정하중	1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500		3.881	4.786	18.574	3.881	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	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	19.244	62.890
	자중 ②, H/2	1.0	432.180	0.900	388.962	432.180	388.962		39.933	0.875	34.942	39.933	39.933	34.942
	상부 고정하중	1.0	2808.453	1.000	2808.453	2808.453	2808.453		0.000	2.150	0.000	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	0.000
	충격	-	-	1.000	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		215.035	3.268	702.736	215.035	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	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	154.043	503.412
복단면 C-C	토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		228.767	0.875	200.171	228.767	228.767	200.171
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	계		ΣV =	5141.252	4852.832	5141.252	4852.832		ΣH =	786.979	1641.351	786.979	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	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	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	19.244	96.567
	자중 ②	1.0	864.360	0.900	777.924	864.360	777.924		79.867	1.750	139.767	79.867	79.867	139.767
	상부 고정하중	1.0	2808.453	1.000	2808.453	2808.453	2808.453		0.000	3.900	0.000	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	0.000
복단면 C-C	충격	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		215.035	5.018	1079.048	215.035	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	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	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	559.897	979.820
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
복단면 C-C	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	-	-
	계		ΣV =	5573.43	5241.794	5573.432	5241.794		ΣH =	1281.992	3541.269	1281.992	1281.992	3541.269

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$M_u = ? \quad M_v = ? \quad M_h = ? \quad e = ? \quad M / \gamma V^{-B/2} \quad M_u = ? \quad \gamma V ? e$$

1) 횡 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_u	M_u
1	288.213	173.539	267.227	0.677	195.174	312.278
2	288.213	173.539	267.227	0.677	195.174	312.278
3	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	557.544
4	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	557.544
5	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	557.544
6	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	557.544
7	326.936	394.328	689.442	1.859	607.708	607.708
Max.		278.294			348.465	607.708

2) 벽 체 종 앙 (단 면 B-B)

LOAD CASE	사 용 하 중			설 계 하 중		
	ΣV	$\Sigma H(S_o)$	ΣM	e	M_u	M_u
1	3573.794	379.114	3936.957	0.202	720.543	1123.326
2	3573.794	454.114	4098.207	0.247	881.793	1349.076
3	5458.534	1031.751	7171.388	0.414	2258.708	3349.292
4	5458.534	965.519	7028.989	0.388	2116.309	3149.934
5	5458.534	544.251	6123.263	0.222	1210.583	1939.231
6	5458.534	544.251	6123.263	0.222	1210.583	1936.933
7	5141.252	786.979	6494.183	0.363	1867.056	1867.056
Max.		1031.751			2258.708	3349.292

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C)

LOAD CASE	사 용 하 중				설 계 하 중			
	$\sum V$	$\sum H(S_o)$	$\sum M$	M_o	$\sum \gamma V$	$\sum \gamma H(S_o)$	$\sum M$	M_u
1	4067.798	661.873	5225.527	1564.509	5527.706	1058.997	7448.607	2473.672
2	4067.798	736.873	5518.027	1857.009	5527.706	1163.997	7858.107	2883.172
3	5965.740	1374.892	9654.907	4285.741	8194.686	2102.327	13797.138	6421.920
4	5965.740	1308.660	9198.317	3829.152	7917.089	2009.602	13157.913	6032.533
5	5965.740	887.392	7753.657	2384.491	9026.572	1419.827	11941.398	3817.483
6	5965.740	887.392	7753.657	2384.491	9545.184	1419.827	12405.850	3815.185
7	5573.432	1281.992	8783.063	3766.974	5573.432	1281.992	8783.063	3766.974
Max.		1374.892		4285.741		2102.327		6421.920

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	3349.292	1553.301	2258.708	
벽체 하단	6421.920	2102.327	4285.741	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흙벽 하단	108.519	79.512	62.226	
벽체 중앙	598.088	277.375	403.341	
벽체 하단	1146.771	375.416	765.311	

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

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

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

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 $A_s = 765.082 \text{ mm}^2$

☞ 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

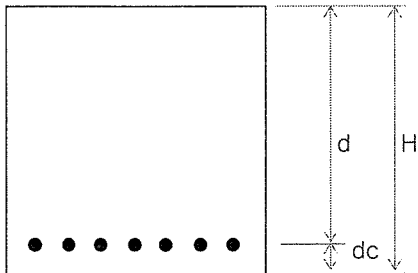
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

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

$\times 310.38 > V_u = 79.512 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$

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,	$dc =$	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

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

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 518.08 \text{ mm}$$

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

→ 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 양 (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	598.088	277.375	403.341

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 3.154 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 48.577 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.08477 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 981.714 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

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

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

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

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

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1308.95 \text{ mm}^2$$

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

☞ 힘에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 49.391 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1867.710 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ (= 598.088 kN} \cdot \text{m)} \text{ [사용률 = 3.123 \%]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

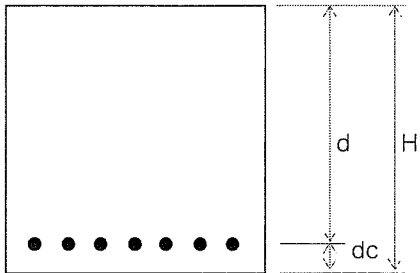
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

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

$$\Phi V_c = 1319.10 > V_u = 277.375 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

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 ,
$M_o =$	403.341	kN·m,	$A_s =$	3096.800	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 250.67 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 80.575 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 80.575 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.00 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 754.85 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 755 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

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

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 3096.800 = 619.360 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K!!}$$

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	1146.771	375.416	765.311

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 1.638]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 48.577 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.08477 > 0.004 - \text{O.K.} -$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 1890.294 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

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

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

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

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

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2520.39 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 49.391 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1867.710 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n > M_u (= 1146.771 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 1.629]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

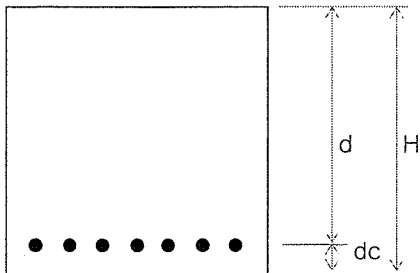
$$= 0.9 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1700.00 / 1000 = 1319.10 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1319.10 > V_u = 375.416 \text{ kN}$$

∴ 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 ,
$M_o =$	765.311	kN·m,	$A_s =$	3096.800	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 250.67 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 152.885 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 152.885 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.00 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 292.59 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 293 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

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(ql) = 35.000 kN/m²

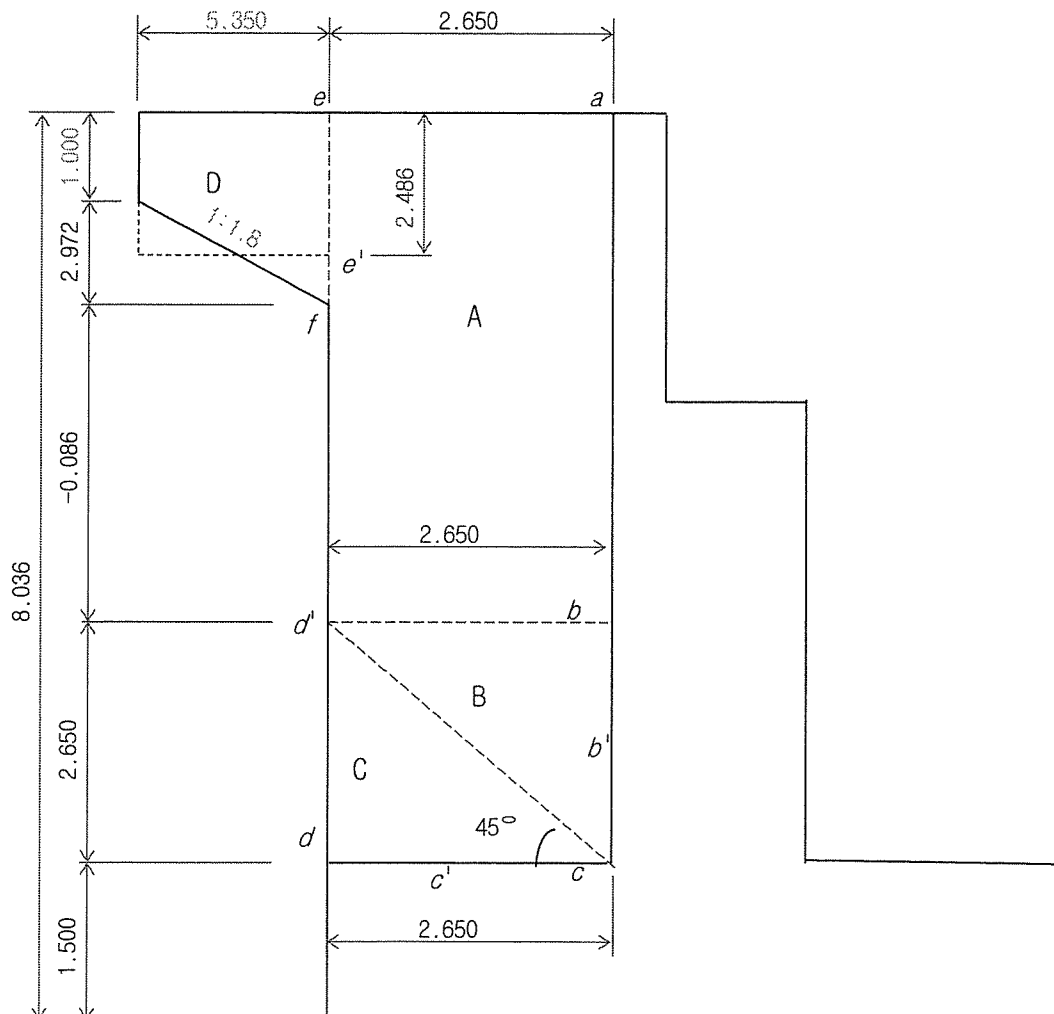
(2) 정지토압계수

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

(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

$$\begin{aligned} Pe &= 1.0 \times 0.398 \times 50.000 &= 19.909 \text{ kN/m}^2 \\ Pe' &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.486 + Pe &= 39.707 \text{ kN/m}^2 \\ Vd &= 1/2 \times (Pe + Pe') \times 2.486 \times 5.350 &= 396.451 \text{ kN} \\ Md &= 1/2 \times Va \times 5.350 &= 1060.507 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned} Pe &= 1.6 \times 0.398 \times 50.000 &= 31.855 \text{ kN/m}^2 \\ Pe' &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.486 + Pe &= 63.531 \text{ kN/m}^2 \\ Vd &= 1/2 \times (Pe + Pe') \times 2.486 \times 5.350 &= 634.322 \text{ kN} \\ Md &= 1/2 \times Va \times 5.350 &= 1696.811 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} Pe &= &= 19.909 \text{ kN/m}^2 \\ Pd' &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.886 + Pe &= 50.856 \text{ kN/m}^2 \\ Va &= 1/2 \times (Pe + Pd') \times 3.886 \times 2.650 &= 364.37 \text{ kN} \\ Va_{\text{total}} &= Va + Vd &= 760.82 \text{ kN} \\ Ma &= 1/2 \times Va \times 2.650 + Vd \times 2.650 + Md &= 2593.89 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned} Pe &= &= 31.855 \text{ kN/m}^2 \\ Pd' &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.886 + Pe &= 81.370 \text{ kN/m}^2 \\ Va &= 1/2 \times (Pe + Pd') \times 3.886 \times 2.650 &= 582.99 \text{ kN} \\ Va_{\text{total}} &= Va + Vd &= 1217.31 \text{ kN} \\ Ma &= 1/2 \times Va \times 2.650 + Vd \times 2.650 + Md &= 4150.22 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} Pb &= &= 50.856 \text{ kN/m}^2 \\ Vb &= Pb \times 2.65 &= 134.769 \text{ kN/m} \\ Mb &= 1/2 \times Pb \times 2.650^2 &= 178.569 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_b &= & &= 81.370 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= P_b \times 2.65 & &= 215.630 \text{ kN/m} \\
 M_b &= \frac{1}{2} \times P_b \times 2.65^2 & &= 285.710 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_d' &= & &= 50.856 \text{ kN/m}^2 \\
 P_d &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.65 + P_d' & &= 71.960 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= \frac{1}{2} \times (P_d' + P_d) \times 2.650 & &= 162.731 \text{ kN/m} \\
 M_b &= \frac{1}{6} \times (2 \times P_d' + P_d) \times 2.650^2 & &= 203.269 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_d' &= & &= 81.370 \text{ kN/m}^2 \\
 P_d &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.65 + P_d' & &= 115.136 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= \frac{1}{2} \times (P_d' + P_d) \times 2.650 & &= 260.370 \text{ kN/m} \\
 M_b &= \frac{1}{6} \times (2 \times P_d' + P_d) \times 2.650^2 & &= 325.23 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	682.547	1067.993	285.710	325.230
설계 하중(S)	255.158	313.255	215.630	260.370
사용 하중(M)	426.592	667.496	178.569	203.269

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.972m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	682.547	255.158	426.592

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 1.443]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 48.577 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.04347 > 0.004 - \text{O.K.}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 2146.788 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

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

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

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

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

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2862.38 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 49.391 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 975.832 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n > M_u (= 682.547 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 } = 1.430 \text{]} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

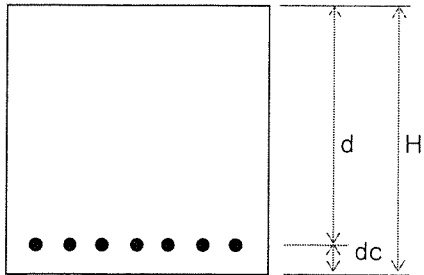
$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 900.0 / 1000 = 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 255.158 \text{ kN}$$

∴ 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 ,
$M_o =$	426.592	kN·m,	$A_s =$	3096.800	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 177.04 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 163.799 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 163.799 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.00 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 258.27 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 258 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

2) 단면 A [H = 3.886m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1067.993	313.255	667.496

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 1.193 %]

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

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03250 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 3396.829 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

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

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

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

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

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4529.11 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1266.194 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u (= 1067.993 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 1.186 \%]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

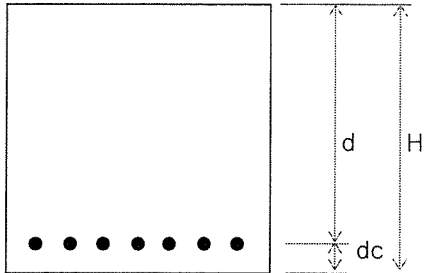
$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 900.00 / 1000 = 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 313.255 \text{ kN}$$

∴ 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 ,
$M_o =$	667.496	kN·m,	$A_s =$	4053.600	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 199.40 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 197.553 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 197.553 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

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

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 179.88 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 180 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

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	285.710	215.630	178.569

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	4	EA =	1548.400	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1548.400 mm² [사용률 1.742 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 24.289 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.08993 > 0.004 \text{ - O.K -}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 888.704 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

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

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

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

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

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1184.94 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 24.695 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 494.799 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n > M_u \text{ (= 285.710 kN} \cdot \text{m)} \text{ [사용률 = 1.732 \%]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

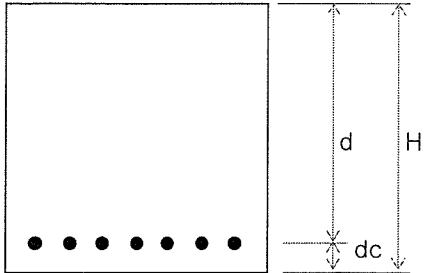
$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 900.00 / 1000 = 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 215.630 \text{ kN}$$

∴ 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,	$dc =$	100.00	mm ,
$M_o =$	178.569	kN·m,	$A_s =$	1548.400	mm ²
$N =$	4		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 129.26 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 134.581 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 134.581 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 362.65 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 4 = 250 \text{ mm} < 363 \text{ mm O.K!!}$$

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	325.230	260.370	203.269

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	4	EA	=	1548.400	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1548.400 mm² [사용률 1.529]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 24.289 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.08993 > 0.004 - \text{O.K.}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 1012.736 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

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

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

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

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

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1350.31 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 24.695 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 494.799 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\phi M_n > M_u \quad (= 325.230 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.521] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

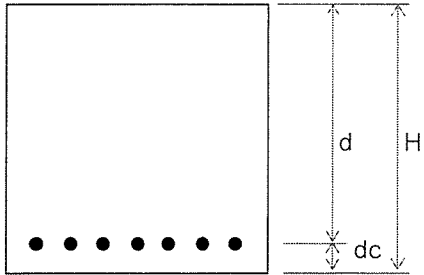
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

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

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 260.370 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

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 ,
$M_o =$	203.269	kN·m,	$A_s =$	1548.400	mm ²
$N =$	4		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 129.26 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 153.197 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 153.197 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 291.54 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 4 = 250 \text{ mm} < 292 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	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		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		7746.279		26719.413	1066.760		3082.234

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (26719.413 - 3082.234) / 7746.279 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.074 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$M_o = 7746.279 \times 0.0736 = 569.945 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3791.412	2.600	9857.670	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	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		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		10457.477		36071.208	1706.816		4931.575

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (36071.208 - 4931.575) / 10457.477 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.147 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$M_o = 10457.477 \times 0.1473 = 1539.984 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	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		7746.279		26719.413	1141.760		3487.234

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (26719.413 - 3487.234) / 7746.279 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.126 \text{ m} \\
 M_o &= 7746.279 \times 0.1259 = 974.945 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3791.412	2.600	9857.670	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	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		10457.477		36071.208	1811.816		5498.575

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (36071.208 - 5498.575) / 10457.477 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.201 \text{ m} \\
 M_o &= 10457.477 \times 0.2015 = 2106.984 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
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
시동 또는 제동 하중		-	-	-	412.500	5.400	2227.500
합 계		9802.962		33069.014	1860.561		6945.453

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 6945.453) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.460 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 0.4601 = 4510.697 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3791.412	2.600	9857.670	-	-	-
	활 하 중	2480.754	2.600	6449.960	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
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
시동 또는 제동 하중		-	-	-	577.500	5.400	3118.500
합 계		13614.431		45682.403	2879.398		10586.226

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (45682.403 - 10586.226) / 13614.431 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.547 \text{ m} \\
 M_o &= 13614.431 \times 0.5471 = 7448.920 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
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 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	421.268	5.400	2274.847
합 계		9802.962		33069.014	1794.329		6587.800

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_0 / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 6587.800) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.424 \text{ m} \\
 M_0 &= 9802.962 \times 0.424 = 4153.044 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3791.412	2.600	9857.670	-	-	-
	활 하 중	2480.754	2.600	6449.960	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
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 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	589.775	5.400	3184.786
합 계		13614.431		45682.403	2786.673		10085.511

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_0 / V - B / 2 \\
 &= (45682.403 - 10085.511) / 13614.431 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.510 \text{ m} \\
 M_0 &= 13614.431 \times 0.510 = 6948.206 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
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 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		9802.962		33069.014	1373.061		4312.953

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 4312.953) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.192 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 0.1916 = 1878.197 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3791.412	2.600	9857.670	-	-	-
	활 하 중	2911.313	2.600	7569.415	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	활 하 중	893.550	4.675	4177.346	-	-	-
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 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14262.341		47817.969	2196.898		6900.726

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (47817.969 - 6900.726) / 14262.341 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.256 \text{ m} \\
 M_o &= 14262.341 \times 0.2561 = 3652.571 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
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		9802.962		33069.014	1373.061		4312.953

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 4312.953) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.192 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 0.1916 = 1878.197 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	4013.082	-	12779.851	-	-	-
	배 면 토	3464.080	-	18126.881	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4493.525	2.600	11683.164	-	-	-
	활 하 중	2517.893	2.600	6546.521	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	423.360	4.675	1979.208	-	-	-
	활 하 중	772.800	4.675	3612.840	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	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		15684.740		54728.465	2196.898		7141.527

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (54728.465 - 7141.527) / 15684.740 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.091 \text{ m} \\
 M_o &= 15684.740 \times 0.0910 = 1427.874 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	231.756	-	484.484
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	200.051	-	953.841
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	0.000	5.400	0.000
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	0.000	5.400	0.000
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	24.449	-	196.472
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	107.592
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		9802.962		33069.014	2118.061		8365.729

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 8365.729) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.605 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 0.6050 = 5930.973 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	231.756	-	484.484
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	200.051	-	953.841
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	0.000	5.400	0.000
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	0.000	5.400	0.000
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	24.449	-	196.472
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	107.592
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		9802.962		33069.014	2118.061		8365.729

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 8365.729) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.605 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 0.6050 = 5930.973 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	7746.279	1066.760	569.945	-0.074	
LOAD CASE2	7746.279	1141.760	974.945	-0.126	
LOAD CASE3	9802.962	1860.561	4510.697	-0.460	
LOAD CASE4	9802.962	1794.329	4153.044	-0.424	
LOAD CASE5	9802.962	1373.061	1878.197	-0.192	
LOAD CASE6	9802.962	1373.061	1878.197	-0.192	
LOAD CASE7	9802.962	2118.061	5930.973	-0.605	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	10457.477	1706.816	1539.984	-0.147	
LOAD CASE2	10457.477	1811.816	2106.984	-0.201	
LOAD CASE3	13614.431	2879.398	7448.920	-0.547	
LOAD CASE4	13614.431	2786.673	6948.206	-0.510	
LOAD CASE5	14262.341	2196.898	3652.571	-0.256	
LOAD CASE6	15684.740	2196.898	1427.874	-0.091	
LOAD CASE7	9802.962	2118.061	5930.973	-0.605	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	9802.962	1860.561	4510.697	13614.431	2879.398	7448.920
축 력 최대시	9802.962	1794.329	4153.044	15684.740	2196.898	1427.874
지 진 시	9802.962	2118.061	5930.973	9802.962	2118.061	5930.973

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) = 11.00 m
- ° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
- ° $1/\beta$ 부근(1.98m)의 N 값 = 15
- ° 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의축방향스프링정수(K_v) = $a \times A_p \times E_p / L = 138835.599 \text{ kN/m}$
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))} = 0.50568 \text{ 1/m}$
- ∴ $\beta L = 5.56 \geq 3$ 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	9802.962	1794.329	4153.044	
극 한 하 중	15684.740	2196.898	1427.874	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

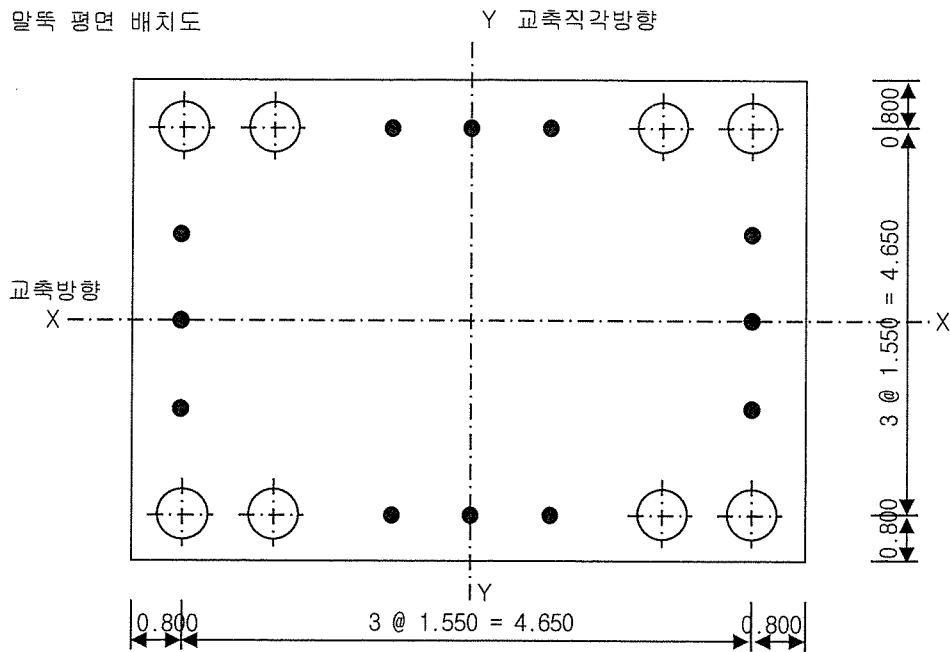
구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
상 시	63861	63143	63143	124867	138836	0.553

◇ 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	138836	0.553

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1021776	0	-1010293	2221370	0	8668927

㉠ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx (m)	δy (m)	α (rad)
상 시	1794.329	9802.962	4153.044	0.00252018	0.00441303	0.00077278

㉢ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δx_i (m)	δy_i (m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00252	0.00621	862.13	112.15	-62.64
2 열	0.00252	0.00501	695.83	112.15	-62.64
3 열	0.00252	0.00381	529.54	112.15	-62.64
4 열	0.00252	0.00262	363.24	112.15	-62.64
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00252	0.00621	862.13	112.15	62.64

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	510888	0	0	2221370	0	6671051

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	1794.329	9802.962	4153.044	0.0035122	0.0044130	0.0006225

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	0.00351	0.00586	813.64	112.15	0.00
2 열	0.00351	0.00490	679.67	112.15	0.00
3 열	0.00351	0.00393	545.70	112.15	0.00
4 열	0.00351	0.00297	411.73	112.15	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00351	0.00586	813.64	112.15	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	-0.715	0.00351	62.64	0.00252

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고정	수평력	112.15	말뚝머리 힌지	수평력	112.15
	수직력	862.13		수직력	813.64
	모멘트	62.64		모멘트	0.71
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	횡(Mpa)	전단(Mpa)	횡(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	97.8	17.1	62.2	17.1
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

$$f_{cv} = \frac{4 \times P_{max}}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 862.13}{\pi \times 0.609^2} = 2.960 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} - 0.K -$$

$$f_{ca} = 0.25 \times f_{ck} = 7.50 \text{ MPa}$$

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau_v = \frac{P_{max}}{\pi (D + h) h} = \frac{862.133}{\pi (0.609 + 1.400) \times 1.400} = 0.098 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} - 0.K -$$

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

$$f_{ch} = \frac{H_{max}}{D * L} = \frac{112.146}{0.609 \times 0.100} = 1.841 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} - \text{O.K.} -$$

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau_h = \frac{H_{max}}{h' (2L + D + 2h')} = \frac{112.146}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)} = 0.058 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} - \text{O.K.} -$$

e) 펀칭전단 검토 (극한하중 재하시)

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , $b_p = \pi \times (\text{유효깊이} + \text{말뚝직경}) = 6311.5 \text{ mm}$

$$\Phi S_n = \Phi v (1.06 \sqrt{f_{ck}} \times b_p \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000$$

$$= 38589.980 \text{ kN} \geq 1131.806 \text{ kN} - \text{O.K.} -$$

(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	15684.740	1427.87	0.00261	0.00706	0.00047

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1131.806	137.306
2 열	1030.800	137.306
3 열	929.793	137.306
4 열	828.786	137.306
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1131.806	137.306

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	15684.740	1427.873877	0.00430	0.00706	0.00021

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1049.387	137.306
2 열	1003.326	137.306
3 열	957.266	137.306
4 열	911.206	137.306
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1049.387	137.306

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1131.806	862.133
2 열	1030.800	695.834
3 열	929.793	529.536
4 열	828.786	363.238
-	-	-
-	-	-
-	-	-

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) = 11.00 m
- * 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 m, 확대기초두께 = 1.50 m
- * $1/\beta$ 부근(1.98m)의 N 값 = 15
- * 말뚝선단의 N 값 = 50

나. 말뚝의 특성치

- 말뚝의 축방향 스프링정수(K_v) = $a \times A_p \times E_p / L = 138835.599 \text{ kN/m}$
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))} = 0.50568 \text{ 1/m}$
- $\therefore \beta L = 5.56 \geq 3$ 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	9802.962	1860.561	4510.697	
극 한 하 중	13614.431	2879.398	7448.920	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

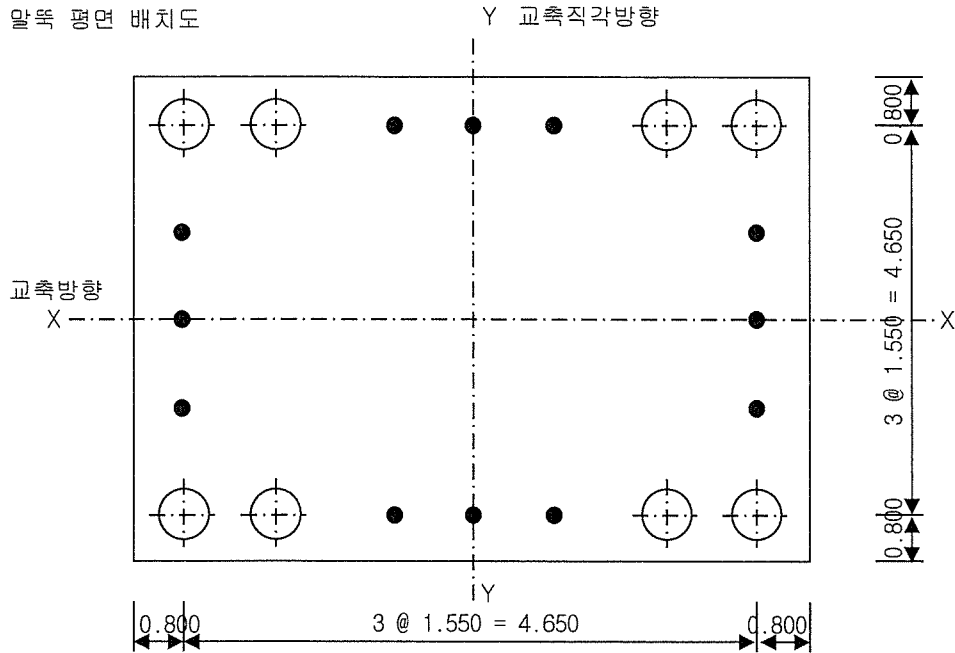
구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
상 시	63861	63143	63143	124867	138836	0.553

◇ 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	138836	0.553

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	분수	열	거리(m)	분수
1	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1021776	0	-1010293	2221370	0	8668927

㉠ 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	9802.962	4510.697	0.00263955	0.00441303	0.00082795

㉡ 외력에 의한 말뚝의 분력(분당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00264	0.00634	879.94	116.29	-63.29
2 열	0.00264	0.00505	701.77	116.29	-63.29
3 열	0.00264	0.00377	523.60	116.29	-63.29
4 열	0.00264	0.00249	345.43	116.29	-63.29
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00264	0.00634	879.94	116.29	63.29

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	510888	0	0	2221370	0	6671051

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	9802.962	4510.697	0.0036418	0.0044130	0.0006762

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(분당)

상 시	$\delta xi(m)$	$\delta yi(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00364	0.00599	830.94	116.29	0.00
2 열	0.00364	0.00494	685.44	116.29	0.00
3 열	0.00364	0.00389	539.93	116.29	0.00
4 열	0.00364	0.00284	394.43	116.29	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00364	0.00599	830.94	116.29	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	-0.741	0.00364	63.29	0.00264

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고정	수평력	116.29	말뚝머리 힌지	수평력	116.29
	수직력	879.94		수직력	830.94
	모멘트	63.29		모멘트	0.74
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	99.5	17.7	63.6	17.7
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

$$f_{cv} = \frac{4 * P_{max}}{\pi * D^2} = \frac{4 * 879.94}{\pi * 0.609^2} = 3.021 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} - 0.K -$$

$$f_{ca} = 0.25 * f_{ck} = 7.50 \text{ MPa}$$

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau_v = \frac{P_{max}}{\pi * (D + h) * h} = \frac{879.941}{\pi * (0.609 + 1.400) * 1.400} = 0.100 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} - 0.K -$$

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

$$f_{ch} = \frac{H_{max}}{D \times L} = \frac{116.285}{0.609 \times 0.100} = 1.909 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau_h = \frac{H_{max}}{h' (2L + D + 2h')} = \frac{116.285}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)} = 0.060 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , $b_p = \pi \times (\text{유효깊이} + \text{말뚝직경}) = 6311.5 \text{ mm}$

$$\Phi S_n = \Phi v (1.06 \sqrt{f_{ck} \times b_p \times d}) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30 \times 6311.5 \times 1400.0}) / 1000$$

$$= 38589.980 \text{ kN} \geq 1284.209 \text{ kN} \quad - \text{O.K.} -$$

(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	2879.398	13614.431	7448.92	0.00415	0.00613	0.00134

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1284.209	179.962
2 열	995.338	179.962
3 열	706.466	179.962
4 열	417.595	179.962
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1284.209	179.962

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	2879.398207	13614.431	7448.920012	0.00564	0.00613	0.00112

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1211.334	179.962
2 열	971.046	179.962
3 열	730.758	179.962
4 열	490.470	179.962
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1211.334	179.962

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1284.209	879.941
2 열	995.338	701.770
3 열	706.466	523.600
4 열	417.595	345.430
-	-	-
-	-	-
-	-	-

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) = 11.00 m
- ° 확대기초 제원
 - 교축직각방향길이 = 6.25 m, 교축방향길이 = 6.25 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) = $a \times A_p \times E_p / L = 138835.599 \text{ kN/m}$
- 말뚝의 특성치(β) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))} = 0.55963 \text{ 1/m}$
- ∴ $\beta L = 6.16 \geq 3$ 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	9802.962	2118.061	5930.973	
극 한 하 중	9802.962	2118.061	5930.973	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

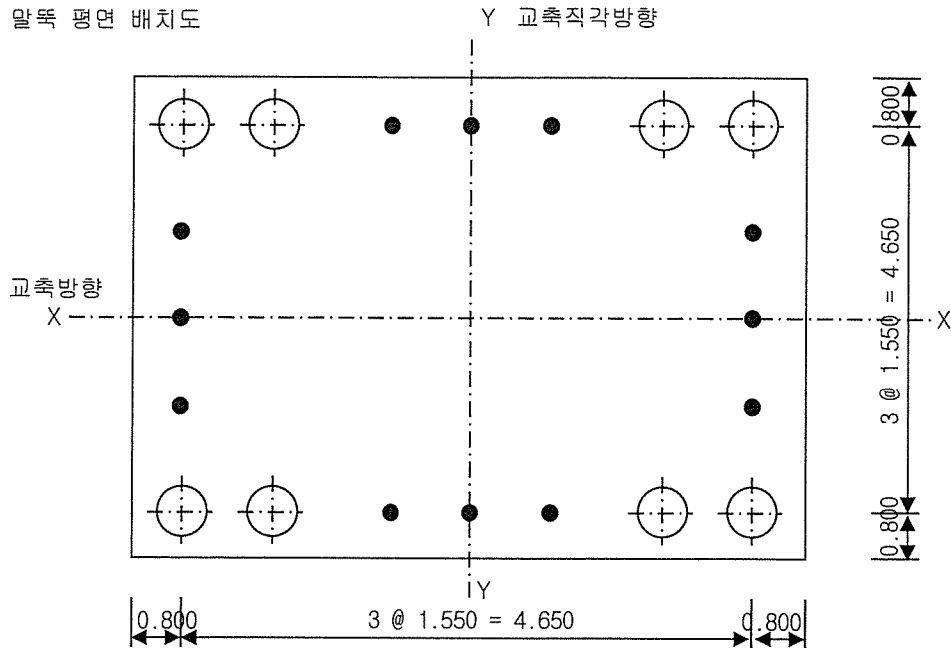
구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
지진시	86557	77334	77334	138188	138836	0.553

◇ 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	138836	0.553

(1) 사용하중 재하시

◇ 말뚝 평면 배치도



◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1384918	0	-1237351	2221370	0	8882065

㉠ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx (m)	δy (m)	α (rad)
지진시	2118.061	9802.962	5930.973	0.00242820	0.00441303	0.00100602

㉡ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δx_i (m)	δy_i (m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00243	0.00675	937.42	132.38	-48.76
2 열	0.00243	0.00519	720.93	132.38	-48.76
3 열	0.00243	0.00363	504.44	132.38	-48.76
4 열	0.00243	0.00207	287.95	132.38	-48.76
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00243	0.00675	937.42	132.38	48.76

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	692459	0	0	2221370	0	6671051

③ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δ x(m)	δ y(m)	α (rad)
지진시	2118.061	9802.962	5930.973	0.0030588	0.0044130	0.0008891

⑥ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δ xi (m)	δ yi (m)	Pni (kN)	Phi (kN)	Mti (kN.m)
1 열	0.00306	0.00648	899.67	132.38	0.00
2 열	0.00306	0.00510	708.35	132.38	0.00
3 열	0.00306	0.00372	517.02	132.38	0.00
4 열	0.00306	0.00235	325.70	132.38	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00306	0.00648	899.67	132.38	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	-0.763	0.00306	48.76	0.00243

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고정	수평력	132.38	말뚝머리 힌지	수평력	132.38
	수직력	937.42		수직력	899.67
	모멘트	48.76		모멘트	0.76
	β	0.559630		β	0.559630

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨 (Mpa)	전단 (Mpa)	휨 (Mpa)	전단 (Mpa)
작용 응력	96.4	20.1	68.8	20.1
허용 응력	217.0	124.0	217.0	124.0
비 고	0.K	0.K	0.K	0.K

② 말뚝과 기초 결함부의 설계

a) 콘크리트의 수직지압응력 검토

$$f_{cv} = \frac{4 * P_{max}}{\pi * D^2} = \frac{4 * 937.42}{\pi * 0.609^2} = 3.218 \text{ MPa} < f_{ca} = 9.975 \text{ MPa} - 0.K -$$

$$f_{ca} = 1.33 * (0.25 * f_{ck}) = 9.98 \text{ MPa}$$

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau_v = \frac{P_{max}}{\pi * (D + h) * h} = \frac{937.420}{\pi * (0.609 + 1.400) * 1.400} = 0.106 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.330 \text{ MPa} - 0.K -$$

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

$$f_{ch} = \frac{H_{max}}{D * L} = \frac{132.379}{0.609 \times 0.100} = 2.174 \text{ MPa} < f_{ca} = 9.975 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau_h = \frac{H_{max}}{h' (2L + D + 2h')} = \frac{132.379}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)} = 0.069 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.330 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

e) 펀칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , $b_p = \pi \times (\text{유효깊이} + \text{말뚝직경}) = 6311.5 \text{ mm}$

$$\Phi S_n = \Phi v (1.06 \sqrt{f_{ck} \times b_p \times d}) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30 \times 6311.5 \times 1400.0}) / 1000$$

$$= 38589.980 \text{ kN} \geq 937.420 \text{ kN} \quad - \text{O.K.} -$$

(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	2118.061	9802.962	5930.97	0.00243	0.00441	0.00101

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	937.420	132.379
2 열	720.930	132.379
3 열	504.440	132.379
4 열	287.950	132.379
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	937.420	132.379

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	2118.060899	9802.962	5930.972847	0.00306	0.00441	0.00089

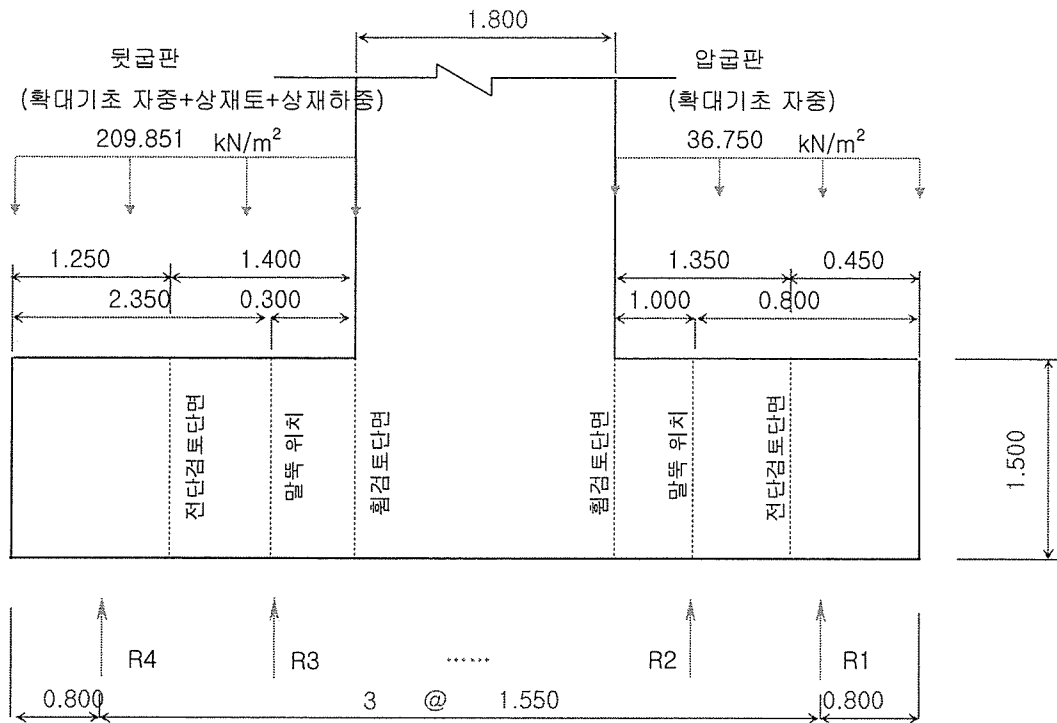
㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	899.668	132.379
2 열	708.346	132.379
3 열	517.024	132.379
4 열	325.703	132.379
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	899.668	132.379

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	937.420	937.420
2 열	720.930	720.930
3 열	504.440	504.440
4 열	287.950	287.950
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1131.806	1284.209	937.420	1284.209	MAX
2 열	1030.800	995.338	720.930	1030.800	MAX
3 열	929.793	706.466	504.440	929.793	MAX
4 열	828.786	417.595	287.950	287.950	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시			적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	862.133	879.941		879.941	MAX
2 열	695.834	701.770		701.770	MAX
3 열	529.536	523.600		529.536	MAX
4 열	363.238	345.430		345.430	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

- $q_d =$ = 36.750 kN/m
- 검토위치에 대한 모멘트, $M = q_d \times L^2 \div 2$
 $= 36.75 \times 1.80^2 \div 2 = 59.535 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- 검토위치에 대한 전단력, $S_i = q_d \times L$
 $= 36.75 \times 1.80 = 66.150 \text{ kN/m}$
- 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	
1,284.209	1,030.800	-	821.894	-	-	1.35

● 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	821.894	- 80.372	741.522

● 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
821.894	-	-	821.894	- 89.303	732.591

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

● 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
879.941	701.770	-	563.162	-	-	1.00

● 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	563.162	- 59.535	503.627

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

- ⊙ $q_d =$ = 209.851 kN/m
- ⊙ 검토위치에 대한 모멘트, $M = q_d \times L^2 \div 2$
 $= 209.85 \times 2.65^2 \div 2 = 736.839 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- ⊙ 검토위치에 대한 전단력, $S_i = q_d \times L$
 $= 209.85 \times 2.65 = 556.11 \text{ kN/m}$
- ⊙ 열당 말뚝 본수 : 4 본
- ⊙ 단위m당 말뚝반력 = $\frac{P_{Ni} \times 4 EA}{b(\text{유효폭})}$

② 극한하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수		
R4	R3	R2	R4	R3	R2			
287.950	929.793	-	184.288	595.067	-	1.35	1.60	1.40

⊙ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	519.453	-1,114.288	-594.834

⊙ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R4	R3	R2			
184.288	595.067	-	779.356	-840.972	-61.616

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

⊙ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R4	R3	R2	R4	R3	R2	
345.430	529.536	-	221.075	338.903	-	1.00

⊙ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	510.660	-736.839	-226.180

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	594.834	61.616	226.180

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 2292.000 mm² [사용률 1.929 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 35.953 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.09466 > 0.004 \text{ -- O.K. --}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 1188.135 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 56033.87 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4900.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1584.18 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 36.555 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1140.087 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u (= 594.834 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 1.917 \%]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

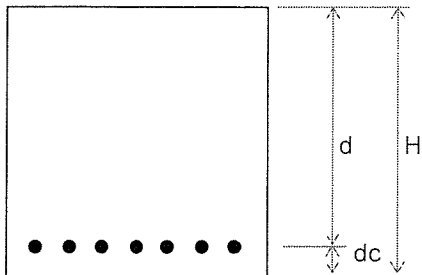
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1400.00 / 1000 = 1086.32 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1086.32 > V_u = 61.616 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30 \text{ Mpa} & f_y &= 400 \text{ MPa}, \\ H &= 1500.00 \text{ mm}, & B &= 1000.00 \text{ mm}, \\ d &= 1400.00 \text{ mm}, & d_c &= 100.00 \text{ mm}, \\ M_o &= 226.180 \text{ kN} \cdot \text{m}, & A_s &= 2292.000 \text{ mm}^2 \\ N &= 8 & n &= 7 \end{aligned}$$

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 196.51 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 73.947 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 73.947 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 19 / 2 = 90.5 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 838.70 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 839 \text{ mm O.K!!}$$

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)

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

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 2292.000 = 458.400 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \text{ O.K!!}$$

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	741.522	732.591	503.627

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm ² ,	d1 = 150	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 = 250	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 = 0	mm

→ Use As (total) = 2292.000 mm² [사용률 1.489]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 35.953 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.09117 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 1539.535 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 54032.66 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4725.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2052.71 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 36.555 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1098.831 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

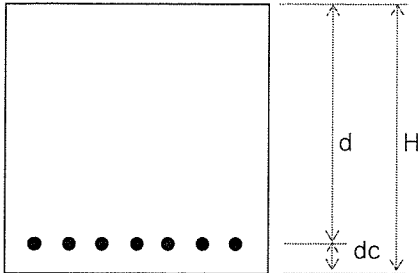
$$\Phi M_n > M_u \text{ (= 741.522 kN} \cdot \text{m)} \text{ [사용률 = 1.482]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = \\ &= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1350.0 / 1000 = 1047.52 \text{ kN} \\ \phi V_c &= 1047.52 > V_u = 732.591 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}\end{aligned}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$\begin{aligned}f_{ck} &= 30 \text{ Mpa} & f_y &= 400 \text{ MPa}, \\ H &= 1500.00 \text{ mm}, & B &= 1000.00 \text{ mm}, \\ d &= 1350.00 \text{ mm}, & d_c &= 150.00 \text{ mm}, \\ M_o &= 503.627 \text{ kN}\cdot\text{m}, & A_s &= 2292.000 \text{ mm}^2 \\ N &= 8 & n &= 7\end{aligned}$$

- 응력산정

$$\begin{aligned}x &= - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 192.71 \text{ mm} \\ f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) = 170.896 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 170.896 \text{ MPa}\end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}C_c &= 100 - 19 / 2 = 90.5 \text{ mm} \\ S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 234.56 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배간격} &= 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 235 \text{ mm O.K!!}\end{aligned}$$

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

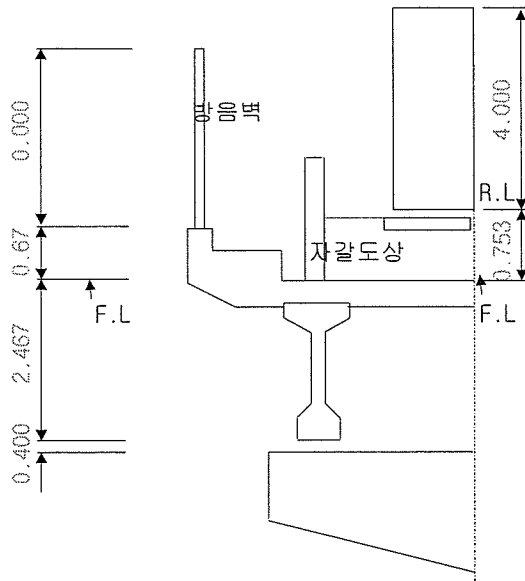
$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 주철근 20% 이상

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 2292.000 = 458.400 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \text{ O.K!!}$$

7. 교량받침부 검토 (가동)

7.1 하중산정



< KL2012 >	
■ 원심하중	= 5.420 M
■ 차량 횡하중	= (레일상단에서 작용)
	= 3.620 M
■ 풍하중(열차비재하)	= 1.969 M
풍하중(열차재하)	= 4.010 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

$$\sum R_d = 2808.453 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 968.408 \text{ kN}$$

나) 활하중 (충격 포함)

■ 상시

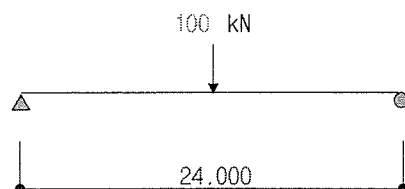
$$\sum R_L = 1771.967 \text{ kN}$$

$$R_{L1} = 865.761 \text{ kN}$$

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.

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

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

$$\text{곡선반경 : } R = 2,400 \quad L = 40,000 \quad V = 200 \text{ km/hr}$$

$$e_c (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{200^2 \times 0.659}{127 \times 2,400} = 0.086$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} \right) \times (1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}) = 0.659$$

상부반력 (P_L) 865.761 kN (충격 제외)

$$P_c = 865.76 \times 0.086 = 74.455 \text{ kN}$$

$$M_c = 74.455 \times 5.420 = 403.546 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▣ 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	403.546	5.780	1.700	118.690	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	118.690	↓

③ 적용하중

$$\begin{aligned} H_{Lf} &= 74.455 / 3 \text{ shoe} \\ &= 24.818 \text{ kN} \\ P_{Lf} &= 118.690 \text{ kN} \end{aligned}$$

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 (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 (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

$$\begin{aligned} P_E &= 825.322 \text{ kN} \\ M_o &= 825.322 \times 0.400 = 330.129 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

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	330.129	5.780	1.700	97.097	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	97.097	↓

$$H_E = 276.301 \text{ kN}$$

$$R_E = 97.097 \text{ kN}$$

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$$\sum R_d = 2808.453 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 968.408 \text{ kN}$$

나) 활하중

■ 상시

$$\sum R_L = 1771.967 \text{ kN}$$

$$R_{L1} = 865.761 \text{ kN}$$

다) 시동 및 제동하중

$$H_A = 495.000 / 3 \text{ shoe}$$

$$= 165.000 \text{ kN}$$

라) 장대레일 종하중

$$H_R = 90.000 / 3 \text{ shoe}$$

$$= 30.000 \text{ kN}$$

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		R (교대)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교 직 방 향	상 시	2144.135	78.878	0.80
	지 진 시	1931.266	276.301	
교 축 방 향	상 시	1834.169	0.000	0.80
	지 진 시	1834.169	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)	
교 직 방 향	상 시	2144.135	78.878	1588.248	58.428	1.35
	지 진 시	1931.266	276.301	1379.476	197.358	1.40
교 축 방 향	상 시	1834.169	0.000	1467.335	0.000	1.25
	지 진 시	1834.169	0.000	1310.121	0.000	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

■ 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 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 기둥의평균높이.

단경간교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$N = (200 + 1.67 \times 24.90 + 6.66 \times 3.50) \times (1 + 0.000125 \times 0.0) = 264.89$$

나) 연단 거리에 대한 검토

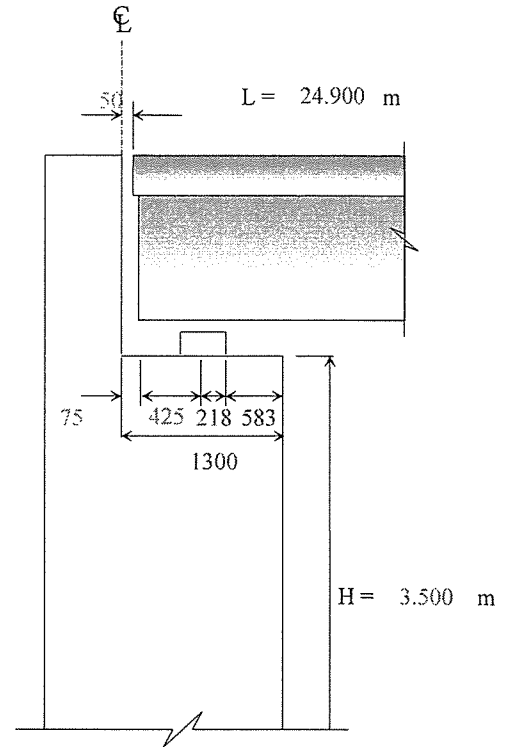
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 217.5 / 2 = 108.75 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 324.50 \text{ mm}$$

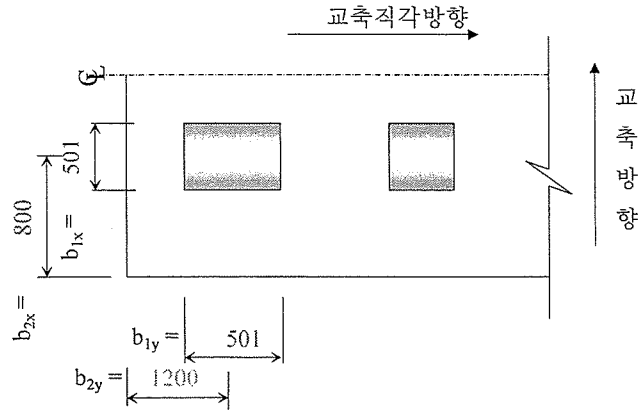
$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 108.75 + 324.50 = 858.25 \text{ mm}$$

$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 858.25 \text{ mm} < 1225.00 \quad \text{- O.K -}$$



4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에대한 보강



$$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 2505.0 \text{ mm}$$

$$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1200 = 2400.0 < 5 \times b_{1y} = 2505.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1600) \times 1467335.2 / 180$$

$$= 1399.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx1}(\text{지진시}) = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1600) \times 1310120.7 / 180$$

$$= 1249.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2400) \times 1588248.1 / 180$$

$$= 1745.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy1}(\text{지진시}) = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2400) \times 1379475.504 / 180$$

$$= 1516.0 \text{ mm}^2$$

나) 수평하중에대한 보강

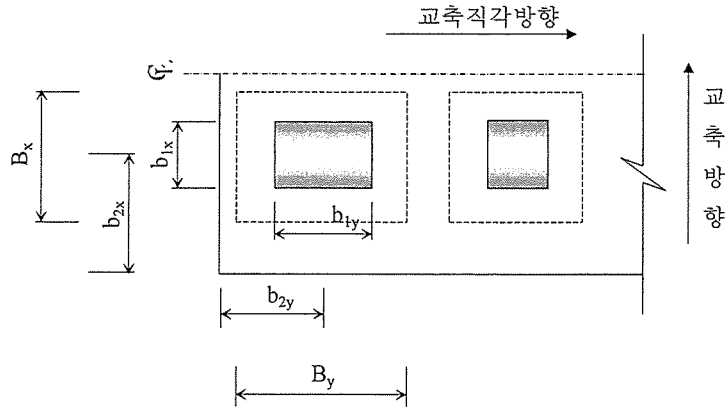
$$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0 \text{ mm}^2 - \text{상시}$$

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0 \text{ mm}^2 - \text{지진시}$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 58428 / 180 = 324.6 \text{ mm}^2 - \text{상시}$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 197358 / 180 = 1096.4 \text{ mm}^2 - \text{지진시}$$

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 보정 필요.

$$\begin{aligned} B_x &= b_{2x} + (b_{1x} + b_{2y}) / 2 \\ &= 800 + (501 + 1200) / 2 = 1650.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

■ 교축방향

$$B_y = b_{1y} + b_{2x} = 501 + 800 = 1301.0 \text{ mm}$$

라) 철근량 산정

■ 교축직각방향

$$A_{sy}(\text{상시}) = A_{sy1} + A_{sy2} = 1745.400 + 324.601 = 2070.001 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy}(\text{지진시}) = A_{sy1} + A_{sy2} = 1516.000 + 1096.433 = 2612.433 \text{ mm}^2$$

$$B_y = 1301.0 \text{ mm 범위 (CTC 125)}$$

$$\text{Use } A_{sy} = H 16 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972.000 \text{ mm}^2 > 2612.433 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

■ 교축방향

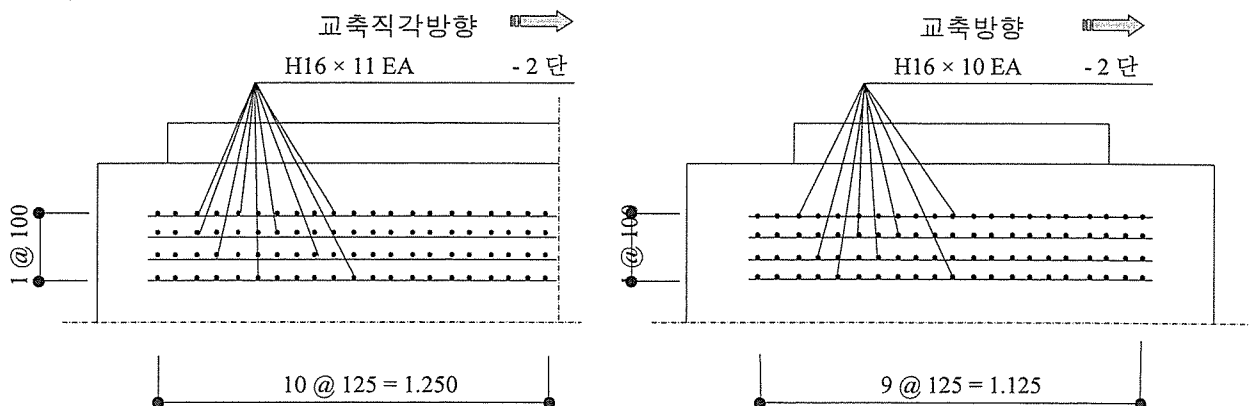
$$A_{sx}(\text{상시}) = A_{sx1} + A_{sx2} = 1399.800 + 0.000 = 1399.800 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx}(\text{지진시}) = A_{sx1} + A_{sx2} = 1249.800 + 0.000 = 1249.800 \text{ mm}^2$$

$$B_x = 1650.5 \text{ mm 범위 (CTC 125)}$$

$$\text{Use } A_{sx} = H 16 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369.200 \text{ mm}^2 > 1399.800 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{197357.9}{180} = 1096.43 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = H \cdot 16 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ ea} = 2184.600 \text{ mm}^2 > 1096.433 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

(CTC 125)

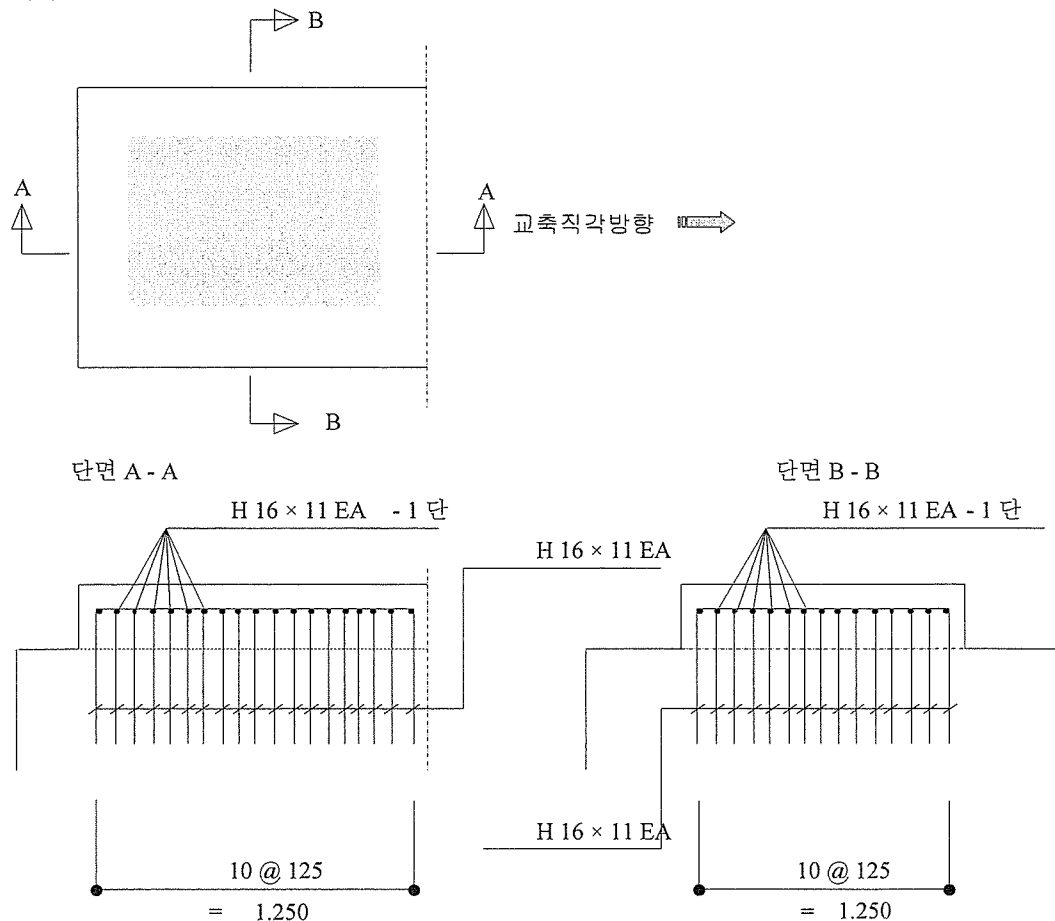
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.00 \text{ mm}^2$$

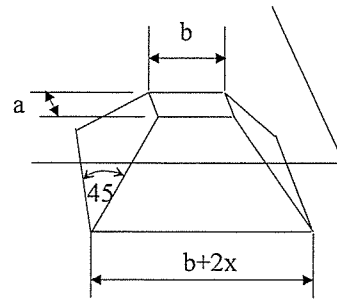
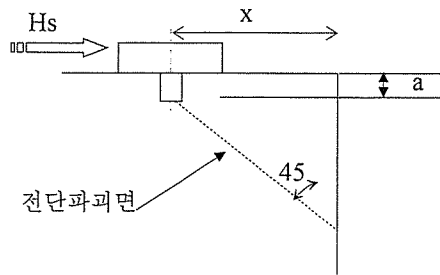
$$\text{Use } A_{sx} = H \cdot 16 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ ea} = 2184.600 \text{ mm}^2 > 0.000 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토



가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{197358}{4923160} = 0.040 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \text{ ---- -O.K-}$$

$$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 4923160 \text{ mm}^2$$

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} = 0.70 \text{ MPa}$

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N) = 197358 N

X : 1200 mm

a : 0 mm

b : 501 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 : 전단응력 (MPa) $V_{sa} = 0.70 \text{ MPa}$

A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)

H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N) = 0 N

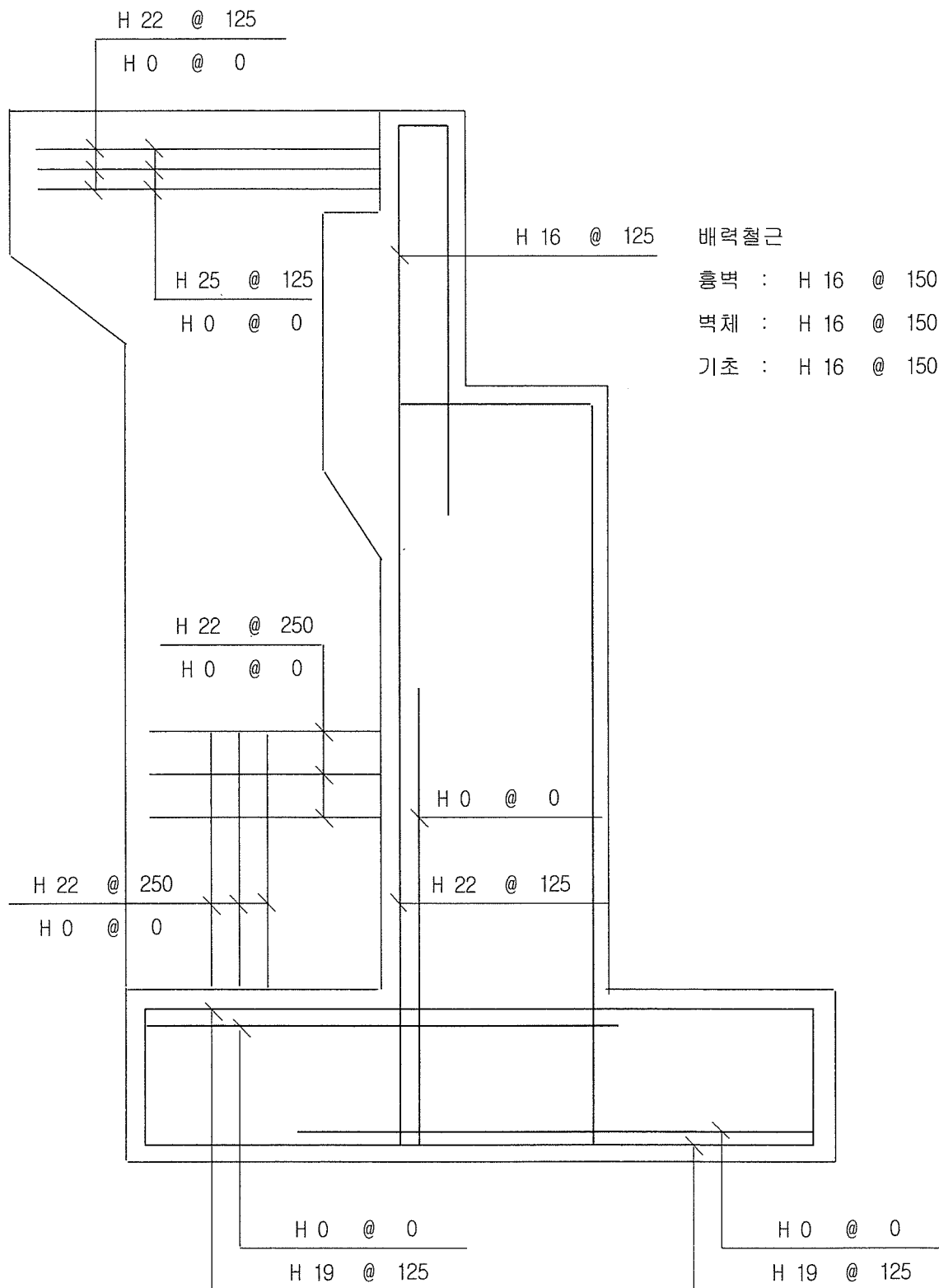
X : 800 mm

a : 0 mm

b : 501 mm

8. 주철근 조립도

탐리제2교 교대 A1



2.2.2 A2

※ 교대부 반력 집계표(충격하중 포함)

1. KRL-2012 하중 재하시

구 분	고 정 하 중	활 하중(충격미포함)	활 하중(충격포함)	계	지진력-교축	지진력-교직
G1	968.408	289.983	326.521	1294.929	881.011	241.690
G2	878.517	768.882	865.761	1744.278	706.019	243.085
G3	961.528	514.818	579.685	1541.213	880.518	241.615
계	2808.453	1573.683	1771.967	4580.420	2467.548	726.390
Pmax		1744.278			881.011	243.085
적용받침		2250				

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (단선 : 고정)

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 ; $\text{TAN}(\frac{2}{3} \cdot \phi)$: 흙과 콘크리트

라) 기초저면의 점착력 (C) : 0.0

2) 표준열차하중 : KRL-2012 (단선)

3) 상부 하중 (상부구조계산서 참조)

가) 고정하중 $R_d = 2808.453 \text{ kN}$

나) 활하중 (충격 포함) - 단선 : $R(1+i) = 1771.967 \text{ kN}$

다) 활하중 (충격 미포함) - 단선 : $R_I = 1573.683 \text{ kN}$

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 : $\mu_m = 0.15$ (고력항동주물 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 종하중

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 (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) 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

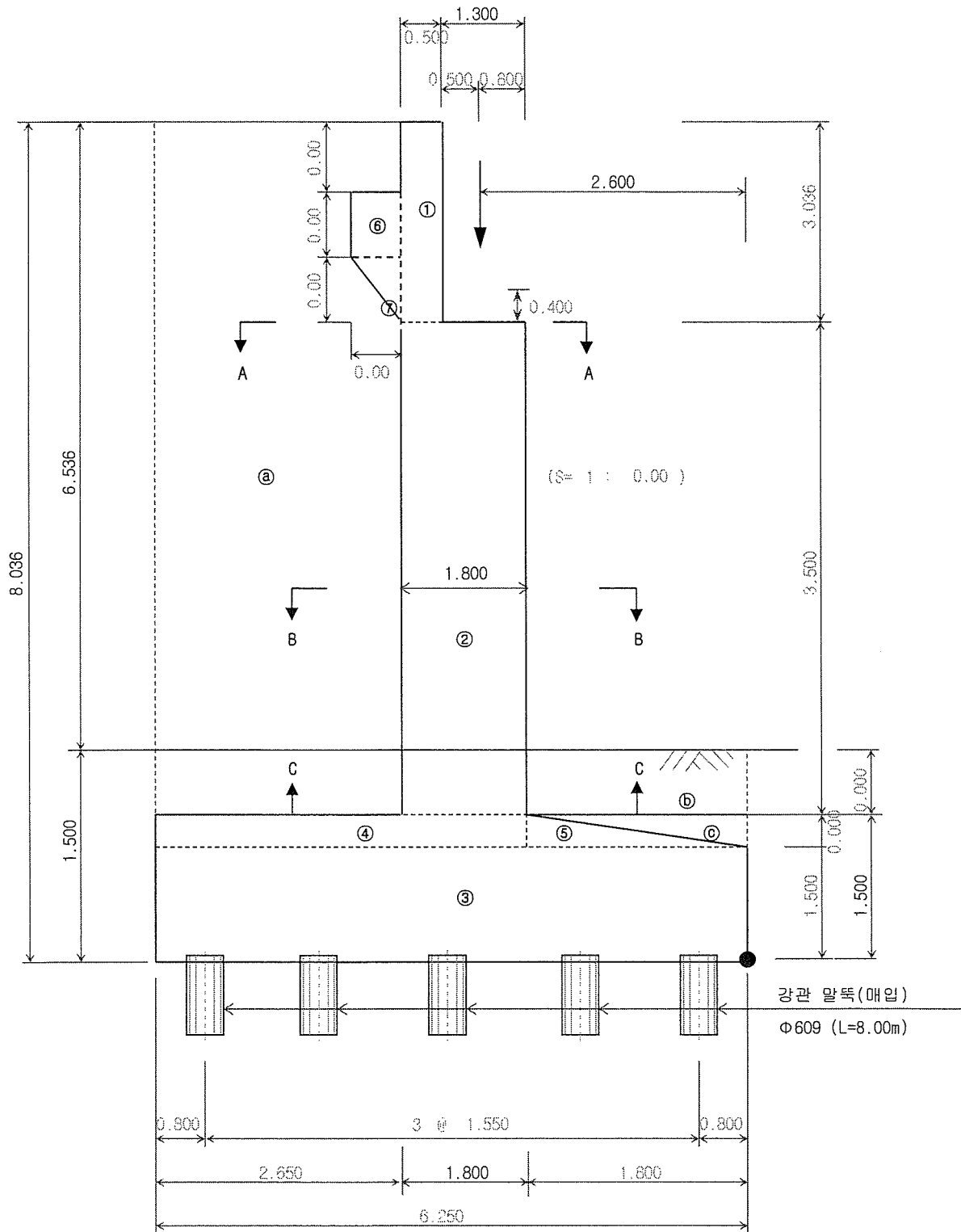
- 가) 항복응력 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
 나) 허용응력 : $f_{sa} = 180 \text{ MPa}$
 다) 탄성계수 : $E_s = 200,000 \text{ MPa}$

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 m
 ◎ 기 초 폭 : L' = 6.250 m
 ◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 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	×	6.250	×	6.250	=	58.59	m³
④	0.000	×	4.450	×	6.250	=	0.00	m³
⑤	0.000	×	1.800	×	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	2.650	×	6.536	×	6.250	=	108.25	m³
㉒	1.800	×	0.000	×	6.250	=	0.00	m³
㉓	0.000	×	1.800	×	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	3.35	697.70	19.24	6.52	125.43
	②	35.28	24.50	864.36	2.70	2333.77	79.87	3.25	259.57
	③	58.59	24.50	1435.55	3.13	4486.08	132.64	0.75	99.48
	④	0.00	24.50	0.00	4.03	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑤	0.00	24.50	0.00	1.20	0.00	0.00	1.50	0.00
	⑥	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.04	0.00
	⑦	0.00	24.50	0.00	3.60	0.00	0.00	8.04	0.00
	계	102.37		2508.18		7517.56	231.76		484.48
토 사	㉑	108.25	20.00	2165.05	4.93	10662.87	200.05	4.77	953.84
	㉒	0.00	20.00	0.00	0.90	0.00	0.00		
	㉓	0.00	20.00	0.00	0.60	0.00	0.00		
	계	108.25		2165.05		10662.87	200.05		953.84

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

$$\begin{aligned}
 - R_d &= 2808.45 \text{ kN} \\
 - x &= 2.60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) 활하중 반력 (충격 포함)

$$\begin{aligned}
 - R_l(1+i) &= 1771.97 \text{ kN} \\
 - x &= 2.60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

다. 부력

$$\begin{aligned} - V_w &= 6.250 \times (187.604 - 196.104) \times 6.250 \times \gamma_w = 0.000 \text{ kN} \\ - M_{vw} &= V_w \times (6.250 / 2) = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

$$\begin{aligned} V_d &= 15.0 \times (2.650 + 0.500) \times 5.600 = 264.60 \text{ kN} \\ X_c &= 6.250 - (2.650 + 0.500) / 2 = 4.68 \text{ m} \\ Y_c &= 1.500 + 3.500 + 3.036 = 8.04 \text{ m} \\ M_{Vd} &= V_d \times X_c = 1237.01 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ H_d &= V_d \times 0.092 = 24.45 \text{ kN} \\ M_{Hd} &= H_d \times Y_c = 196.47 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

2) 상재 활하중 (KRL-2012)

$$\begin{aligned} q_{l1} &= (220.0 / 3.00 + 80.0) / 5.600 = 27.38 \text{ kN/m}^2 \\ V_{q11} &= 27.381 \times (2.650 + 0.500) \times 5.600 = 483.00 \text{ kN} \\ M_{Vq11} &= V_{q11} \times X_c = 2258.03 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

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

$$T \text{ (전체제동하중)} = 20.000 \times 25.00 = 500.00 \text{ kN} \leq 6000.0 \text{ kN}$$

2) 시동하중

$$T \text{ (전체시동하중)} = 33.000 \times 25.00 = 825.00 \text{ kN} \leq 1000.0 \text{ kN}$$

3) 고정단에 작용하는 수평력

$$\begin{aligned} R_m \text{ (지점 반력)} &= 2808.453 + 1573.683 = 4382.14 \text{ kN} \\ T_f \text{ (고정단수평력)} &= 825.000 - 1/2 \times 0.15 \times 4,382.136 \\ &= 496.340 > 412.500 \quad (= 1/2 T) \\ T_{fb} \text{ (설계수평력)} &= 496.340 \text{ kN} \quad (T_f \text{ 은 } 1/2T \text{ 이상}) \end{aligned}$$

4) 장대레일 종하중 (3.0 kN/m - 1레일당)

가) 고정하중 재하시

$$\begin{aligned} T \text{ (장대레일 종하중)} &= 6.0 \text{ kN/m} \times \text{지간} \times 1 \text{ (단선)} = 150.00 \text{ kN} \\ R_m \text{ (지점 반력)} &= 2808.453 = 2808.45 \text{ kN} \\ T_f \text{ (고정단수평력)} &= 150.000 - 1/2 \times 0.15 \times 2,808.453 \\ &= -60.634 < 75.000 \quad (= 1/2 T) \\ T_{fb} \text{ (설계수평력)} &= 75.000 \text{ kN} \quad (T_f \text{ 은 } 1/2T \text{ 이상}) \end{aligned}$$

나) 활하중 재하시

$$\begin{aligned}
 T \text{ (장대레일 종하중)} &= 6.0 \text{ kN/m} \times \text{지간} \times 1 \text{ (단선)} = 150.00 \text{ kN} \\
 R_m \text{ (지점 반력)} &= 2808.453 + 1771.967 = 4580.42 \text{ kN} \\
 T_f \text{ (고정단수평력)} &= 150.000 - 1/2 \times 0.15 \times 4,580.420 \\
 &= -193.532 < 75.000 \quad (= 1/2 T) \\
 T_{fb} \text{ (설계수평력)} &= 75.000 \text{ kN} \quad (T_f \text{은 } 1/2T \text{ 이상})
 \end{aligned}$$

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)

③ 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$T_{s1} = 968.408 \times 0.150 = 145.261 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 878.517 \times 0.150 = 131.778 \text{ kN}$$

$$T_{s3} = 961.528 \times 0.150 = 144.229 \text{ kN}$$

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

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

$$\blacktriangleright \Sigma T_u \text{ (단선재하시)} = 421.268 \text{ kN}$$

아. 지진하중

내진계산서

구분		교 축	교 직
교 대	①	881.011	241.690
	②	706.019	243.085
	③	880.518	241.615
	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. 안정검토

4.1 하중조합

- 하중조합 (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

구분		연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자중	교대	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배면토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부력	0.000	-	0.000	-	-	-
상부하중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활하중	-	-	-	-	-	-
상재하중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활하중	-	-	-	-	-	-
상재토압	PD	-	-	-	167.800	4.018	674.220
	PL	-	-	-	-	-	-
토압		-	-	-	898.960	-	2408.014
시동 또는 제동하중		-	-	-	-	-	-
합계		7746.279		26719.413	1066.760		3082.234

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (26719.413 - 3082.234) / 7746.279 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.074 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$M_o = 7746.279 \times 0.0736 = 569.945 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	-	-	-	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	176.400	-	824.670	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	111.867	4.018	449.480
토 압		-	-	-	898.960		2408.014
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		4849.626		19005.100	1010.827		2857.494

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (19005.100 - 2857.494) / 4849.626 - 6.250 / 2 \\
 &= 0.205 \text{ m} \\
 M_o &= 4849.626 \times 0.2047 = 992.523 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
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		9802.962		33069.014	1373.061		4312.953

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 4312.953) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.192 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 0.1916 = 1878.197 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
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		-	-	-	496.340	5.400	2680.235
합 계		9802.962		33069.014	1869.401		6993.188

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 6993.188) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.465 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 0.4650 = 4558.432 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
	부 력	0.000		0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	-	2258.025	-	-	-
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		-	-	-	421.268	5.400	2274.847
합 계		9802.962		33069.014	1794.329		6587.800

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 6587.800) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.424 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 0.424 = 4153.044 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	231.756	-	484.484
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	200.051	-	953.841
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	1038.004	5.400	5605.223
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	174.490	5.400	942.246
상 재 하 중	고정하중	264.600	-	1237.005	24.449	8.036	196.472
	활 하 중	483.000	-	2258.025	13.389	8.036	107.592
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		9802.962		33069.014	3330.555		14913.198

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 14913.198) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -1.273 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 1.2729 = 12478.441 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

바. 안정검토시 하중

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	7746.279	1066.760	569.945	-0.074	
LOAD CASE 2	4849.626	1010.827	992.523	0.205	
LOAD CASE 3	9802.962	1373.061	1878.197	-0.192	
LOAD CASE 4	9802.962	1869.401	4558.432	-0.465	모멘트 최대
LOAD CASE 5	9802.962	1794.329	4153.044	-0.424	축력 최대
LOAD CASE 6	9802.962	3330.555	12478.441	-1.273	지진시

4-2 안정검토시 하중 집계

사. 안정검토시 적용 하중

N0	구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
1	축 력 최대시	9802.962	1794.329	4153.044	-0.424	
2	모멘트 최대시	9802.962	1869.401	4558.432	-0.424	
3	지 진 시	9802.962	3330.555	12478.441	-1.273	

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 = 6.25 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) $V_a = 1153.20$ kN

b) 수평 허용지지력 - 지지력 검토보고서 참조

- (상 시) $H_a = 173.20$ kN

c) 말뚝의 특성치

- 말뚝의 축방향스프링정수(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
- ∴ $\beta L = 4.04 \geq 3$ 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토

- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(k_p) = $K_v \times n \times m / (L \times B) = 71829.371$ kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times K_p / (E \times h^3))} = 0.219$ 1/m
- ∴ $\beta \lambda = 0.58 \leq 1$ 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (상 시)

구 분	교 축 방 향			비 고
	V_o (kN)	H_o (kN)	M_o (kN.m)	
축 력 최대시	9802.962	1794.329	4153.044	
모멘트 최대시	9802.962	1869.401	4558.432	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

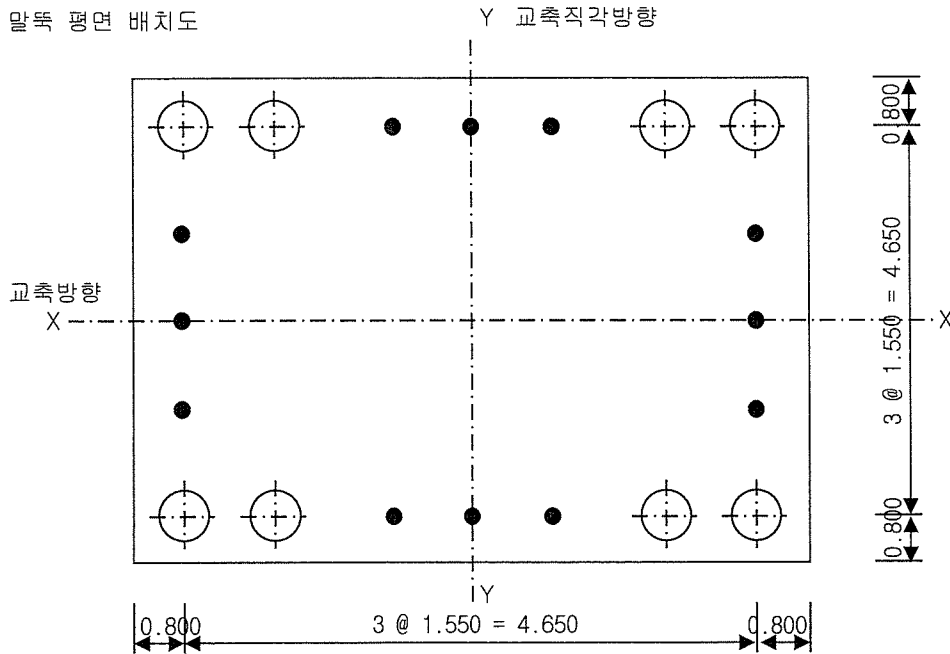
구 분	K_1 (kN/m)	K_2 (kN)	K_3 (kN)	K_4 (kN.m)	K_v (kN/m)	a
상 시	63546	62936	62936	124662	175365	0.508

◇ 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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1016738	0	-1006969	2805835	0	10420861

㉠ 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	1794.329	9802.962	4153.044	0.00238803	0.00349378	0.00062929

㉡ 외력에 의한 말뚝의 분력(분당)

상 시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00239	0.00496	869.26	112.15	-71.84
2 열	0.00239	0.00398	698.21	112.15	-71.84
3 열	0.00239	0.00301	527.16	112.15	-71.84
4 열	0.00239	0.00203	356.11	112.15	-71.84
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00239	0.00496	869.26	112.15	71.84

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	508369	0	0	2805835	0	8426273

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	1794.329	9802.962	4153.044	0.0035296	0.0034938	0.0004929

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	0.00353	0.00464	813.64	112.15	0.00
2 열	0.00353	0.00388	679.67	112.15	0.00
3 열	0.00353	0.00311	545.70	112.15	0.00
4 열	0.00353	0.00235	411.73	112.15	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00353	0.00464	813.64	112.15	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	-0.716	0.00353	71.84	0.00239

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

$$\delta = 3.530 \text{ mm} < \delta a = 15 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고정	수평력	112.15	말뚝머리 힌지	수평력	112.15
	수직력	869.26		수직력	813.64
	모멘트	71.84		모멘트	0.72
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	869.26 kN	1153.20 kN	0.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	112.15 kN	173.20 kN	0.K

(2) 모멘트 최대시

◇ 말뚝의 교축방향 배열 상태

열	거리(m)	본수	열	거리(m)	본수
1	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1016738	0	-1006969	2805835	0	10420861

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	1869.401	9802.962	4558.432	0.00251229	0.00349378	0.00068020

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	0.00251	0.00508	890.02	116.84	-73.32
2 열	0.00251	0.00402	705.13	116.84	-73.32
3 열	0.00251	0.00297	520.24	116.84	-73.32
4 열	0.00251	0.00203	356.11	116.84	-73.32
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00251	0.00508	890.02	116.84	73.32

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	508369	0	0	2805835	0	8426273

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	1869.401	9802.962	4558.432	0.0036773	0.0034938	0.0005410

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	0.00368	0.00475	833.25	116.84	0.00
2 열	0.00368	0.00391	686.21	116.84	0.00
3 열	0.00368	0.00307	539.16	116.84	0.00
4 열	0.00368	0.00224	392.12	116.84	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00368	0.00475	833.25	116.84	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	-0.746	0.00368	73.32	0.00251

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

$$\delta = 3.677 \text{ mm} < \delta a = 15 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고 정	수평력	116.84	말뚝머리 힌 지	수평력	116.84
	수직력	890.02		수직력	833.25
	모멘트	73.32		모멘트	0.75
	β	0.504851		β	0.504851

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
상 시	890.02 kN	1153.20 kN	0.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
상 시	116.84 kN	173.20 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 = 6.25 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) 1729.80 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
- ∴ $\beta L = 4.48 \geq 3$ 이므로 반무한길이 말뚝으로 검토

d) 확대기초의 강성검토

- 확대기초의 환산돌출길이(λ) = 2.650 m
- 확대지반반력계수(k_p) = $K_v \times n \times m / (L \times B) = 71829.371$ kN/m
- 기초의 특성치(β) = $4\sqrt{(3 \times K_p / (E \times h^3))} = 0.219$ 1/m
- ∴ $\beta \lambda = 0.58 \leq 1$ 이므로 강성 기초

다. 기초 저면에 작용하는 하중 (지진시)

구 분	교축 방향			비 고
	Vo(kN)	Ho(kN)	Mo(kN.m)	
지진시	9802.962	3330.555	12478.441	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

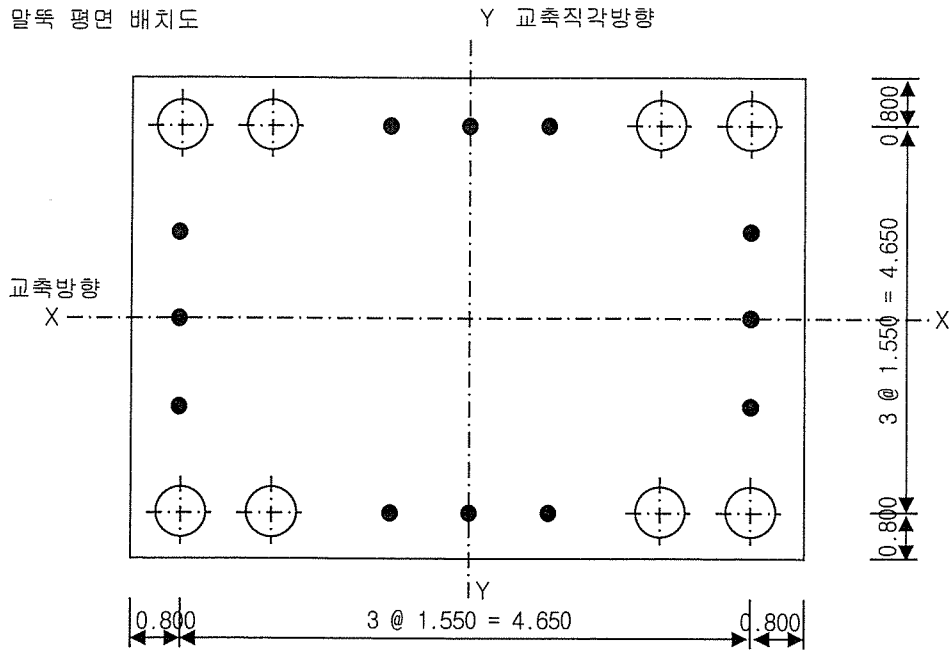
구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(kN/m)	a
지진시	86557	77334	77334	138188	175365	0.508

◇ 스프링 정수(말뚝머리 한지)

구 분	K1(kN/m)	K2(kN)	K3(kN)	K4(kN.m)	Kv(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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1384918	0	-1237351	2805835	0	10637287

㉠ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx (m)	δy (m)	α (rad)
지진시	3330.555	9802.962	12478.441	0.00385344	0.00349378	0.00162133

㉡ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δx_i (m)	δy_i (m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00385	0.00726	1273.74	208.16	-73.96
2 열	0.00385	0.00475	833.04	208.16	-73.96
3 열	0.00385	0.00224	392.33	208.16	-73.96
4 열	0.00385	-0.00028	-48.37	208.16	-73.96
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00385	0.00726	1273.74	208.16	73.96

▷ 축방향 작용 인발력 (48.37 kN) ≤ 축방향 허용 인발력 (167.26 kN) ∴ 0.K

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	692459	0	0	2805835	0	8426273

③ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
지진시	3330.555	9802.962	12478.441	0.0048098	0.0034938	0.0014809

⑥ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00481	0.00694	1216.48	208.16	0.00
2 열	0.00481	0.00464	813.95	208.16	0.00
3 열	0.00481	0.00235	411.42	208.16	0.00
4 열	0.00481	0.00005	8.89	208.16	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00481	0.00694	1216.48	208.16	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	-1.199	0.00481	73.96	0.00385

라. 말뚝의 수평변위량 검토

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

$$\delta = 4.810 \text{ mm} < \delta_a = 15 \text{ mm} \therefore \text{O.K}$$

마. 말뚝의 지지력 검토

말뚝머리 고정	수평력	208.16	말뚝머리 힌지	수평력	208.16
	수직력	1273.74		수직력	1216.48
	모멘트	73.96		모멘트	1.20
	β	0.559630		β	0.559630

- 수직력 검토

구 분	말뚝의 반력	수직허용지지력	비 고
지진시	1273.74 kN	1729.80 kN	O.K

- 수평력 검토

구 분	말뚝의 반력	수평허용지지력	비 고
지진시	208.16 kN	259.60 kN	O.K

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

- 하중조합

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

가. 하중계산

1) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
A-A (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)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.230 \times 15.000 \times 3.036 \times 5.600 = 58.743 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 58.743 \times \cos \delta = 57.387 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 58.743 \times \sin \delta = 12.547 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } Pl &= 0.230 \times 27.381 \times 3.036 \times 5.600 = 107.229 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Plh &= 107.23 \times \cos \delta = 104.755 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Plv &= 107.23 \times \sin \delta = 22.904 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 3.036 / 2 = 1.518 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.230 \times 15.000 \times 1.750 \times 5.600 = 33.860 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 33.860 \times \cos (\delta + \theta) = 33.079 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 33.860 \times \sin (\delta + \theta) = 7.233 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } Pl &= 0.230 \times 27.381 \times 1.750 \times 5.600 = 61.809 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Plh &= 61.809 \times \cos (\delta + \theta) = 60.382 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Plv &= 61.809 \times \sin (\delta + \theta) = 13.202 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 1.75 / 2 = 0.875 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}
 \text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.230 \times 15.000 \times 3.500 \times 5.600 = 67.721 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 67.721 \times \cos (\delta + \theta) = 66.158 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 67.721 \times \sin (\delta + \theta) = 14.465 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압 : } Pl &= 0.230 \times 27.381 \times 3.500 \times 5.600 = 123.617 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력 : } Plh &= 123.62 \times \cos (\delta + \theta) = 120.764 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력 : } Plv &= 123.62 \times \sin (\delta + \theta) = 26.405 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점 : } y &= 3.5 / 2 = 1.750 \text{ m}
 \end{aligned}$$

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)

$$\begin{aligned}\text{토압 강도 : } P1 &= 0.230 \times 20.0 \times 3.036 = 13.986 \text{ kN} \\ P2 &= 13.986 + 0.230 \times 20.0 \times 3.500 = 30.110 \text{ kN} \\ \text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times (13.986 + 30.110) \times 3.500 \times 5.600 = 432.149 \text{ kN} \\ \text{수평 분력 : } Ph &= 432.149 \times \cos(\delta+\theta) = 422.176 \text{ kN} \\ \text{수직 분력 : } Pv &= 432.149 \times \sin(\delta+\theta) = 92.307 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 3.500 \times (2P1+P2)/3/(P1+P2) = 1.537 \text{ m}\end{aligned}$$

4) 지진시 토압

가) 상재하중에 의한 토압

(1) 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}\text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.298 \times 15.000 \times 3.036 \times 5.600 = 76.108 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 76.108 \times \cos \delta = 76.108 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 76.108 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\ \text{활하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.298 \times 27.381 \times 3.036 \times 5.600 = 138.927 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 138.927 \times \cos \delta = 138.927 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 138.927 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 3.036 / 2 = 1.518 \text{ m}\end{aligned}$$

(2) 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}\text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.298 \times 15.000 \times 1.750 \times 5.600 = 43.870 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 43.870 \times \cos(\delta+\beta) = 43.870 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 43.870 \times \sin(\delta+\beta) = 0.000 \text{ kN} \\ \text{활하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.298 \times 27.381 \times 1.75 \times 5.600 = 80.080 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 80.080 \times \cos(\delta+\beta) = 80.080 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 80.080 \times \sin(\delta+\beta) = 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 1.750 / 2 = 0.875 \text{ m}\end{aligned}$$

(3) 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}\text{고정하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.298 \times 15.000 \times 3.500 \times 5.600 = 87.740 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 87.740 \times \cos(\delta+\beta) = 87.740 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 87.740 \times \sin(\delta+\beta) = 0.000 \text{ kN} \\ \text{활하중에 의한 토압 : } Pd &= 0.298 \times 27.381 \times 3.5 \times 5.600 = 160.160 \text{ kN} \\ \text{수 평 분 력 : } Pdh &= 160.16 \times \cos(\delta+\beta) = 160.160 \text{ kN} \\ \text{수 직 분 력 : } Pdv &= 160.16 \times \sin(\delta+\beta) = 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 3.500 / 2 = 1.750 \text{ m}\end{aligned}$$

나) 배면토에 의한 토압

(1) 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}\text{토 압 력 : } P &= 1/2 \times 0.298 \times 20.0 \times 3.036^2 \times 5.600 = 154.043 \text{ kN} \\ \text{수평 분력 : } Ph &= 154.043 \times \cos \delta = 154.043 \text{ kN} \\ \text{수직 분력 : } Pv &= 154.043 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\ \text{작 용 점 : } y &= 3.036 / 2 = 1.518 \text{ m}\end{aligned}$$

(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
흙하단면 A-A	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중	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
벽체 양단면 B-B	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-
	②, H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-	-	-
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	장대일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV =	3573.794	3259.982	4845.345	4400.976	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	-	-	-	-	-	-	-
벽체 단면 C-C	상재 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자중	1.35	208.270	0.250	52.067	281.164	70.291	-	-	-	-	-	-	-
	②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-	-	-
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	장대일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV =	4067.80	3648.944	5527.706	4926.075	ΣH =	661.873	1576.582	1058.997	2522.532	1058.997	2522.532
	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
	상재 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

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

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	1.35	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		
	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 =	288.213	62.567	398.573	84.466	ΣH =	173.539	204.660	277.663	327.455		
체앙단면 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	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-	-	
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	상재 토압	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	3.268	187.542	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		
	토압	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	2.762	320.811	185.843	513.298		
	장대레이징하중	1.4	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	172.496	0.810	139.678	275.993	223.484		
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	75.000	2.150	161.250	105.000	225.750		
	계		ΣV =	3573.794	3259.982	4845.345	4400.976	ΣH =	454.114	838.225	711.582	1308.910		
체단면 C-C	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	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-	-	
	하중 활하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	상재 토압	1.6	12.547	0.000	0.000	20.076	0.000	57.387	5.018	287.969	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		
	토압	1.6	25.396	0.000	0.000	40.634	0.000	116.152	4.512	524.077	185.843	838.523		
	장대레이징하중	1.4	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	422.176	1.537	648.759	675.481	1038.015		
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	75.000	3.900	292.500	105.000	409.500		
	계		ΣV =	4067.80	3648.944	5527.706	4926.075	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
축하단면 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	
	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	542.553	111.299		ΣH =	278.294	363.677	445.270	581.883	
체앙단면 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		-	-	-	-	-	-
	②, H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099		-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412		-	-	-	-	-	-
	하중 활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156		-	-	-	-	-	-
	중격	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	
	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	
	장대레일 종하중	1.4	-	-	-	-	-		75.000	2.150	161.250	105.000	225.750	
체단 C-C	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-		496.340	2.150	1067.131	694.876	1493.983	
	계		ΣV =	5458.53	5051.116	7491.202	6908.563		ΣH =	1115.590	2300.528	1670.677	3435.168	
	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		-	-	-	-	-	-
	②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197		-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412		-	-	-	-	-	-
	하중 활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156		-	-	-	-	-	-
	중격	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	
	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	
	장대레일 종하중	1.4	-	-	-	-	-		75.000	3.900	292.500	105.000	409.500	
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-		496.340	3.900	1935.725	694.876	2710.015	
	계		ΣV =	5965.74	5440.078	8194.686	7433.662		ΣH =	1458.732	4541.804	2219.703	6821.241	

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	-	-	-	-	-	-	-
	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	-	-
	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	542.553	111.299	ΣH =	278.294	363.677	445.270	581.883	-	-
	상재 고정하중	1.35	42.000	0.250	10.500	56.700	14.175	-	-	-	-	-	-	-
벽 중앙 단면 B-B	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	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ②, H/2	1.35	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-	-	-
	활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-	-	-
	토압 벽	1.6	37.715	0.000	0.000	60.344	0.000	-	-	-	-	-	-	-
	장대레일하중	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중	1.4	-	-	-	-	-	421.268	2.150	905.726	589.775	1268.017	-	-
	계		ΣV =	5458.53	5051.116	7491.202	6908.563	ΣH =	965.519	1977.873	1460.576	2983.452	-	-
벽 중앙 단면 C-C	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	-	-	-	-	-	-	-
	자중 ②	1.35	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.35	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-	-	-
	활하중	1.4	1573.683	1.000	1573.683	2203.156	2203.156	-	-	-	-	-	-	-
	토압 벽	1.6	92.307	0.000	0.000	147.690	0.000	-	-	-	-	-	-	-
	장대레일하중	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중	1.4	-	-	-	-	-	421.268	3.900	1642.945	589.775	2300.123	-	-
	계		ΣV =	5965.74	5241.794	7917.089	7156.064	ΣH =	1308.660	3956.523	2009.602	6001.849	-	-

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
복합 단면 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
복합 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	-	-	-	-	-
	자중 ②, H/2	1.4	432.180	0.900	388.962	583.443	525.099	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.4	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-
	하중 활하중	1.9	1573.683	1.000	1573.683	2911.313	2911.313	-	-	-	-	-
	충격	1.9	198.284	1.000	198.284	366.825	366.825	-	-	-	-	-
	상재	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	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
복합 단면 C-C	장대레이징하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV =	5458.53	5051.116	8323.087	7714.574	ΣH =	544.251	1072.147	870.801	1715.436
	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	-	-	-	-	-
	자중 ②	1.4	864.360	0.900	777.924	1166.886	1050.197	-	-	-	-	-
	상부 고정하중	1.4	2808.453	1.000	2808.453	3791.412	3791.412	-	-	-	-	-
	하중 활하중	1.9	1573.683	1.000	1573.683	2911.313	2911.313	-	-	-	-	-
	충격	1.9	198.284	1.000	198.284	366.825	366.825	-	-	-	-	-
	상재	1.6	35.451	0.000	0.000	56.722	0.000	162.142	5.018	813.628	259.427	1301.804
복합 단면 C-C	토압	1.6	40.870	0.000	0.000	65.391	0.000	186.922	1.750	327.114	299.076	523.383
	배면	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 =	5965.74	5440.078	9026.572	8239.672	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	
벽체단면 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	2808.453	1.000	2808.453	4493.525	4493.525		-	-	-		-	-	-	
	하중 활하중	1.6	1573.683	1.000	1573.683	2517.893	2517.893		-	-	-		-	-	-	
	중	1.6	198.284	1.000	198.284	317.254	317.254		-	-	-		-	-	-	
	상재	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	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	
	장대레이중하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-		-	-	-	
벽체단면 C-C	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-		-	-	-	
	계		ΣV =	5458.53	5051.116	8733.654	8081.786		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	2808.453	1.000	2808.453	4493.525	4493.525		-	-	-		-	-	-	
	하중 활하중	1.6	1573.683	1.000	1573.683	2517.893	2517.893		-	-	-		-	-	-	
	중	1.6	198.284	1.000	198.284	317.254	317.254		-	-	-		-	-	-	
	상재	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	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	
	장대레이중하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-		-	-	-	
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-		-	-	-	
	계		ΣV =	5965.74	5440.078	9545.184	8704.125		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
통하단면 A-A	상재고정하중	1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500		3.881	3.036	11.782	3.881		11.782
	상재활하중	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
	상재토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		215.035	1.518	326.424	215.035		326.424
	배면토압	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
통하단면 B-B	상재고정하중	1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500		3.881	4.786	18.574	3.881		18.574
	상재활하중	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
	자중 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
	상부고정하중	1.0	2808.453	1.000	2808.453	2808.453	2808.453		1038.004	2.150	2231.709	1038.004		2231.709
	하중활하중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683		174.490	2.150	375.153	174.490		375.153
	충격	-	-	1.000	-	-	-		-	-	-	-		-
	상재토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		215.035	3.268	702.736	215.035		702.736
	배면토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		123.950	0.875	108.456	123.950		108.456
	토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		154.043	3.268	503.412	154.043		503.412
통하단면 C-C	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-		228.767	0.875	200.171	228.767		200.171
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-		-
	계		ΣV =	5141.252	4852.832	5141.252	4852.832		ΣH =	1999.473	4248.214	1999.473		4248.214
	상재고정하중	1.0	42.000	0.250	10.500	42.000	10.500		3.881	6.536	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
	자중 ①	1.0	208.270	0.250	52.067	208.270	52.067		19.244	5.018	96.567	19.244		96.567
	자중 ②	1.0	864.360	0.900	777.924	864.360	777.924		79.867	1.750	139.767	79.867		139.767
	상부고정하중	1.0	2808.453	1.000	2808.453	2808.453	2808.453		1038.004	3.900	4048.216	1038.004		4048.216
	하중활하중	1.0	1573.683	1.000	1573.683	1573.683	1573.683		174.490	3.900	680.511	174.490		680.511
	충격	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-		-
통하단면 C-C	상재토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		215.035	5.018	1079.048	215.035		1079.048
	배면토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		247.900	1.750	433.825	247.900		433.825
	토압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		154.043	5.018	772.986	154.043		772.986
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-		559.897	1.750	979.820	559.897		979.820
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-		-
	계		ΣV =	5573.43	5241.794	5573.432	5241.794		ΣH =	2494.487	8269.996	2494.487		8269.996

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$M_v = ? \quad M_v + ? \quad M_h \quad e = ? \quad M / \gamma V^{-B/2} \quad M_u = ? \quad \gamma V ? e$$

1) 활 적 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	M_u
1	288.213	173.539	267.227	0.677	195.174	312.278
2	288.213	173.539	267.227	0.677	195.174	312.278
3	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	557.544
4	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	557.544
5	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	557.544
6	387.784	278.294	445.411	0.899	348.465	557.544
7	326.936	394.328	689.442	1.859	607.708	607.708
Max.		278.294			348.465	

2) 벽 체 중 앙 (단 면 B-B)

LOAD CASE	사 용 하 중			설 계 하 중		
	ΣV	$\Sigma H(S_o)$	ΣM	e	M_o	M_u
1	3573.794	379.114	3936.957	0.202	720.543	1123.326
2	3573.794	454.114	4098.207	0.247	881.793	1349.076
3	5458.534	1115.590	7351.644	0.447	2438.963	3601.650
4	5458.534	965.519	7028.989	0.388	2116.309	3149.934
5	5458.534	544.251	6123.263	0.222	1210.583	1939.231
6	5458.534	544.251	6123.263	0.222	1210.583	1936.933
7	5141.252	1999.473	9101.046	0.870	4473.919	4473.919
Max.		1115.590			2438.963	

3) 벽체 하단 (단 면 C-C)

LOAD CASE	사 용 하 중				설 계 하 중			
	ΣV	$\Sigma H(S_o)$	ΣM	e	M_o	$\Sigma \gamma V$	$\Sigma \gamma H(S_o)$	M_u
1	4067.798	661.873	5225.527	0.385	1564.509	5527.706	1058.997	2473.672
2	4067.798	736.873	5518.027	0.457	1857.009	5527.706	1163.997	2883.172
3	5965.740	1458.732	9981.882	0.773	4612.716	8194.686	2219.703	6879.685
4	5965.740	1308.660	9198.317	0.642	3829.152	7917.089	2009.602	6032.533
5	5965.740	887.392	7753.657	0.400	2384.491	9026.572	1419.827	3817.483
6	5965.740	887.392	7753.657	0.400	2384.491	9545.184	1419.827	3815.185
7	5573.432	2494.487	13511.790	1.524	8495.701	5573.432	2494.487	8495.701
Max.		1458.732			4612.716		2494.487	8495.701

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	4473.919	1999.473	2438.963	
벽체 하단	8495.701	2494.487	4612.716	

나. 적용 하중(m당)

구 분	Mu	Su	Mo	비 고
흙벽 하단	108.519	79.512	62.226	
벽체 중앙	798.914	357.049	435.529	
벽체 하단	1517.09	445.444	823.699	

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 %]

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

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03725 > 0.004$ - 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 $A_s = 765.082 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

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

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

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

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

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1020.11 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

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

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

$\phi M_n > M_u (= 108.519 \text{ kN} \cdot \text{m})$ [사용률 = 2.041 %] $\therefore$ O.K!!

나) 전단검토

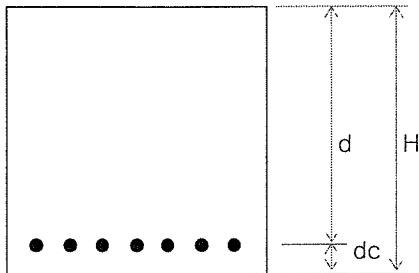
$$\phi V_c = \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

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

$\times 310.38 > V_u = 79.512 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30 \text{ Mpa} & f_y &= 400 \text{ MPa}, \\ H &= 500.00 \text{ mm}, & B &= 1000.00 \text{ mm}, \\ d &= 400.00 \text{ mm}, & d_c &= 100.00 \text{ mm}, \\ M_o &= 62.226 \text{ kN}\cdot\text{m}, & A_s &= 1588.800 \text{ mm}^2 \\ N &= 8 & n &= 7 \end{aligned}$$

- 응력산정

$$\begin{aligned} x &= - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 83.86 \text{ mm} \\ f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) = 105.270 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 105.270 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned} C_c &= 100 - 16 / 2 = 92.00 \text{ mm} \\ S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 518.08 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 518 \text{ mm} \quad \text{O.K!!} \end{aligned}$$

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

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

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

2) 벽 체 중 양 (단 면 B-B) [H = 1.75 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	798.914	357.049	435.529

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 3.086 %]

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

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06405 > 0.004$ - 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

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

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

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 $A_s = 1313.373 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

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

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

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

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

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1751.16 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

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

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

$$\phi M_n > M_u (= 798.914 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 3.046 \%] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

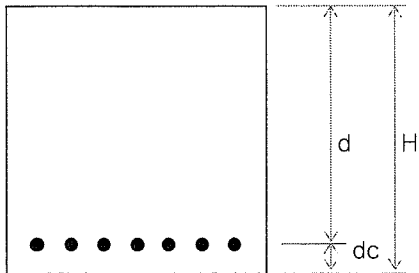
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

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

$$\Phi V_c = 1319.10 > V_u = 357.049 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

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 ,
$M_o =$	435.529	kN·m,	$A_s =$	4053.600	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

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

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 66.922 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 66.922 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

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

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 941.40 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 941 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

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 = 3.5 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	1517.090	445.444	823.699

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 1.616]

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

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

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 2507.923 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

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

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

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

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

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3343.90 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

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

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

$$\phi M_n > M_u (= 1517.090 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 1.604]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

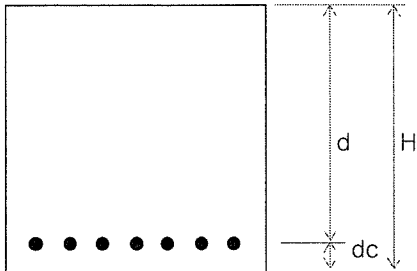
$$\phi V_c = \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

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

$$\phi V_c = 1319.10 > V_u = 445.444 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

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 ,
$M_o =$	823.699	kN·m,	$A_s =$	4053.600	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

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

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 126.567 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 126.567 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

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

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 403.45 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 403 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

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(q_d) = 15.000 kN/m²

활하중(q_l) = 35.000 kN/m²

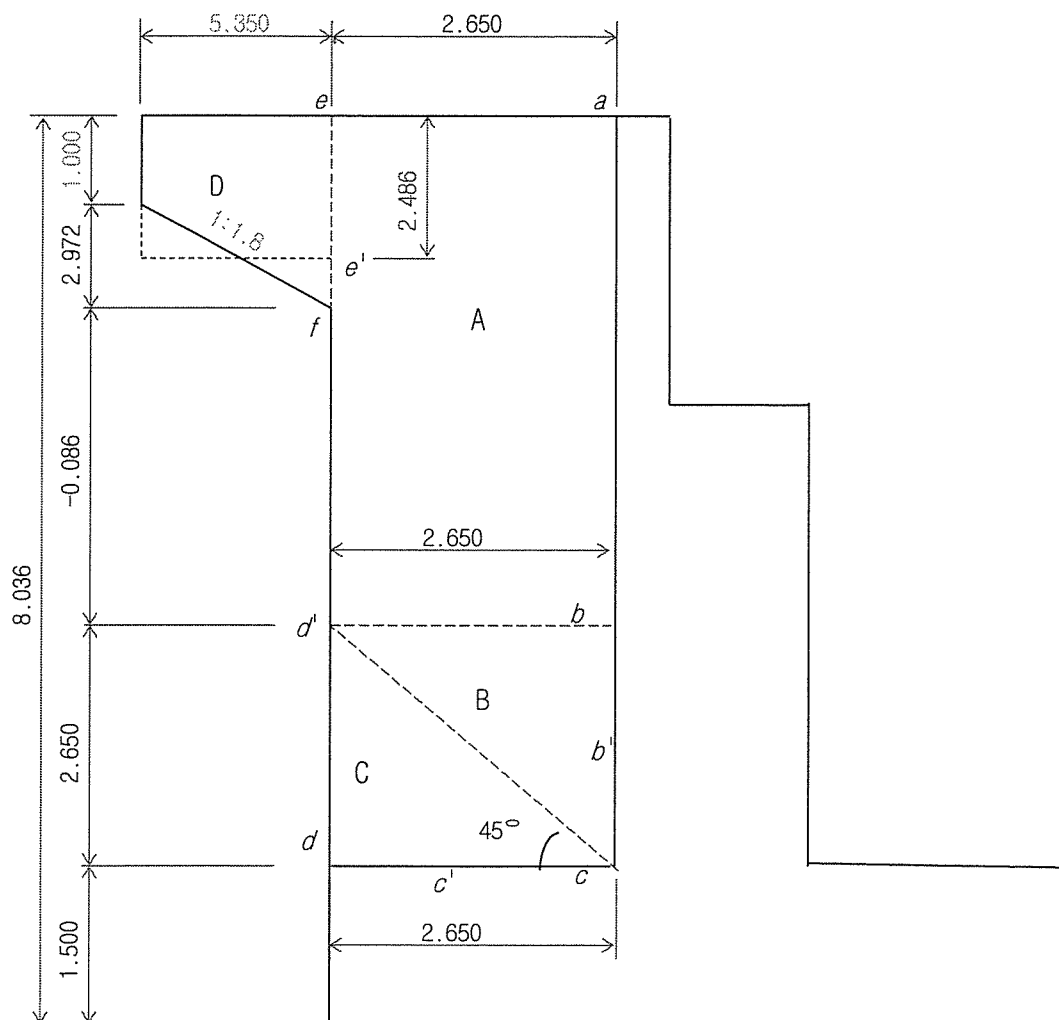
(2) 정지토압계수

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

(3) 배면토 단위중량 : 20.000 kN/m³

5.4.2 설계단면

날개벽 두께 = 1000 ~ 1000 mm



5.4.3 단면력 계산

㉠ 하중계수 = 1.60

(1) 벽체단면 D

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= 1.0 \times 0.398 \times 50.000 &= 19.909 \text{ kN/m}^2 \\ P_e' &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.486 + P_e &= 39.707 \text{ kN/m}^2 \\ V_d &= 1/2 \times (P_e + P_e') \times 2.486 \times 5.350 &= 396.451 \text{ kN} \\ M_d &= 1/2 \times V_d \times 5.350 &= 1060.507 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= 1.6 \times 0.398 \times 50.000 &= 31.855 \text{ kN/m}^2 \\ P_e' &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.486 + P_e &= 63.531 \text{ kN/m}^2 \\ V_d &= 1/2 \times (P_e + P_e') \times 2.486 \times 5.350 &= 634.322 \text{ kN} \\ M_d &= 1/2 \times V_d \times 5.350 &= 1696.811 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= &= 19.909 \text{ kN/m}^2 \\ P_d' &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.886 + P_e &= 50.856 \text{ kN/m}^2 \\ V_a &= 1/2 \times (P_e + P_d') \times 3.886 \times 2.650 &= 364.37 \text{ kN} \\ V_{a_total} &= V_a + V_d &= 760.82 \text{ kN} \\ M_a &= 1/2 \times V_a \times 2.650 + V_d \times 2.650 + M_d &= 2593.89 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= &= 31.855 \text{ kN/m}^2 \\ P_d' &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.886 + P_e &= 81.370 \text{ kN/m}^2 \\ V_a &= 1/2 \times (P_e + P_d') \times 3.886 \times 2.650 &= 582.99 \text{ kN} \\ V_{a_total} &= V_a + V_d &= 1217.31 \text{ kN} \\ M_a &= 1/2 \times V_a \times 2.650 + V_d \times 2.650 + M_d &= 4150.22 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_b &= &= 50.856 \text{ kN/m}^2 \\ V_b &= P_b \times 2.65 &= 134.769 \text{ kN/m} \\ M_b &= 1/2 \times P_b \times 2.650^2 &= 178.569 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_b &= & &= 81.370 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= P_b \times 2.65 & &= 215.630 \text{ kN/m} \\
 M_b &= \frac{1}{2} \times P_b \times 2.65^2 & &= 285.710 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_d' &= & &= 50.856 \text{ kN/m}^2 \\
 P_d &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.65 + P_d' & &= 71.960 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= \frac{1}{2} \times (P_d' + P_d) \times 2.650 & &= 162.731 \text{ kN/m} \\
 M_b &= \frac{1}{6} \times (2 \times P_d' + P_d) \times 2.650^2 & &= 203.269 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_d' &= & &= 81.370 \text{ kN/m}^2 \\
 P_d &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.65 + P_d' & &= 115.136 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= \frac{1}{2} \times (P_d' + P_d) \times 2.650 & &= 260.370 \text{ kN/m} \\
 M_b &= \frac{1}{6} \times (2 \times P_d' + P_d) \times 2.650^2 & &= 325.23 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	682.547	1067.993	285.710	325.230
설계 하중(S)	255.158	313.255	215.630	260.370
사용 하중(M)	426.592	667.496	178.569	203.269

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.972m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	682.547	255.158	426.592

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 1.443 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 48.577 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.04347 > 0.004 \text{ - O.K -}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 2146.788 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

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

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

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

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

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2862.38 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 49.391 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 975.832 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$\Phi M_n > M_u (= 682.547 \text{ kN} \cdot \text{m})$ [사용률 = 1.430 %] $\therefore \text{O.K!!}$

나) 전단검토

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

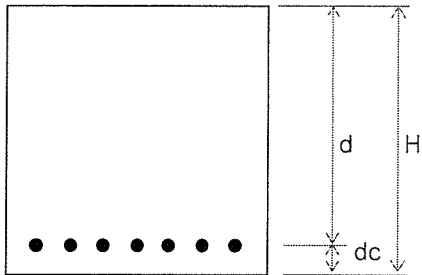
$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 900.00 / 1000 = 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 255.158 \text{ kN}$$

∴ 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,	$dc =$	100.00	mm ,
$M_o =$	426.592	kN·m,	$A_s =$	3096.800	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 177.04 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 163.799 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 163.799 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.00 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 258.27 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 258 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

2) 단면 A [H = 3.886m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	1067.993	313.255	667.496

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 1.193]

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

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03250 > 0.004 - \text{O.K.}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 3396.829 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 36021.77 \text{ mm}^2$$

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

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

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

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4529.11 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1266.194 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u (= 1067.993 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 1.186]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

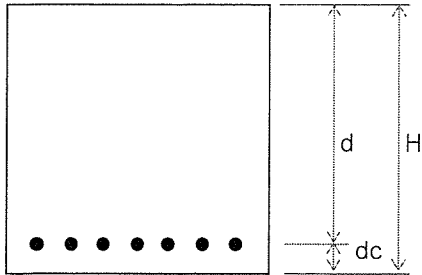
$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 900.00 / 1000 = 698.35 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 698.35 > V_u = 313.255 \text{ kN}$$

∴ 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,	$dc =$	100.00	mm ,
$M_o =$	667.496	kN·m,	$A_s =$	4053.600	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 199.40 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 197.553 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 197.553 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

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

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 179.88 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 180 \text{ mm O.K!!}$$

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	285.710	215.630	178.569

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	4	EA	=	1548.400	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1548.400 mm² [사용률 1.742 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 24.289 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.08993 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 888.704 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

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

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

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

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

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1184.94 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 24.695 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 494.799 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \text{ (= 285.710 kN} \cdot \text{m) [사용률 = 1.732 \%]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

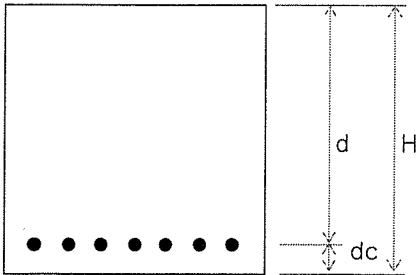
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

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

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 215.630 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

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 ,
$M_o =$	178.569	kN·m,	$A_s =$	1548.400	mm ²
$N =$	4		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 129.26 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 134.581 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 134.581 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 362.65 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 4 = 250 \text{ mm} < 363 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

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	325.230	260.370	203.269

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	4	EA =	1548.400	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 1548.400 mm² [사용률 1.529]

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 24.289 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.08993 > 0.004 \text{ - O.K -}$$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 1012.736 \text{ mm}^2$$

☞ 철근비 검토

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

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

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

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

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1350.31 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 24.695 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 494.799 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u (= 325.230 \text{ kN} \cdot \text{m}) \text{ [사용률 = 1.521]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

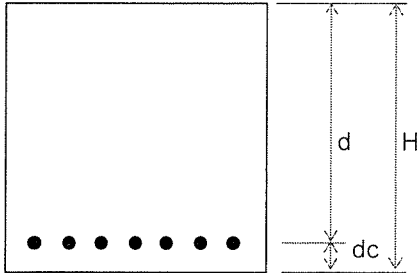
$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 900.00 / 1000 = 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 260.370 \text{ kN}$$

∴ 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,	$dc =$	100.00	mm ,
$M_o =$	203.269	kN· m,	$A_s =$	1548.400	mm ²
$N =$	4		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 129.26 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 153.197 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 153.197 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 291.54 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 4 = 250 \text{ mm} < 292 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	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		7746.279		26719.413	1066.760		3082.234

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (26719.413 - 3082.234) / 7746.279 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.074 \text{ m} \\
 M_o &= 7746.279 \times 0.0736 = 569.945 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3791.412	2.600	9857.670	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	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		10457.477		36071.208	1706.816		4931.575

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (36071.208 - 4931.575) / 10457.477 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.147 \text{ m} \\
 M_o &= 10457.477 \times 0.1473 = 1539.984 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	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		7746.279		26719.413	1141.760		3487.234

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (26719.413 - 3487.234) / 7746.279 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.126 \text{ m} \\
 M_o &= 7746.279 \times 0.1259 = 974.945 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3791.412	2.600	9857.670	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	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		10457.477		36071.208	1811.816		5498.575

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (36071.208 - 5498.575) / 10457.477 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.201 \text{ m} \\
 M_o &= 10457.477 \times 0.2015 = 2106.984 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
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
시동 또는 제동 하중		-	-	-	496.340	5.400	2680.235
합 계		9802.962		33069.014	1944.401		7398.188

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 7398.188) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.506 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 0.5063 = 4963.432 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3791.412	2.600	9857.670	-	-	-
	활 하 중	2480.754	2.600	6449.960	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
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
시동 또는 제동 하중		-	-	-	694.876	5.400	3752.329
합 계		13614.431		45682.403	2996.774		11220.054

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (45682.403 - 11220.054) / 13614.431 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.594 \text{ m} \\
 M_o &= 13614.431 \times 0.5937 = 8082.749 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
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		-	-	-	421.268	5.400	2274.847
합 계		9802.962		33069.014	1794.329		6587.800

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_0 / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 6587.800) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.424 \text{ m} \\
 M_0 &= 9802.962 \times 0.424 = 4153.044 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	3791.412	2.600	9857.670	-	-	-
	활 하 중	2480.754	2.600	6449.960	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
	활 하 중	676.200	4.675	3161.235	-	-	-
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		-	-	-	589.775	5.400	3184.786
합 계		13614.431		45682.403	2786.673		10085.511

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_0 / V - B / 2 \\
 &= (45682.403 - 10085.511) / 13614.431 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.510 \text{ m} \\
 M_0 &= 13614.431 \times 0.510 = 6948.206 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
하 중	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
하 중	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
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		9802.962		33069.014	1373.061		4312.953

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 4312.953) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.192 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 0.1916 = 1878.197 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	3386.038	-	10148.705	-	-	-
	배 면 토	2922.818	-	14394.876	-	-	-
상 부	고정하중	3791.412	2.600	9857.670	-	-	-
하 중	활 하 중	2911.313	2.600	7569.415	-	-	-
상 재	고정하중	357.210	4.675	1669.957	-	-	-
하 중	활 하 중	893.550	4.675	4177.346	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
토 압	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		14262.341		47817.969	2196.898		6900.726

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (47817.969 - 6900.726) / 14262.341 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.256 \text{ m} \\
 M_o &= 14262.341 \times 0.2561 = 3652.571 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	-	-	-
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	-	-	-
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	-	-	-
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	-	-	-
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		9802.962		33069.014	1373.061		4312.953

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 4312.953) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.192 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$M_o = 9802.962 \times 0.1916 = 1878.197 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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	4013.082	-	12779.851	-	-	-
	배 면 토	3464.080	-	18126.881	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4493.525	2.600	11683.164	-	-	-
	활 하 중	2517.893	2.600	6546.521	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	423.360	4.675	1979.208	-	-	-
	활 하 중	772.800	4.675	3612.840	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	268.480	4.018	1078.752
	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		15684.740		54728.465	2196.898		7141.527

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (54728.465 - 7141.527) / 15684.740 - 6.250 / 2 \\
 &= -0.091 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$M_o = 15684.740 \times 0.0910 = 1427.874 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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	2508.176	-	7517.559	231.756	-	484.484
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	200.051	-	953.841
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	1038.004	5.400	5605.223
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	174.490	5.400	942.246
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	24.449	-	196.472
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	107.592
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		9802.962		33069.014	3330.555		14913.198

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 14913.198) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -1.273 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 1.2729 = 12478.441 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

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	2508.176	-	7517.559	231.756	-	484.484
	배 면 토	2165.050	-	10662.871	200.051	-	953.841
상 부 하 중	고정하중	2808.453	2.600	7301.978	1038.004	5.400	5605.223
	활 하 중	1573.683	2.600	4091.576	174.490	5.400	942.246
상 재 하 중	고정하중	264.600	4.675	1237.005	24.449	-	196.472
	활 하 중	483.000	4.675	2258.025	13.389	-	107.592
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		9802.962		33069.014	3330.555		14913.198

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (33069.014 - 14913.198) / 9802.962 - 6.250 / 2 \\
 &= -1.273 \text{ m} \\
 M_o &= 9802.962 \times 1.2729 = 12478.441 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

6.2 기초 단면력 산정

가. 말뚝머리하중 산정 하중

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	7746.279	1066.760	569.945	-0.074	
LOAD CASE2	7746.279	1141.760	974.945	-0.126	
LOAD CASE3	9802.962	1944.401	4963.432	-0.506	
LOAD CASE4	9802.962	1794.329	4153.044	-0.424	
LOAD CASE5	9802.962	1373.061	1878.197	-0.192	
LOAD CASE6	9802.962	1373.061	1878.197	-0.192	
LOAD CASE7	9802.962	3330.555	12478.441	-1.273	

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	10457.477	1706.816	1539.984	-0.147	
LOAD CASE2	10457.477	1811.816	2106.984	-0.201	
LOAD CASE3	13614.431	2996.774	8082.749	-0.594	
LOAD CASE4	13614.431	2786.673	6948.206	-0.510	
LOAD CASE5	14262.341	2196.898	3652.571	-0.256	
LOAD CASE6	15684.740	2196.898	1427.874	-0.091	
LOAD CASE7	9802.962	3330.555	12478.441	-1.273	

6.3 기초 단면력 집계

구 분	사용하중			계수하중		
	수직력	수평력	모멘트	수직력	수평력	모멘트
모멘트 최대시	9802.962	1944.401	4963.432	13614.431	2996.774	8082.749
축 력 최대시	9802.962	1794.329	4153.044	15684.740	2196.898	1427.874
지 진 시	9802.962	3330.555	12478.441	9802.962	3330.555	12478.441

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 = 6.25 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) = $4 \sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))} = 0.50568 \text{ 1/m}$
- ∴ $\beta L = 4.05 \geq 3$ 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	9802.962	1794.329	4153.044	
극 한 하 중	15684.740	2196.898	1427.874	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

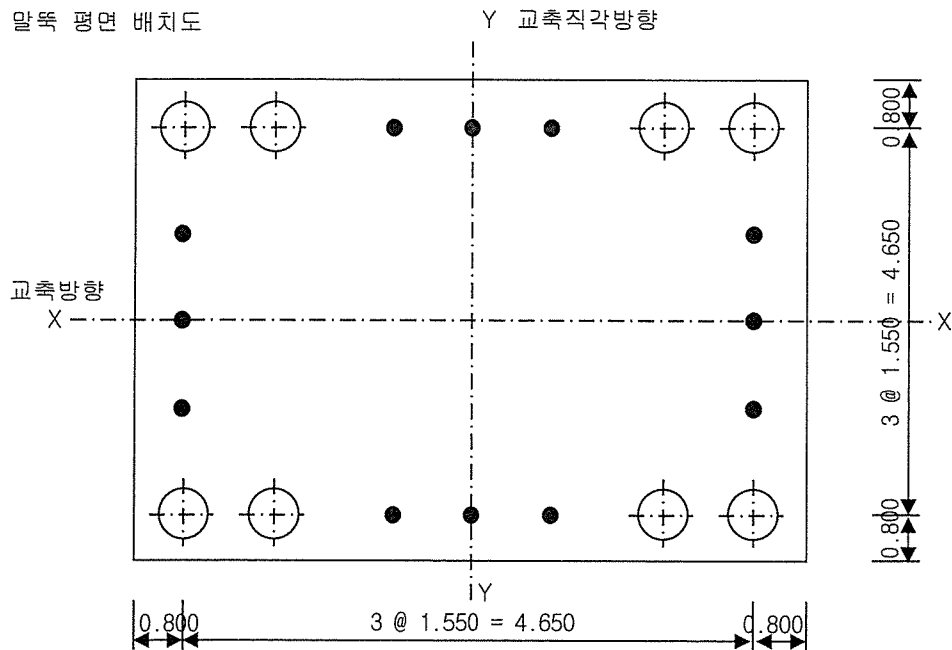
구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
상 시	63861	63143	63143	124867	175365	0.508

◇ 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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1021776	0	-1010293	2805835	0	10424150

㉔ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx (m)	δy (m)	α (rad)
상 시	1794.329	9802.962	4153.044	0.00237789	0.00349378	0.00062887

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δx_i (m)	δy_i (m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00238	0.00496	869.09	112.15	-71.62
2 열	0.00238	0.00398	698.15	112.15	-71.62
3 열	0.00238	0.00301	527.22	112.15	-71.62
4 열	0.00238	0.00203	356.28	112.15	-71.62
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00238	0.00496	869.09	112.15	71.62

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	510888	0	0	2805835	0	8426273

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	1794.329	9802.962	4153.044	0.0035122	0.0034938	0.0004929

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δ xi(m)	δ yi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00351	0.00464	813.64	112.15	0.00
2 열	0.00351	0.00388	679.67	112.15	0.00
3 열	0.00351	0.00311	545.70	112.15	0.00
4 열	0.00351	0.00235	411.73	112.15	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00351	0.00464	813.64	112.15	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	-0.715	0.00351	71.62	0.00238

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고정	수평력	112.15	말뚝머리 힌지	수평력	112.15
	수직력	869.09		수직력	813.64
	모멘트	71.62		모멘트	0.71
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	102.9	17.1	62.2	17.1
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

$$f_{cv} = \frac{4 \times P_{max}}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 869.09}{\pi \times 0.609^2} = 2.984 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} - 0.K -$$

$$f_{ca} = 0.25 \times f_{ck} = 7.50 \text{ MPa}$$

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau_v = \frac{P_{max}}{\pi (D + h) h} = \frac{869.089}{\pi (0.609 + 1.400) \times 1.400} = 0.098 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} - 0.K -$$

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

$$f_{ch} = \frac{H_{max}}{D * L} = \frac{112.146}{0.609 \times 0.100} = 1.841 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau_h = \frac{H_{max}}{h' (2L + D + 2h')} = \frac{112.146}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)} = 0.058 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

e) 펀칭전단 검토 (극한하중 재하시)

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , $b_p = \pi \times (\text{유효깊이} + \text{말뚝직경}) = 6311.5 \text{ mm}$

$$\Phi S_n = \Phi v (1.06 \sqrt{f_{ck}} \times b_p \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000$$

$$= 38589.980 \text{ kN} \geq 1136.031 \text{ kN} \quad - \text{O.K.} -$$

(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	2196.898	15684.740	1427.87	0.00253	0.00559	0.00038

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(분당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1136.031	137.306
2 열	1032.208	137.306
3 열	928.385	137.306
4 열	824.561	137.306
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1136.031	137.306

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	15684.740	1427.873877	0.00430	0.00559	0.00017

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(분당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1049.387	137.306
2 열	1003.326	137.306
3 열	957.266	137.306
4 열	911.206	137.306
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1049.387	137.306

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1136.031	869.089
2 열	1032.208	698.153
3 열	928.385	527.217
4 열	824.561	356.282
-	-	-
-	-	-
-	-	-

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 = 6.25 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	9802.962	1944.401	4963.432	
극 한 하 중	13614.431	2996.774	8082.749	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

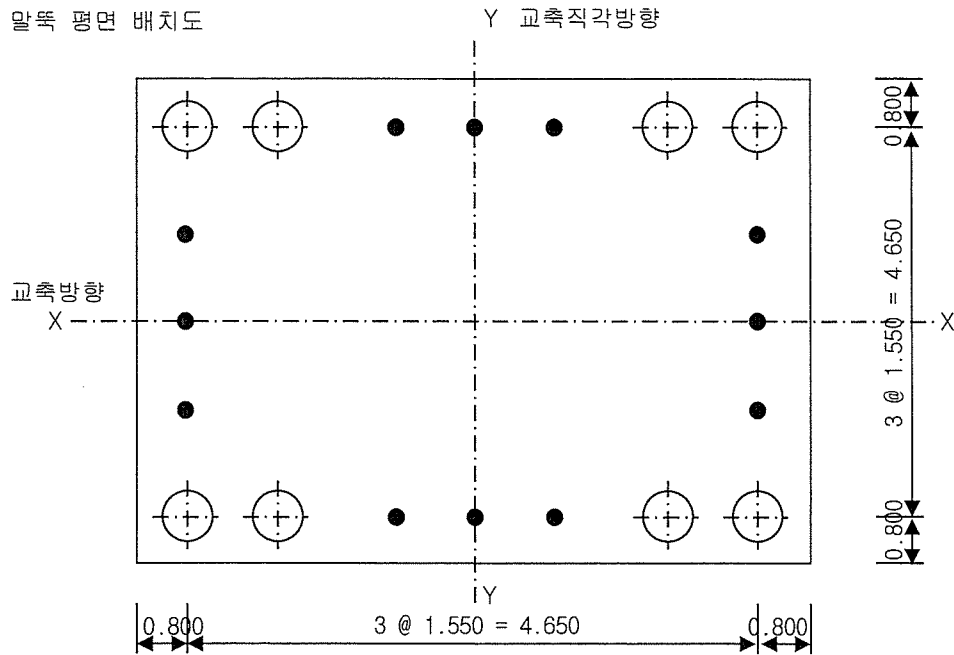
구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
상 시	63861	63143	63143	124867	175365	0.508

◇ 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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	1021776	0	-1010293	2805835	0	10424150

㉠ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	δx (m)	δy (m)	α (rad)
상 시	1944.401	9802.962	4963.432	0.00262534	0.00349378	0.00073059

㉡ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

상 시	δx_i (m)	δy_i (m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00263	0.00519	910.56	121.53	-74.55
2 열	0.00263	0.00406	711.98	121.53	-74.55
3 열	0.00263	0.00293	513.39	121.53	-74.55
4 열	0.00263	0.00180	314.81	121.53	-74.55
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00263	0.00519	910.56	121.53	74.55

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
상 시	510888	0	0	2805835	0	8426273

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	1944.401	9802.962	4963.432	0.0038059	0.0034938	0.0005890

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(분당)

상 시	δ xi(m)	δ yi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00381	0.00486	852.85	121.53	0.00
2 열	0.00381	0.00395	692.74	121.53	0.00
3 열	0.00381	0.00304	532.63	121.53	0.00
4 열	0.00381	0.00212	372.52	121.53	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00381	0.00486	852.85	121.53	0.00

다. 말뚝의 최대모멘트와 변위(교축방향)

말뚝머리 조건	Hinge			Fix	
	Lm(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)	Moment(kN.m)	지표면변위(m)
상 시	0.016	-0.775	0.00381	74.55	0.00263

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고정	수평력	121.53	말뚝머리 힌지	수평력	121.53
	수직력	910.56		수직력	852.85
	모멘트	74.55		모멘트	0.77
	β	0.505683		β	0.505683

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리고정		말뚝머리힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	107.6	18.5	65.3	18.5
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

$$f_{cv} = \frac{4 * P_{max}}{\pi * D^2} = \frac{4 * 910.56}{\pi * 0.609^2} = 3.126 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} - 0.K -$$

$$f_{ca} = 0.25 * f_{ck} = 7.50 \text{ MPa}$$

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau_v = \frac{P_{max}}{\pi (D + h) h} = \frac{910.564}{\pi (0.609 + 1.400) * 1.400} = 0.103 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} - 0.K -$$

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

$$f_{ch} = \frac{H_{max}}{D * L} = \frac{121.525}{0.609 \times 0.100} = 1.995 \text{ MPa} < f_{ca} = 7.500 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau_h = \frac{H_{max}}{h' (2L + D + 2h')} = \frac{121.525}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)} = 0.063 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.000 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

e) 펀칭전단 검토

$$\begin{aligned} & - \text{기초의 유효깊이} = 1400.0 \text{ mm}, \quad b_p = \pi \times (\text{유효깊이} + \text{말뚝직경}) = 6311.5 \text{ mm} \\ \Phi S_n &= \Phi v (1.06 \sqrt{f_{ck}} \times b_p \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000 \\ &= 38589.980 \text{ kN} \geq 1328.731 \text{ kN} \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

㉑ 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	2996.774	13614.431	8082.75	0.00409	0.00485	0.00117

㉒ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1328.731	187.298
2 열	1010.178	187.298
3 열	691.625	187.298
4 열	373.073	187.298
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1328.731	187.298

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	2996.773933	13614.431	8082.748929	0.00587	0.00485	0.00096

㉔ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	상 시	
	Pni	Phi
1 열	1242.003	187.298
2 열	981.269	187.298
3 열	720.535	187.298
4 열	459.801	187.298
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1242.003	187.298

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	상 시	
	극한하중	사용하중
1 열	1328.731	910.564
2 열	1010.178	711.978
3 열	691.625	513.392
4 열	373.073	314.806
-	-	-
-	-	-
-	-	-

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 = 6.25 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) = $4\sqrt{(K_h \times D / (4 \times EI))} = 0.55963 \text{ 1/m}$
- ∴ $\beta L = 4.48 \geq 3$ 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	9802.962	3330.555	12478.441	
극 한 하 중	9802.962	3330.555	12478.441	

라. 말뚝의 변위 및 부재력 산정

◇ 스프링 정수(말뚝머리 고정)

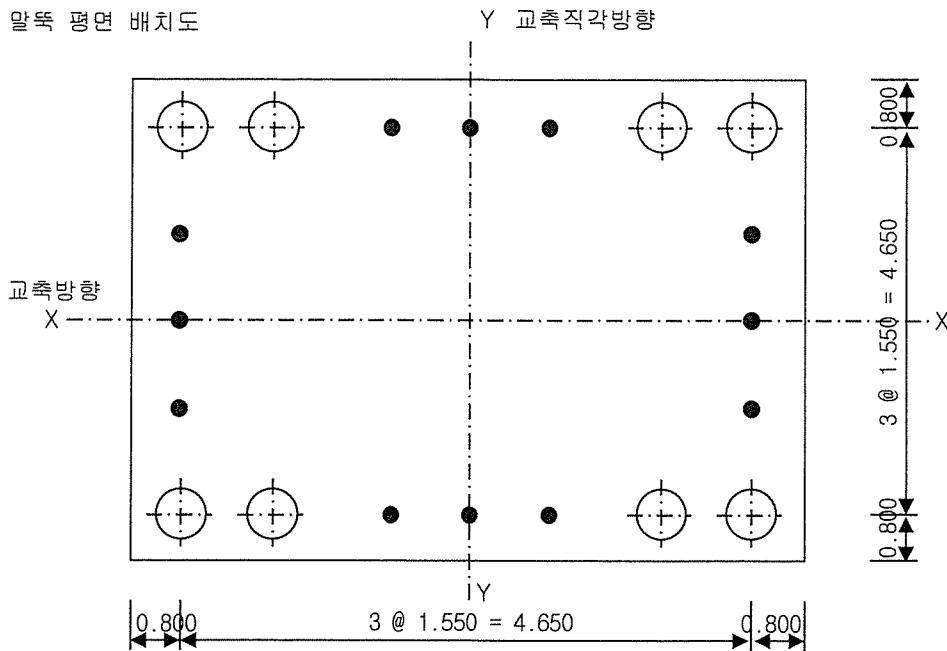
구 분	$K_1(\text{kN/m})$	$K_2(\text{kN})$	$K_3(\text{kN})$	$K_4(\text{kN.m})$	$K_v(\text{kN/m})$	a
지진시	86557	77334	77334	138188	175365	0.508

◇ 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	2.325	4	2	0.775	4
3	-0.775	4	4	-2.325	4

가. 말뚝머리 고정시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	1384918	0	-1237351	2805835	0	10637287

㉓ 교축방향 외력(사용하중) 및 말뚝 변위

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
지진시	3330.555	9802.962	12478.441	0.00385344	0.00349378	0.00162133

㉔ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	$\delta x_i(m)$	$\delta y_i(m)$	$P_{ni}(kN)$	$\Phi_i(kN)$	$M_{ti}(kN.m)$
1 열	0.00385	0.00726	1273.74	208.16	-73.96
2 열	0.00385	0.00475	833.04	208.16	-73.96
3 열	0.00385	0.00224	392.33	208.16	-73.96
4 열	0.00385	-0.00028	-48.37	208.16	-73.96
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00385	0.00726	1273.74	208.16	73.96

▷ 축방향 작용 인발력 (48.37 kN) ≤ 축방향 허용 인발력 (167.26 kN) ∴ 0.K

나. 말뚝머리 힌지시

구 분	Axx	Axy=Ayx	Aax=Axa	Ayy	Aya	Aaa
지진시	692459	0	0	2805835	0	8426273

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	3330.555	9802.962	12478.441	0.0048098	0.0034938	0.0014809

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

지진시	δ xi(m)	δ yi(m)	Pni(kN)	Phi(kN)	Mti(kN.m)
1 열	0.00481	0.00694	1216.48	208.16	0.00
2 열	0.00481	0.00464	813.95	208.16	0.00
3 열	0.00481	0.00235	411.42	208.16	0.00
4 열	0.00481	0.00005	8.89	208.16	0.00
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-
최대값	0.00481	0.00694	1216.48	208.16	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	-1.199	0.00481	73.96	0.00385

라. 말뚝 본체 설계

말뚝머리 고정	수평력	208.16	말뚝머리 힌지	수평력	208.16
	수직력	1273.74		수직력	1216.48
	모멘트	73.96		모멘트	1.20
	β	0.559630		β	0.559630

① 말뚝본체의 응력검토

구 분	말뚝머리 고정		말뚝머리 힌지	
	휨(Mpa)	전단(Mpa)	휨(Mpa)	전단(Mpa)
작용 응력	134.9	31.7	93.1	31.7
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 수직지압응력 검토

$$f_{cv} = \frac{4 \times P_{max}}{\pi \times D^2} = \frac{4 \times 1273.74}{\pi \times 0.609^2} = 4.373 \text{ MPa} < f_{ca} = 9.975 \text{ MPa} - 0.K -$$

$$f_{ca} = 1.33 \times (0.25 \times f_{ck}) = 9.98 \text{ MPa}$$

b) 콘크리트의 압발전단응력 검토

$$\tau_v = \frac{P_{max}}{\pi (D + h) h} = \frac{1273.737}{\pi (0.609 + 1.400) \times 1.400} = 0.144 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.330 \text{ MPa} - 0.K -$$

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

$$f_{ch} = \frac{H_{max}}{D * L} = \frac{208.160}{0.609 \times 0.100} = 3.418 \text{ MPa} < f_{ca} = 9.975 \text{ MPa} - \text{O.K.} -$$

d) 콘크리트의 수평방향의 압발전단응력 검토

$$\tau_h = \frac{H_{max}}{h' (2L + D + 2h')} = \frac{208.160}{0.800 (2 \times 0.100 + 0.609 + 2 \times 0.800)} = 0.108 \text{ MPa} < \tau_{a3} = 1.330 \text{ MPa} - \text{O.K.} -$$

e) 편칭전단 검토

- 기초의 유효깊이 = 1400.0 mm , $b_p = \pi \times (\text{유효깊이} + \text{말뚝직경}) = 6311.5 \text{ mm}$

$$\Phi S_n = \Phi v (1.06 \sqrt{f_{ck}} \times b_p \times d) = 0.8 \times (1.06 \times \sqrt{30} \times 6311.5 \times 1400.0) / 1000$$

$$= 38589.980 \text{ kN} \geq 1273.737 \text{ kN} - \text{O.K.} -$$

(2) 극한하중 재하시

가. 말뚝머리 고정시

㉔ 교축방향 외력(극한하중) 및 말뚝 변위-말뚝머리고정

구 분	Ho(kN)	Vo(kN)	Mo(kN.m)	$\delta x(m)$	$\delta y(m)$	$\alpha(rad)$
지진시	3330.555	9802.962	12478.44	0.00385	0.00349	0.00162

㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1273.737	208.160
2 열	833.036	208.160
3 열	392.335	208.160
4 열	-48.366	208.160
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1273.737	208.160

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	3330.555093	9802.962	12478.44149	0.00481	0.00349	0.00148

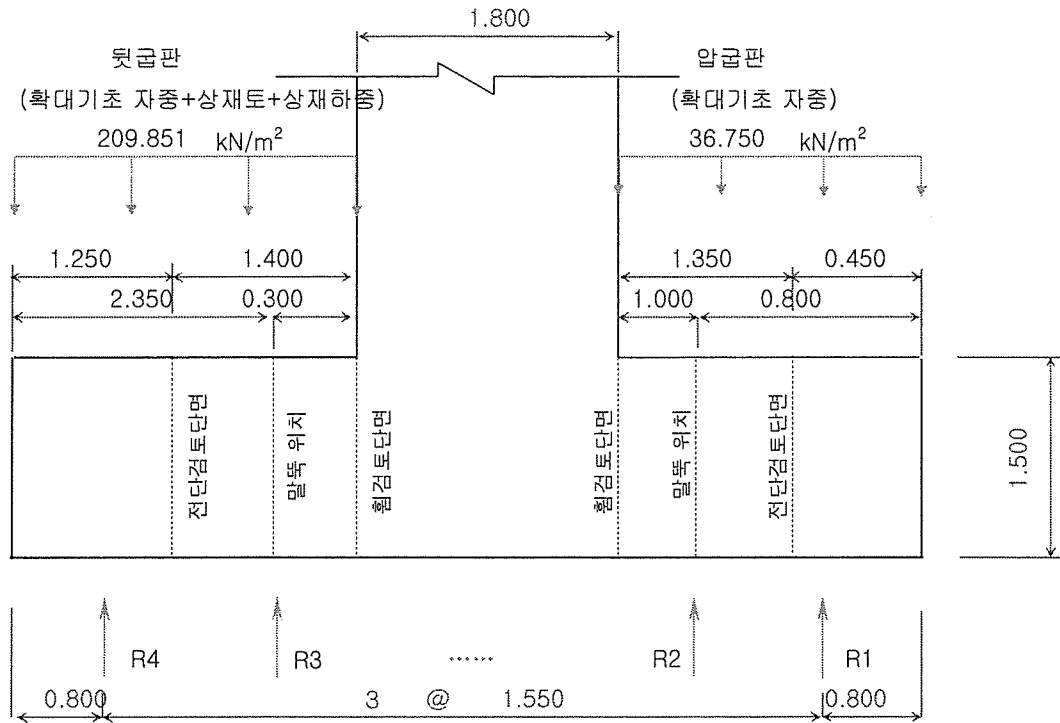
㉕ 외력에 의한 말뚝의 분력(본당)

구 분	지진시	
	Pni	Phi
1 열	1216.481	208.160
2 열	813.950	208.160
3 열	411.420	208.160
4 열	8.890	208.160
-	-	-
-	-	-
-	-	-
최대값	1216.481	208.160

다. 확대기초용 반력(kN)

구 분	지진시	
	극한하중	사용하중
1 열	1273.737	1273.737
2 열	833.036	833.036
3 열	392.335	392.335
4 열	-48.366	-48.366
-	-	-
-	-	-
-	-	-

6.5 기초 단면검토



가. 말뚝 반력 집계

- 극한하중 재하시

구 분	상 시		지진시	적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	1136.031	1328.731	1273.737	1328.731	MAX
2 열	1032.208	1010.178	833.036	1032.208	MAX
3 열	928.385	691.625	392.335	928.385	MAX
4 열	824.561	373.073	-48.366	-48.366	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN
-	-	-	-	-	MIN

- 사용하중 재하시

구 분	상 시			적 용	비 고
	축력최대시	모멘트최대시			
1 열	869.089	910.564		910.564	MAX
2 열	698.153	711.978		711.978	MAX
3 열	527.217	513.392		527.217	MAX
4 열	356.282	314.806		314.806	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN
-	-	-		-	MIN

나. 앞굽판 단면력 산정 (철도설계기준 P507)

① 검토위치에서 고정하중(기초)에 의한 단면력

- ◎ $q_d =$ = 36.750 kN/m
- ◎ 검토위치에 대한 모멘트, $M = q_d \times L^2 \div 2$
 $= 36.75 \times 1.80^2 \div 2 = 59.535 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- ◎ 검토위치에 대한 전단력, $S_i = q_d \times L$
 $= 36.75 \times 1.80 = 66.150 \text{ kN/m}$
- ◎ 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	
1,328.731	1,032.208	-	850.388	-	-	1.35

◎ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	850.388	- 80.372	770.016

◎ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R1	R2	R3			
850.388	-	-	850.388	- 89.303	761.086

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

◎ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R1	R2	R3	R1	R2	R3	
910.564	711.978	-	582.761	-	-	1.00

◎ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.000	-	-	582.761	- 59.535	523.226

다. 뒷굽판 단면력 산정

① 검토위치에서 고정하중(기초, 상재토)에 의한 단면력(하중계수 제외)

- ◎ $q_d =$ = 209.851 kN/m
- ◎ 검토위치에 대한 모멘트, $M = q_d \times L^2 \div 2$
 $= 209.85 \times 2.65^2 \div 2 = 736.839 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$
- ◎ 검토위치에 대한 전단력, $S_i = q_d \times L$
 $= 209.85 \times 2.65 = 556.11 \text{ kN/m}$
- ◎ 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		
R4	R3	R2	R4	R3	R2			
- 48.366	928.385	-	- 30.954	594.166	-	1.35	1.60	1.40

◎ 계수모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	계수 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	120.984	-1,114.288	-993.303

◎ 계수전단력 산정

전단력 계산시 말뚝반력			$\sum R_i$	기초 및 상재토	계수 전단력
R4	R3	R2			
- 30.954	594.166	-	563.212	-840.972	-277.760

③ 사용하중에 의한 말뚝반력

◎ 본당 반력

본 당 반 력			단위폭당 반력			하중계수
R4	R3	R2	R4	R3	R2	
314.806	527.217	-	201.476	337.419	-	1.00

◎ 사용모멘트 산정

검토위치에 대한 거리			$\sum R_i d_i$	기초 및 상재토	사용 모멘트
d1	d2	d3			
1.850	0.300	-	473.956	-736.839	-262.883

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	993.303	277.760	262.883

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 1.554]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 48.577 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06928 > 0.004 - \text{O.K.}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 1993.095 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 56033.87 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4900.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2657.46 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 49.391 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1533.256 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$\phi M_n > M_u (= 993.303 \text{ kN} \cdot \text{m})$ [사용률 = 1.544] $\therefore \text{O.K!!}$

나) 전단검토

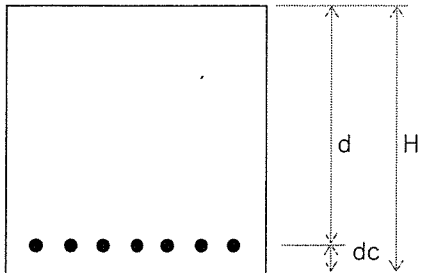
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1400.00 / 1000 = 1086.32 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1086.32 > V_u = 277.760 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30 \text{ Mpa} & f_y &= 400 \text{ MPa}, \\ H &= 1500.00 \text{ mm}, & B &= 1000.00 \text{ mm}, \\ d &= 1400.00 \text{ mm}, & d_c &= 100.00 \text{ mm}, \\ M_o &= 262.883 \text{ kN} \cdot \text{m}, & A_s &= 3096.800 \text{ mm}^2 \\ N &= 8 & n &= 7 \end{aligned}$$

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 225.64 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 64.077 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 64.077 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 983.19 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 983 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

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

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 3096.800 = 619.360 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \text{ O.K!!}$$

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	770.016	761.086	523.226

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	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) = 3096.800 mm² [사용률 1.936]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 48.577 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06670 > 0.004 \text{ - O.K.}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 1599.254 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 54032.66 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4725.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2132.34 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 49.391 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1477.513 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$\Phi M_n > M_u (= 770.016 \text{ kN} \cdot \text{m})$ [사용률 = 1.919] $\therefore \text{O.K!!}$

나) 전단검토

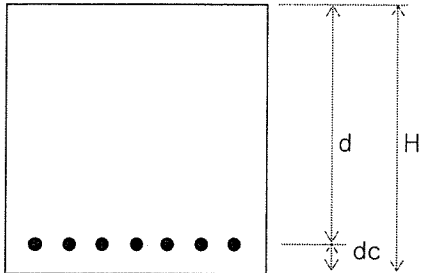
$$\phi V_c = \phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1350.00 / 1000 = 1047.52 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 1047.52 > V_u = 761.086 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 1500.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 1350.00 \text{ mm}, \quad d_c = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 523.226 \text{ kN}\cdot\text{m}, \quad A_s = 3096.800 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 221.22 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 132.384 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 132.384 \text{ MPa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 372.36 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 372 \text{ mm O.K!!}$$

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)

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

$$0.2 \times \text{사용주철근} = 0.2 \times 3096.800 = 619.360 \text{ mm}^2 < 2648.000 \text{ mm}^2 \text{ O.K!!}$$

■ 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

$$\text{곡선반경 : } R = 2.400 \quad L = 40.000 \quad V = 200 \text{ km/hr}$$

$$e_{\max} = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{200^2 \times 0.659}{127 \times 2.400} = 0.086$$

$$f = 1 - \left[\frac{V - 120}{1000} \times \frac{814}{V} \right] \times (1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}}) = 0.659$$

$$\text{상부반력 } (P_L) = 865.761 \text{ kN (충격 제외)}$$

$$P_c = 865.76 \times 0.086 = 74.455 \text{ kN}$$

$$M_c = 74.455 \times 5.420 = 403.546 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 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	403.546	5.780	1.700	118.690	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	118.690	↓

③ 적용하중

$$\begin{aligned} H_{Lf} &= 74.455 / 3 \text{ shoe} \\ &= 24.818 \text{ kN} \\ P_{Lf} &= 118.690 \text{ kN} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} P_E &= 726.390 \text{ kN} \\ M_c &= 726.390 \times 0.400 = 290.556 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

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	290.556	5.780	1.700	85.458	↑
G2			0.000	0.000	-
G3			1.700	85.458	↓

$$H_E = 243.085 \text{ kN}$$

$$R_E = 85.458 \text{ kN}$$

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$$\sum R_d = 2808.453 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 968.408 \text{ kN}$$

나) 활하중

▣ 상시

$$\sum R_L = 1771.967 \text{ kN}$$

$$R_{L1} = 865.761 \text{ kN}$$

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)

$$H_E = 881.011 \text{ kN}$$

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) 반침용량 검토

구 분		작용력		R (교대)
		수직하중	수평하중	
		P (kN)	H (kN)	
교직 방향	상시	2144.135	78.878	0.80
	지진시	1919.627	243.085	
교축 방향	상시	1834.169	195.000	0.80
	지진시	1834.169	881.011	

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	2144.135	78.878	1588.248	58.428	1.35
	지진시	1919.627	243.085	1371.162	173.632	1.40
교축 방향	상시	1834.169	195.000	1467.335	156.000	1.25
	지진시	1834.169	881.011	1310.121	629.294	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

- 규격: 365 × 519 mm
- 높이: 183 mm
- 사각: 90°

2) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

< 618 mm - O.K. -

3) 최소받침 지지거리

가) 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

where, N : 최소받침 지지길이(mm)

L: 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H: 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이.

단경간교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 ($^{\circ}$)

$$N = (200 + 1.67 \times 24.90 + 6.66 \times 3.50) \times (1 + 0.000125 \times 0.0) = 264.89$$

나) 연단 거리에 대한 검토

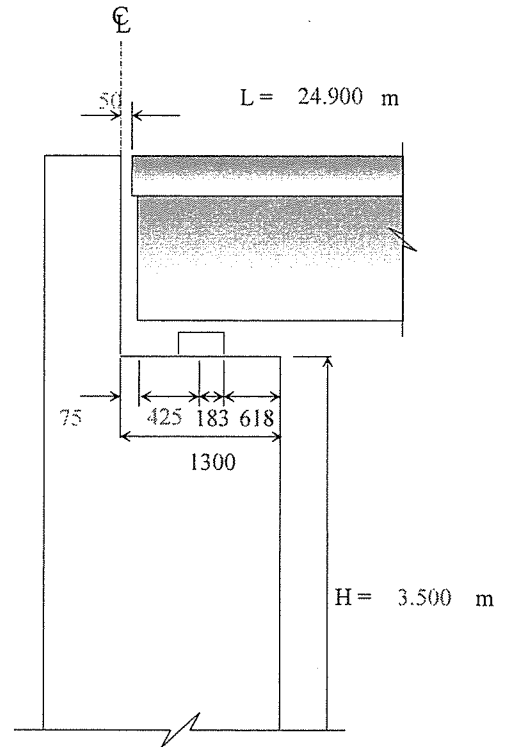
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 182.5 / 2 = 91.25 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 324.50 \text{ mm}$$

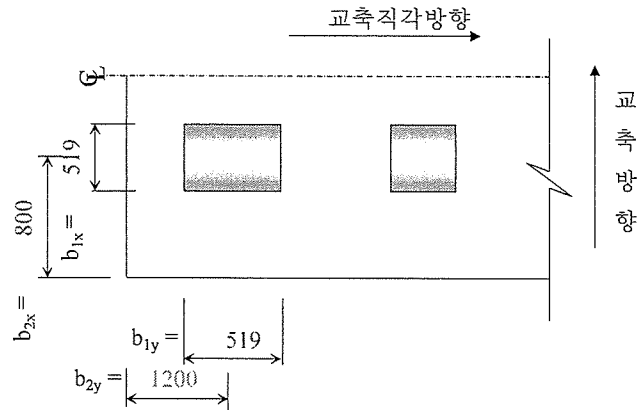
$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 91.25 + 324.50 = 840.75 \text{ mm}$$

$$\therefore \text{Max (N, } \sum S) = 840.75 \text{ mm} < 1225.00 \quad \text{- O.K. -}$$



4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에 대한 보강



$$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 2595.0 \text{ mm}$$

$$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1200 = 2400.0 < 5 \times b_{1y} = 2595.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1600) \times 1467335.2 / 180$$

$$= 1376.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx1(\text{지진시})} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1600) \times 1310120.7 / 180$$

$$= 1229.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 2400) \times 1588248.1 / 180$$

$$= 1728.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy1(\text{지진시})} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 2400) \times 1371161.891 / 180$$

$$= 1492.6 \text{ mm}^2$$

나) 수평하중에 대한 보강

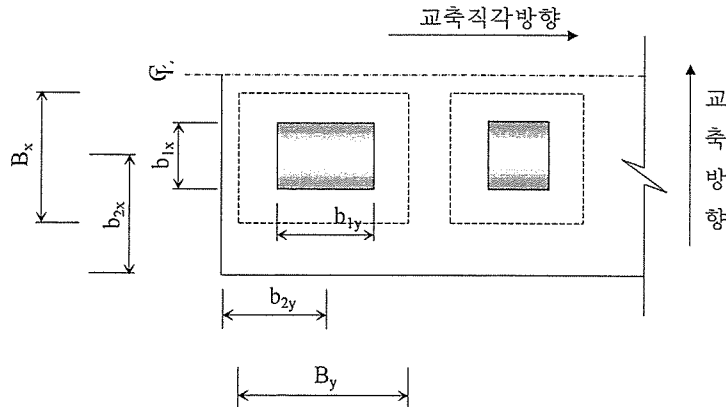
$$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 156000 / 180 = 866.7 \text{ mm}^2 - \text{상시}$$

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 629294 / 180 = 3496.1 \text{ mm}^2 - \text{지진시}$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 58428 / 180 = 324.6 \text{ mm}^2 - \text{상시}$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 173632 / 180 = 964.6 \text{ mm}^2 - \text{지진시}$$

다) 철근 보강 범위



■ 교축직각방향

$$B_x = b_{1x} + b_{2y} = 519 + 1200 = 1719.0 \text{ mm}$$

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 800.0 mm 가 $B_x/2 = 859.5 \text{ mm}$ 보다 작으므로 보강 필요.

$$B_x = b_{2x} + (b_{1x} + b_{2y}) / 2 = 800 + (519 + 1200) / 2 = 1659.5 \text{ mm}$$

■ 교축방향

$$B_y = b_{1y} + b_{2x} = 519 + 800 = 1319.0 \text{ mm}$$

라) 철근량 산정

■ 교축직각방향

$$A_{sy}(\text{상시}) = A_{sy1} + A_{sy2} = 1728.900 + 324.601 = 2053.501 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy}(\text{지진시}) = A_{sy1} + A_{sy2} = 1492.600 + 964.623 = 2457.223 \text{ mm}^2$$

$$B_y = 1319.0 \text{ mm 범위내 (CTC 125)}$$

$$\text{Use } A_{sy} = H 16 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972.000 \text{ mm}^2 > 2457.223 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

■ 교축방향

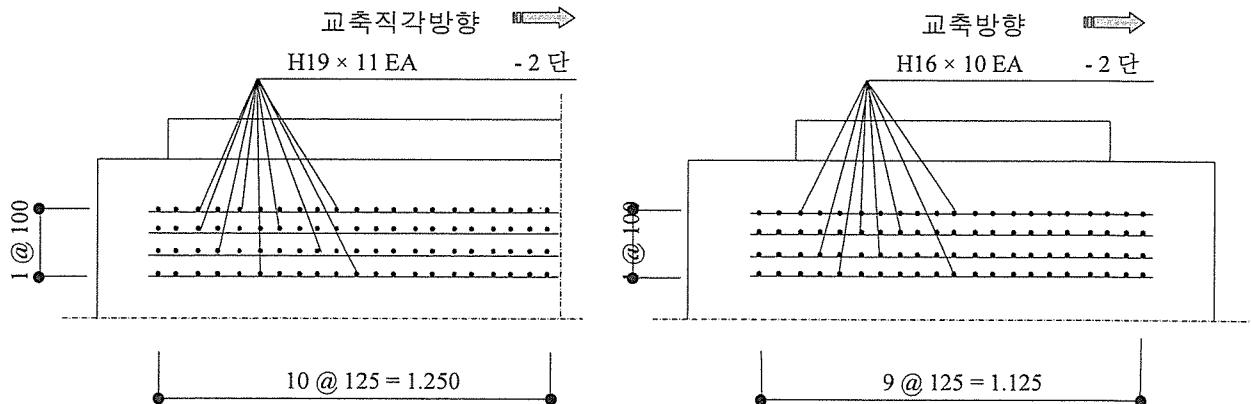
$$A_{sx}(\text{상시}) = A_{sx1} + A_{sx2} = 1376.900 + 866.667 = 2243.567 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx}(\text{지진시}) = A_{sx1} + A_{sx2} = 1229.400 + 3496.075 = 4725.475 \text{ mm}^2$$

$$B_x = 1659.5 \text{ mm 범위내 (CTC 125)}$$

$$\text{Use } A_{sx} = H 19 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 6303.000 \text{ mm}^2 > 4725.475 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{173632.1}{180} = 964.62 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = \frac{H}{16} \times \frac{11 \text{ EA}}{125} \times 1 \text{ ea} = 2184.600 \text{ mm}^2 > 964.623 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

(CTC 125)

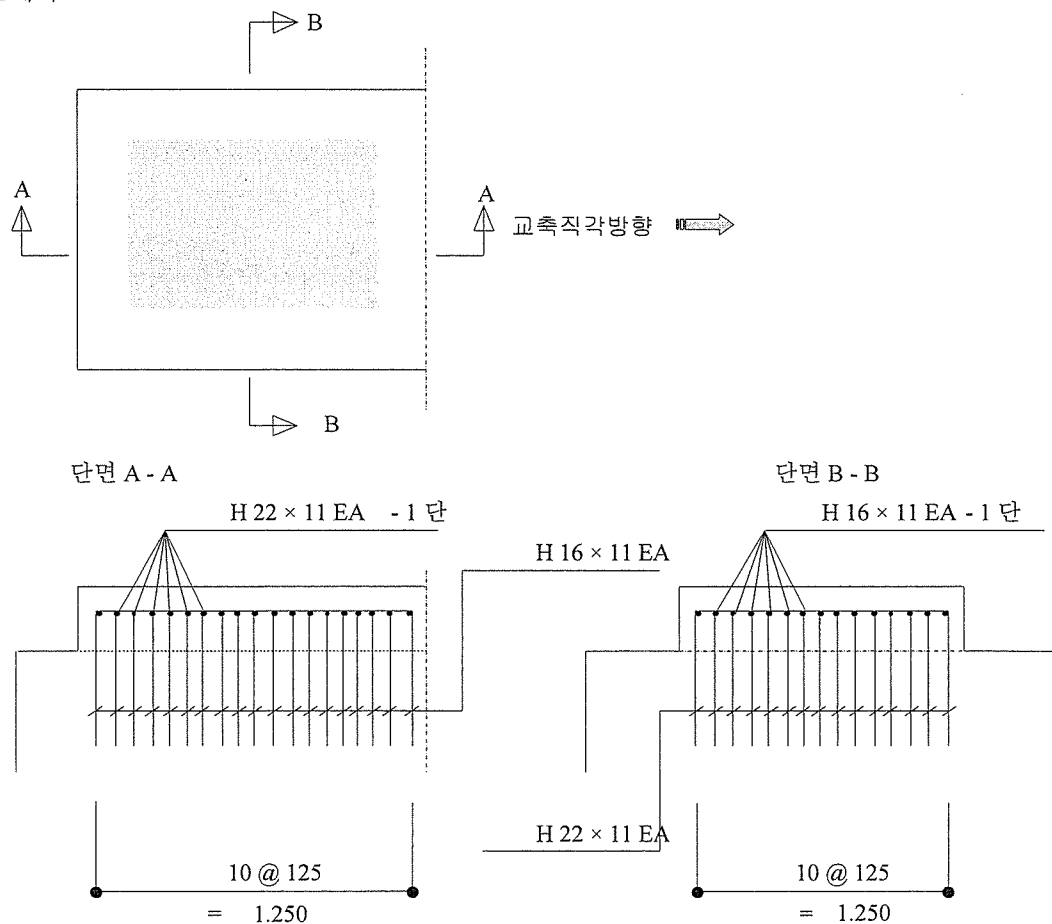
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{629293.6}{180} = 3496.08 \text{ mm}^2$$

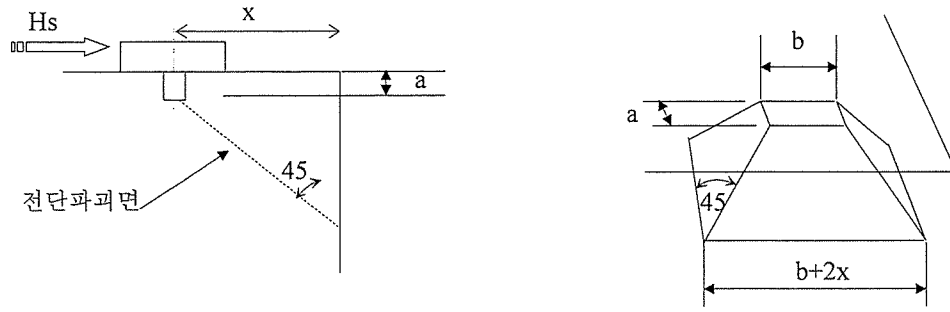
$$\text{Use } A_{sx} = \frac{H}{22} \times \frac{11 \text{ EA}}{125} \times 1 \text{ ea} = 4258.100 \text{ mm}^2 > 3496.075 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토



가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{173632}{4953707} = 0.035 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 4953707 \text{ mm}^2$$

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} = 0.70 \text{ MPa}$
 A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)
 H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N) = 173632 N
 X : 1200 mm
 a : 0 mm
 b : 519 mm

나) 교축방향

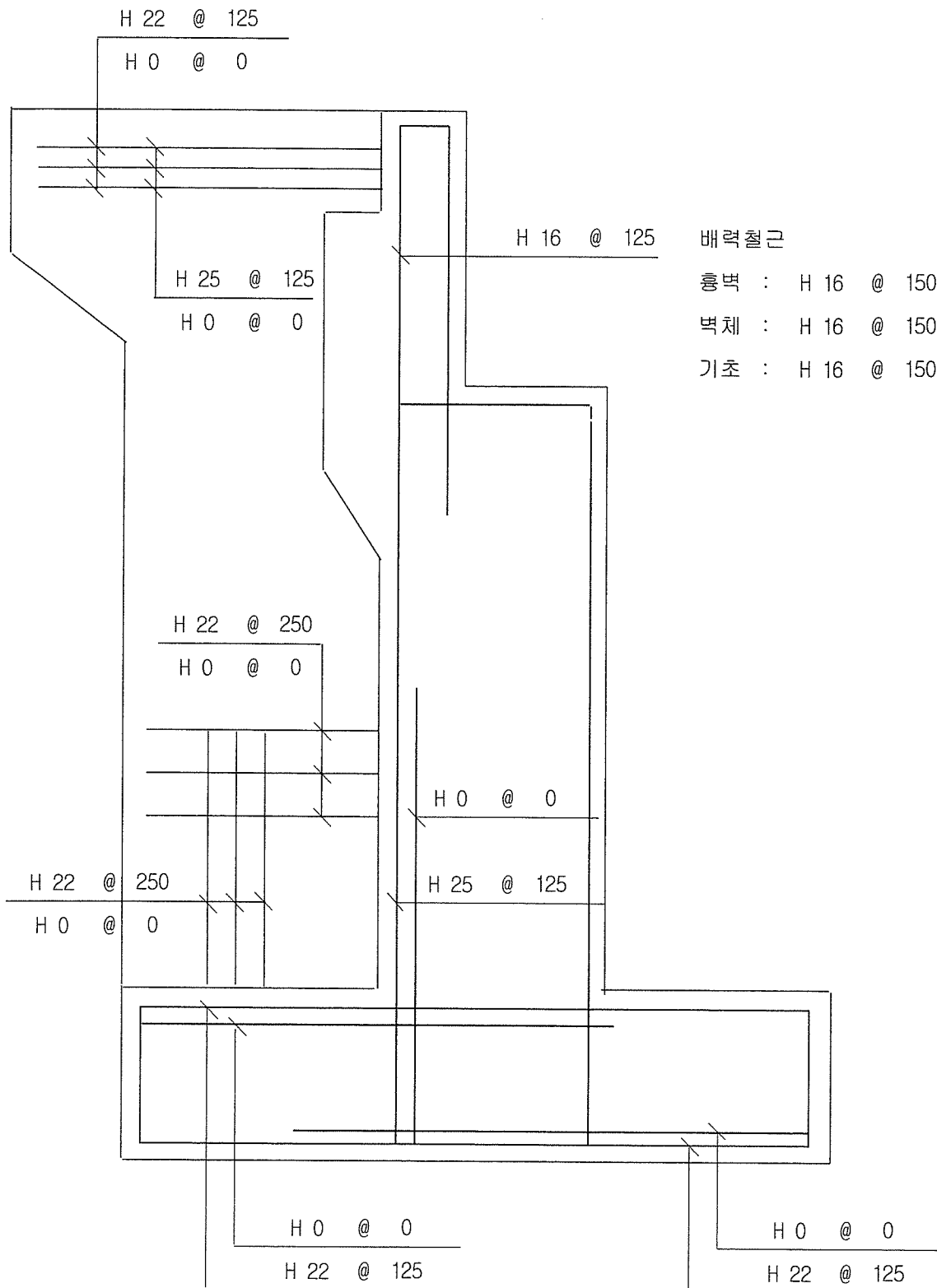
$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{629294}{2397375} = 0.69 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \quad \text{---- - O.K -}$$

$$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2397375 \text{ mm}^2$$

V : 전단응력 (MPa) $V_{sa} = 0.70 \text{ MPa}$
 A_r : 수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm²)
 H_s : 받침에 작용하는 수평력 (N) = 629294 N
 X : 800 mm
 a : 0 mm
 b : 519 mm

8. 주철근 조립도

탐리제2교 교대 A2



2.3 교각공

2.3.1 P1(P2)

1. 설 계 조 건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; PSC BEAM + PSC BEAM
 평면선형 R = 2,400 설계지간 L = 24,000 m
 평면선형 R = 2,400 설계지간 L = 24,000 m
- 2) 교각형식 ; T형교각 (H = 15.000 M)
- 3) 기초형식 ; 직접기초 (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

- 1) 고정하중
 철근콘크리트 단위중량 : 24.5 kN/m³
- 2) 활 하 중 : KRL2012 (단 선)
 충격계수 i (%) ;
 PSC BEAM = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.126$ (시점측)
 PSC BEAM = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc - 0.2}} - 0.18 = 0.126$ (중점측)
- 3) 풍 하 중
 교량상에 열차가 있을때 W = 1.5 kN/m'
 교량상에 열차가 없을때 W = 3.0 kN/m'
 원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 0.6 배로 한다.
- 4) 종 하 중 (충격은 고려하지 않음)
 ① KL2012
 제동하중 : $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$
 시동하중 : $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 10000\text{kN}$
 ②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - $f_0 = \pm 3 L$
 레일 신축이음장치가 있는 경우 - $f_0 = \pm 500$
- 5) 원 심 하 중
 충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 6) 차 량 횡 하 중
 레일윗면에 교축직각방향으로 0 kN 으로 정한다.
 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.
- 7) 지진하중
 가속도계수 $K_h = 0.154$ (구역계수 0.11 × 위험도계수 1.4)
 지반 계수 S = 1.2

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

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

허용지력에 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

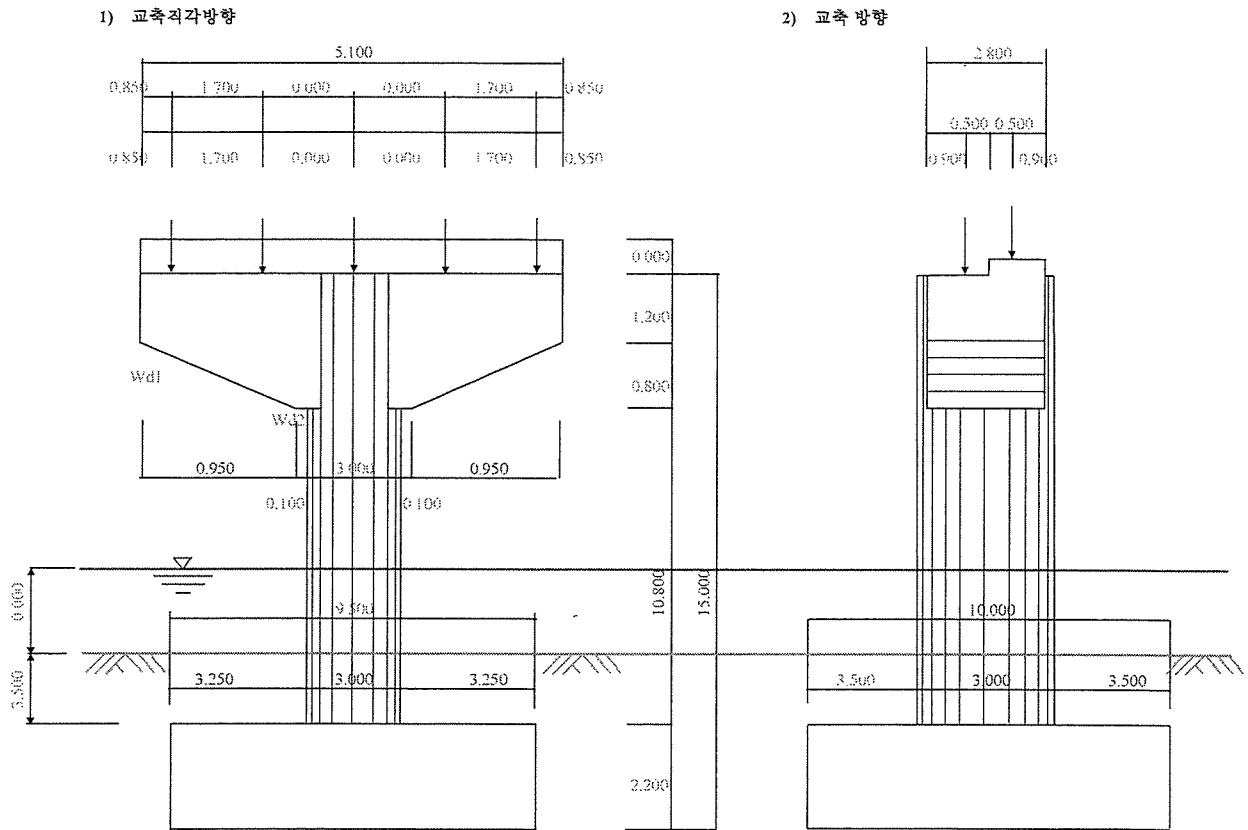
$\Phi_b = 2/3 \times 42.39 = 28.260$	흙과 콘크리트
$\tan \Phi_b = 0.538$	
$\tan \Phi_b = 0.600$	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

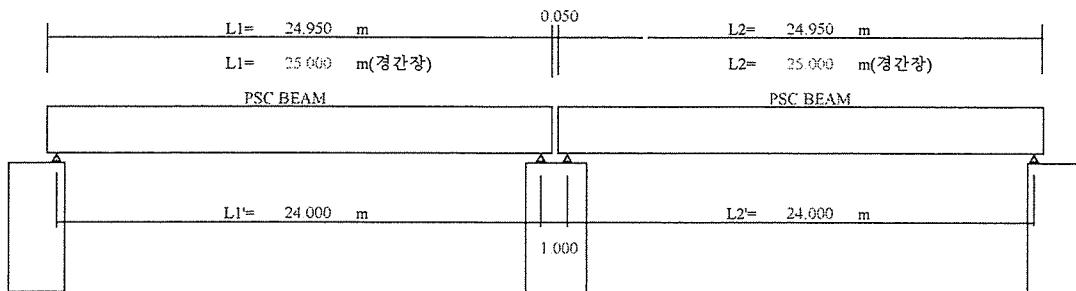
- ▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- ▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- ▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면 가정 P1(P2)

1.1 교각 단면 제원

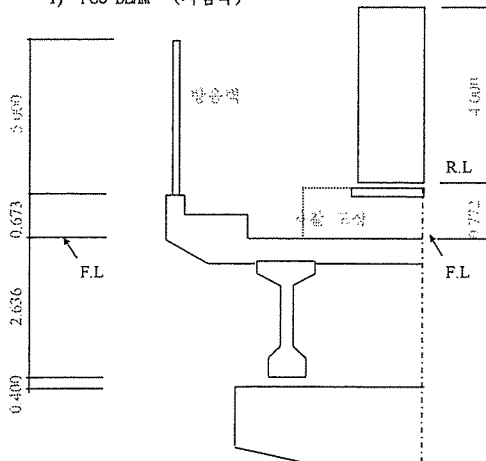


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정

1) PSC BEAM (시점측)



- ▶ 원심하중 = KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용
= 5.608 M
- ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
= 3.808 M
- ▶ 풍하중(열차비재하) = 4.5545 M
- ▶ 풍하중(열차재하) = 4.5545 M
- ▶ 지진하중(고정하중) = 1.718 M

- | | | | |
|--------------|---|-------------|---|
| ▶ 원심하중 | = | 5.608 | M |
| ▶ 차량 횡하중 | = | (레일상단에서 작용) | |
| | = | 3.808 | M |
| ▶ 풍하중(열차비재하) | = | 4.5545 | M |
| 풍하중(열차재하) | = | 4.5545 | M |
| ▶ 지진하중(고정하중) | = | 1.718 | M |

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		Σ
고정하중 반력(KN)	PSC BEAM	968.00		878.00		961.00		2807.00
	PSC BEAM	968.00		878.00		961.00		2807.00
계		1936.00	0.00	1756.00	0.00	1922.00		5614.00

▣ 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 동 ; $Pc = \pi / 4 \times 3.000^2 \times 24.500$
 $\times 10.800 = 1870.347 \text{ kN}$

- 기 초 ; $Wf1 = 2.200 \times 10.000 \times 24.500 = 539.000 \text{ kN/m}$

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC BEAM(25m)

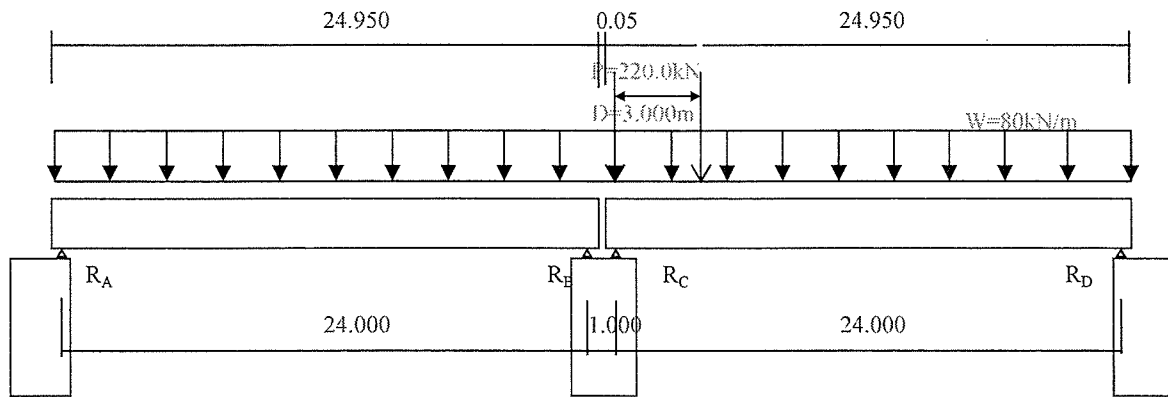
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.184	0.000	0.489	0.000	0.327		1.00
보도 하중 (단선)	0.950	0.000	0.232	0.000	-0.183		1.00

- PSC BEAM(25m)

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

▣ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned} R_A &= 998.000 \text{ KN} & , & & R_C &= 1410.500 \text{ KN} \\ R_B &= 998.000 \text{ KN} & , & & R_D &= 1025.500 \text{ KN} \end{aligned}$$

② 보도균집하중 재하시

$$\begin{aligned} \text{보도폭} &: b = 0.85 \text{ m} \\ \text{균집하중} &: W_m = 5.00 \text{ KN/m}^2 \\ W_b &= 0.85 \times 5.00 \times 24.95 \times 1/2 = 53.019 \text{ KN} \\ W_c &= 0.85 \times 5.00 \times 24.95 \times 1/2 = 53.019 \text{ KN} \end{aligned}$$

▣ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	234.00	0.00	500.32	0.00	316.64		1050.97
R_{LC}	309.90	0.00	702.03	0.00	451.53		1463.47
ΣR_L	543.90	0.00	1202.36	0.00	768.17		2514.43

▣ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	257.22	0.00	562.03	0.00	357.91		1177.16
R_{LC}	342.72	0.00	789.25	0.00	509.85		1641.82
ΣR_L	599.94	0.00	1351.28	0.00	867.76		2818.99

3) 차량 횡하중

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

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

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC BEAM

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

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

- PSC BEAM

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

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

4) 원심 하중

▣ 원심하중 계수 산정

$$\text{곡선반경 : } R = 2,400 \quad L = 24,000, \quad 24,000 \quad V = 250 \text{ km/hr}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 2400} = 0.106 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 2,400} = 0.106 \quad \dots c \text{ 지점}$$

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

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

가) 복선

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

$$P_{cb} = 0.00 \times 0.106 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 0.00 \times 0.106 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \text{ kN}$$

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

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

$$\sum M_c = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

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

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

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

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

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

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

- PSC BEAM

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

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

$$R_{pc1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times (-1.700) / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1050.97 kN , 지점c 1463.47 kN

$$P_{cb} = 1050.97 \times 0.106 = 111.402 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 1463.47 \times 0.106 = 155.127 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 266.529 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 111.402 \times 5.608 = 624.742 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 155.127 \times 5.608 = 869.952 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 1494.694 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

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

$$R_{pb1} = 624.742 \times 1.700 / 5.780 = 183.748 \text{ kN}$$

$$R_{pb2} = 624.742 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb3} = 624.742 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb4} = 624.742 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb5} = 624.742 \times (-1.700) / 5.780 = -183.748 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

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

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

$$R_{pc1} = 869.952 \times 1.700 / 5.780 = 255.868 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 869.952 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 869.952 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 869.952 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 869.952 \times (-1.700) / 5.780 = -255.868 \text{ kN}$$

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	×	3.000	×	0.6	=	5.400	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	8.309	×	12.475	=	310.964	kN
	Wn3c	=	3.000	×	8.309	×	12.475	=	310.964	kN
	Mn3b	=	310.964	×	4.5545	=	1416.286	kN·m		
	Mn3c	=	310.964	×	4.555	=	1416.286	kN·m		
	$\sum Mn3$	=					2832.572	kN·m		

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

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

Rnb1	=	1416.286	×	1.700	/	5.780	=	416.555	kN
Rnb2	=	1416.286	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb3	=	1416.286	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb4	=	1416.286	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnb5	=	1416.286	×	-1.700	/	5.780	=	-416.555	kN

- PSC BEAM

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

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

Rnc1	=	1416.29	×	1.700	/	5.780	=	416.555	kN
Rnc2	=	1416.29	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc3	=	1416.29	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc4	=	1416.29	×	0.000	/	5.780	=	0.000	kN
Rnc5	=	1416.29	×	-1.700	/	5.780	=	-416.555	kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned}
 \text{COPING} \quad Wt1 &= 1.500 \times 2.000 \times 2.800 = 8.400 \text{ kN} \\
 \text{기둥} \quad Wt2 &= 1.500 \times 3.000 \times 0.6 = 2.700 \text{ kN/m} \\
 \text{상부구조} \quad Wn3b &= 1.500 \times 7.408 \times 12.475 = 138.622 \text{ kN} \\
 &Wn3c = 1.500 \times 7.408 \times 12.475 = 138.622 \text{ kN} \\
 &Mn3b = 138.622 \times 4.5545 = 631.354 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 &Mn3c = 138.622 \times 4.555 = 631.354 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \Sigma \quad Mn3 &= 1262.708 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교각에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$\begin{aligned}
 Rti &= Mt3 \times xi / \Sigma xi^2 \\
 \Sigma xi^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 \\
 &= 5.780 \text{ m}^2 \\
 Rnb1 &= 631.354 \times 1.700 / 5.780 = 185.692 \text{ kN} \\
 Rnb2 &= 631.354 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnb3 &= 631.354 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnb3 &= 631.354 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnb3 &= 631.354 \times -1.700 / 5.780 = -185.692 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- PSC BEAM

$$\begin{aligned}
 Rti &= Mt3 \times xi / \Sigma xi^2 \\
 \Sigma xi^2 &= 1.700^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + 0.000^2 + -1.700^2 \\
 &= 5.780 \text{ m}^2 \\
 Rnc1 &= 631.354 \times 1.700 / 5.780 = 185.692 \text{ kN} \\
 Rnc2 &= 631.354 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnc3 &= 631.354 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnc4 &= 631.354 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN} \\
 Rnc5 &= 631.354 \times -1.700 / 5.780 = -185.692 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6) 유수압 ($P = K \times V^2 \times A$)

$$\begin{aligned}
 K &= 0.4 \quad (\text{원형}) \quad : \text{교각의 형상에 따라 정해지는 계수} \\
 V &= Q / A = 1400.00 / 720 \\
 &= 1.944 \text{ m/sec} \\
 A &= 0.000 \text{ m}^2 \quad : \text{교각의 연직투영면적} \\
 P &= 0.4 \times 1.944^2 \times 0.000 = 0 \text{ kN} \\
 H &= 0.6 \times \text{수심} = 0.6 \times 0.000 = 0 \text{ m}
 \end{aligned}$$

7) 충돌 하중

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

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

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

$$= 2.287 \text{ m/sec}$$

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

$$H = \text{수심} = 0 \text{ m}$$

■ 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	비고
시점측	H _{EB(교각)}	121.51		122.87		121.43	365.81	1.0교각+0.3교축
	H _{EB(교축)}	387.99		306.76		385.11	1079.85	0.3교각+1.0교축
종점측	H _{EC(교각)}	181.94		184.03		181.83	547.80	1.0교각+0.3교축
	H _{EC(교축)}	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교각+1.0교축

$$M_{eb(\text{교각})} = 365.813 \times 1.718 = 628.467 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교각})} = 547.797 \times 1.718 = 941.116 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

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

$$R_{Eb1} = 628.467 \times 1.700 / 5.780 = 184.843 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 628.467 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 628.467 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 628.467 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 628.467 \times (-1.700) / 5.780 = -184.843 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

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

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

$$R_{EC1} = 941.116 \times 1.700 / 5.780 = 276.799 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 941.116 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 941.116 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 941.116 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 941.116 \times -1.700 / 5.780 = -276.799 \text{ kN}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(\text{교직})}$	$M_{0E(\text{교직})}$	비 고
기둥하단	1,047.105	14,348.193	1.0교 직+0.3교 축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

■ 교각장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비 고
시점측	$H_{EB(\text{교직})}$	298.45		301.79		298.25	898.49	1.0교 직+0.3교 축
	$H_{EB(\text{교축})}$	952.96		753.43		945.87	2652.27	0.3교 직+1.0교 축
중점측	$H_{EC(\text{교직})}$	446.87		452.01		446.59	1345.47	1.0교 직+0.3교 축
	$H_{EC(\text{교축})}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교 직+1.0교 축

$$M_{eb(\text{교직})} = 898.489 \times 1.718 = 1543.604 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ec(\text{교직})} = 1345.467 \times 1.718 = 2311.512 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

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

$$R_{Eb1} = 1543.604 \times 1.700 / 5.780 = 454.001 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 1543.604 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 1543.604 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 1543.604 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 1543.604 \times -1.700 / 5.780 = -454.001 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

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

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

$$R_{EC1} = 2311.512 \times 1.700 / 5.780 = 679.856 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 2311.512 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 2311.512 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 2311.512 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 2311.512 \times (-1.700) / 5.780 = -679.856 \text{ kN}$$

$$P_E = 898.49 + 1345.467 = 2243.956 \text{ kN}$$

$$M_c = 2243.956 \times 1.718 = 3855.116 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{OE(\text{교직})}$	$M_{OE(\text{교직})}$	비고
기둥하단	2.571.837	35241.18	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 구간	우측 구간
고정하중	2807.000 kN	2807.000 kN
편심	0.500 m	-0.500 m

$$M_d = 2807 \times 0.500 + 2807 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 구간	우측 구간
활하중	단선재하시	1050.966 kN	1463.466 kN
	복선재하시	0.000 kN	0.000 kN
편심		0.500 m	-0.500 m

$$M_{L\text{단선}} = 1050.97 \times 0.500 + 1463.47 \times -0.500 = -206.250 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 구간	우측 구간
활하중	단선재하시	1177.162 kN	1641.823 kN
	복선재하시	0.000 kN	0.000 kN
편심		0.500 m	-0.500 m

$$M_{L\text{단선}} = 1177.16 \times 0.500 + 1641.82 \times -0.500 = -232.330 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍하중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

$$\begin{aligned} \text{COPING } W_{n1} &= 3.000 \times 1.200 \times 5.100 = 18.360 \text{ kN} \\ &3.000 \times 0.800 \times 4.150 = 9.960 \text{ kN} \\ &(18.360 + 9.960) / 5.100 = 5.553 \text{ kN/m} \\ \text{기둥 } W_{n2} &= 3.000 \times 3.000 \times 0.6 = 5.400 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned} \text{COPING } W_{n1} &= 1.500 \times 1.200 \times 5.100 = 9.180 \text{ kN} \\ &1.500 \times 0.800 \times 4.150 = 4.980 \text{ kN} \\ &(9.180 + 4.980) / 5.100 = 2.776 \text{ kN/m} \\ \text{기둥 } W_{t2} &= 1.500 \times 3.000 \times 0.6 = 2.700 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5) 제동하중 및 시동하중

▶ 고정슈에 작용하는 교축방향 수평하중

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

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μ_m ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

R_m ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

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

① KL2012

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

▶ 좌측구간 (A~B구간)

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

▶ 우측구간 (C~D구간)

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

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

▶ 좌측구간 (A~B구간)

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

▶ 우측구간 (C~D구간)

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

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

$$R_m = 2807.00 + 998.000 = 3805.000 \text{ kN}$$

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

$$= 500.00 - 285.375 \text{ (제동하중)}$$

$$= 825.00 - 285.375 \text{ (시동하중)}$$

$$= 214.63 < T/2 = 250.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= 539.63 > T/2 = 412.50 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 250.00 \text{ kN(제동하중)}, 539.63 \text{ kN(시동하중)}$$

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

$$R_m = 2807.00 + 1410.50 = 4217.500 \text{ kN}$$

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

$$= 632.625 > T/2 = 250.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 632.625 > T/2 = 412.500 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 250.000 \text{ kN(제동하중)}, 412.500 \text{ kN(시동하중)},$$

마) 설계수평력

$$T(\text{단선}) = T_f + T_m = 539.625 + 412.500 = 952.125 \text{ kN}$$

$$T(\text{복선}) = T_f + T_m = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

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

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

$$= 149.70 - 210.525$$

$$= -60.83 < T/2 = 74.85$$

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

▶ 우측구간 (C~D구간)

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

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

$$= 421.050 > T/2 = 74.850$$

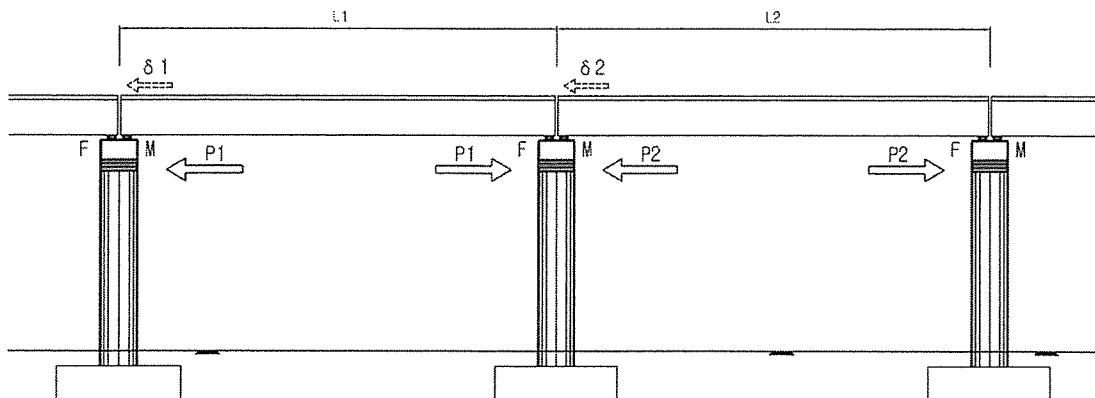
$$\therefore T_m = 74.85 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 74.850 + 74.850 = 149.700 \text{ kN}$$

7) 온도 하중

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

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



▶ 받침 마찰계수; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$T_{s1} = 2807.00 \times 0.150 = 421.050 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 2807.00 \times 0.150 = 421.050 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 3984.16 \times 0.150 = 597.624 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 4448.82 \times 0.150 = 667.323 \text{ kN}$$

다) 온도변화에 의한 수평력산정

$$\delta = \Delta t \times \alpha \times L$$

여기서 Δt : 온도변화

$\alpha 1$: 강합성교의 선팽창계수 (0.000012)

$\alpha 2$: 콘크리트교의 선팽창계수 (0.000010)

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

$$\therefore \delta 2 = 15 \times 0.00001 \times 24.000 = 0.0036 \text{ m}$$

▶ 등가수평력

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

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 563.095 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 3.976 m⁴

L: 12.800 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	421.050	563.095	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용
고정하중+열차하중+시제동하중	597.624	1102.720	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용

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

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 563.095 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 3.976 m⁴

L: 12.800 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	421.050	563.095	교좌장치마찰에 의한 수평력 적용
고정하중+열차하중+시제동하중	667.323	975.595	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	421.050	슈마찰력: MAX(Ts1, Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	254.823	슈마찰력: MAX(Ts1', Ts2')-시제동하중(순차적으로 가동)

8) 지진하중 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비고
기둥하단	1094.67	13466.91	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

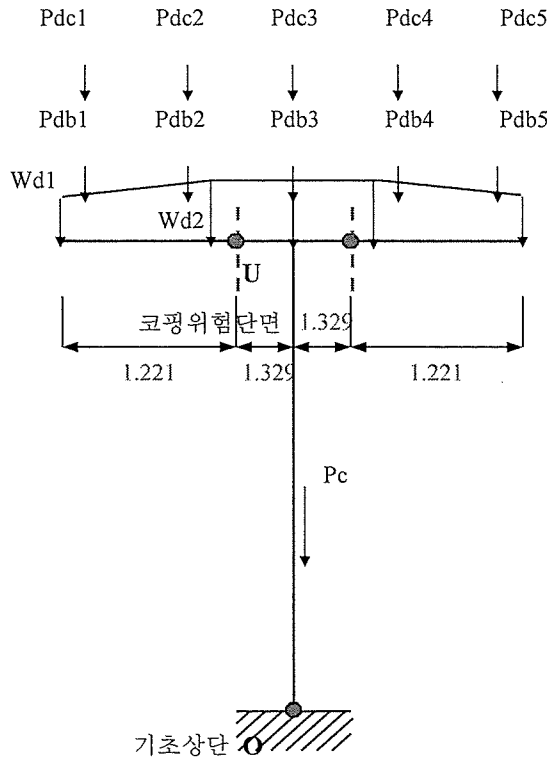
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비고
기둥하단	2688.65	33076.63	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

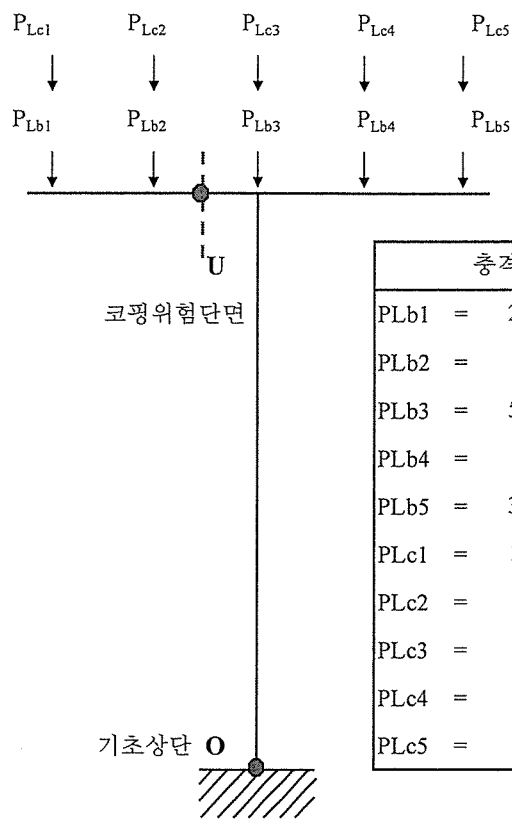
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	968.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	878.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	961.00	kN
Pdc1	=	968.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	878.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	961.00	kN
Wd1	=	82.320	kN/m
Wd2	=	137.200	kN/m
Pc	=	1870.347	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	968.000	0.371	968.000	358.799	1.700	968.000	1645.600
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	878.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	878.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	961.000	0.371	961.000	356.204	-1.700	961.000	-1633.700
Pcd1	968.000	0.371	968.000	358.799	1.700	968.000	1645.600
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	878.000	-1.329	0.000	0.000	0.000	878.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	961.000	0.371	961.000	356.204	-1.700	961.000	-1633.700
Wd1	109.76	0.587	104.272	61.24168571	0.000	208.544	0.000
Wd2	137.200	0.135	37.13449874	5.025404507	0.000	439.040	0.000
Pc	1870.347	-1.329	0.000	0	0.000	1870.347	0.000
합 계			2070.41	783.864		8131.931	23.800

2-2) 활 하중 (L.C 2-2): 단선



충격 미고려시		충격 고려시(모멘트)	
PLb1	= 234.000 kN	PLb1	= 257.220 kN
PLb2	= 0.000 kN	PLb2	= 0.000 kN
PLb3	= 500.322 kN	PLb3	= 562.032 kN
PLb4	= 0.000 kN	PLb4	= 0.000 kN
PLb5	= 316.644 kN	PLb5	= 357.910 kN
PLc1	= 309.90 kN	PLc1	= 342.72 kN
PLc2	= 0.00 kN	PLc2	= 0.00 kN
PLc3	= 702.03 kN	PLc3	= 789.25 kN
PLc4	= 0.00 kN	PLc4	= 0.00 kN
PLc5	= 451.53 kN	PLc5	= 509.85 kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	234.000	0.371	234.000	86.734	1.700	234.000	397.800
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	500.322	-1.329	0.000	0.000	0.000	500.322	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	316.644	0.371	316.644	117.367	-1.700	316.644	-538.294
PLc1	309.900	0.371	309.900	114.867	1.700	309.900	526.830
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	702.035	-1.329	0.000	0.000	0.000	702.035	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	451.531	0.371	451.531	167.364	-1.700	451.531	-767.603
합 계			768.175	284.731		2514.431	381.268

Moy= -206.250 kN·m

Ho= 0.000 kN

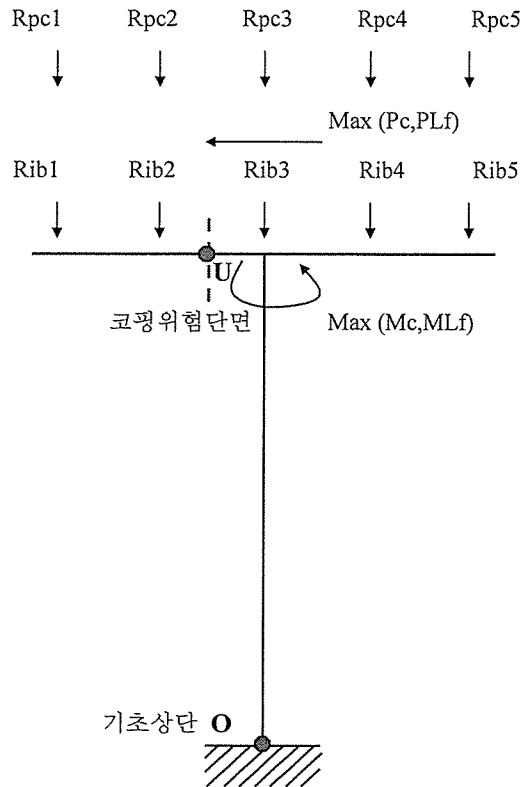
▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	257.220	0.371	257.220	95.341	1.700	257.220	437.274
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	562.032	-1.329	0.000	0.000	0.000	562.032	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	357.910	0.371	357.910	132.663	-1.700	357.910	-608.447
PLc1	342.718	0.371	342.718	127.032	1.700	342.718	582.620
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	789.251	-1.329	0.000	0.000	0.000	789.251	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	509.854	0.371	509.854	188.982	-1.700	509.854	-866.751
합 계			867.764	321.645		2818.985	455.305

Moy= -232.330 kN·m

Ho= 0.000 kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

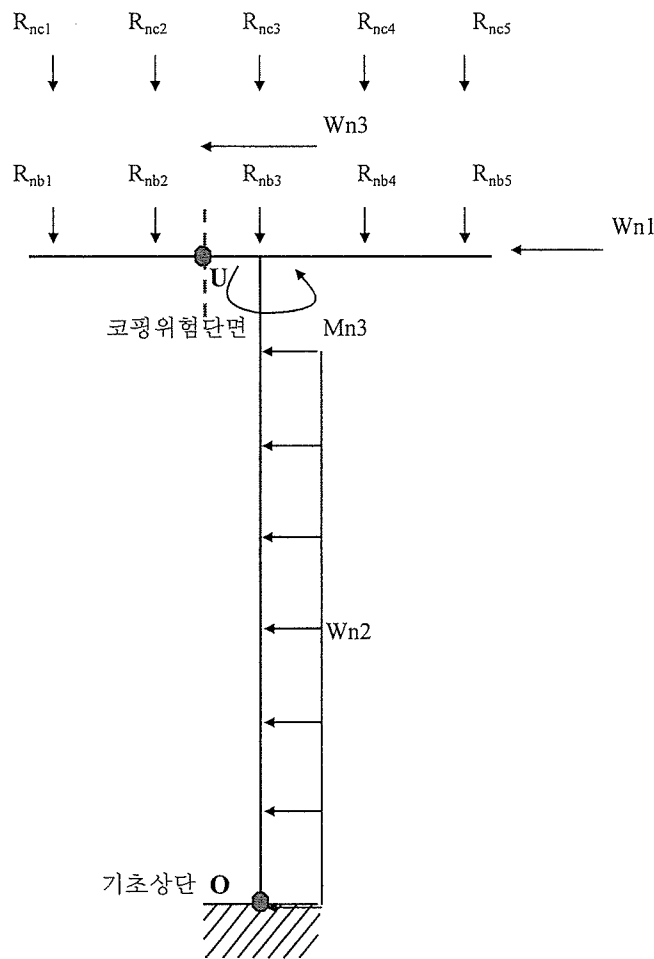
Pc	=	266.529	kN
Mc	=	1494.694	kN·m

Max (PLf, Pc)	=	266.529	kN
Max (MLf, Mc)	=	1494.694	kN·m

Rib1	=	183.748	kN
Rib2	=	0.000	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	0.000	kN
Rib5	=	-183.748	kN
Rpc1	=	255.868	kN
Rpc2	=	0.000	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	0.000	kN
Rpc5	=	-255.868	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	183.748	0.371	183.748	68.108	1.700	183.748	312.371
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.329	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	-183.748	0.371	-183.748	-68.108	-1.700	-183.748	312.371
Pcd1	255.868	0.371	255.868	94.840	1.700	255.868	434.976
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.329	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	-255.868	0.371	-255.868	-94.840	-1.700	-255.868	434.976
Pc	266.529	-	-	-	12.800	-	3411.571
합 계			439.616	162.948		0.000	4906.265

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

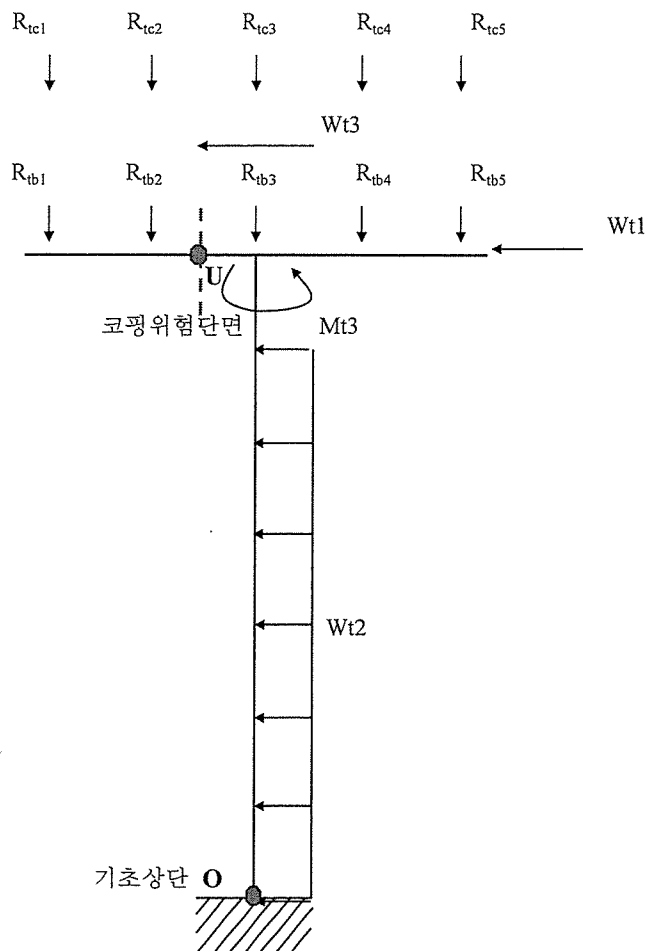


Wn1	=	16.800	kN
Wn2	=	5.400	kN/m
Wn3b	=	310.964	kN
Wn3c	=	310.964	kN
Mn3	=	2832.572	kN·m

Rnb1	=	416.555	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-416.555	kN
Rnc1	=	416.555	kN
Rnc2	=	0.000	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	0.000	kN
Rnc5	=	-416.555	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	416.555	0.371	416.555	154.400	1.700	416.555	708.143
Rnb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb3	0.000	-1.329	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	-416.555	0.371	-416.555	-154.400	-1.700	-416.555	708.143
Rnc1	416.555	0.371	416.555	154.400	1.700	416.555	708.143
Rnc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc3	0.000	-1.329	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	-416.555	0.371	-416.555	-154.400	-1.700	-416.555	708.143
Wn1	16.80	-	-	-	12.800	-	215.040
Wn2	58.32	-	-	-	5.400	-	314.928
Wn3	621.93	-	-	-	12.800	-	7960.678
합 계	697.048		833.109	308.800		0.000	11323.218

5) 풍 하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

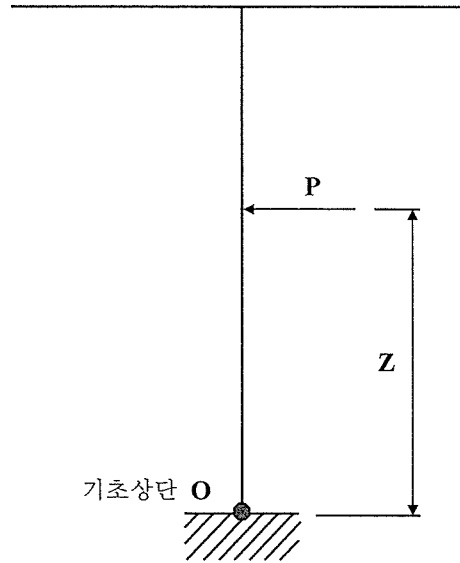


Wt1	=	8.400	kN
Wt2	=	2.700	kN/m
Wt3b	=	138.622	kN
Wt3c	=	138.622	kN
Mt3	=	631.354	kN·m

Rtb1	=	185.692	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-185.692	kN
Rtc1	=	185.692	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-185.692	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	185.692	0.371	185.692	68.829	1.700	185.692	315.677
Rtb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb3	0.000	-1.329	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	-185.692	0.371	-185.692	-68.829	-1.700	-185.692	315.677
Rtc1	185.692	0.371	185.692	68.829	1.700	185.692	315.677
Rtc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc3	0.000	-1.329	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	-185.692	0.371	-185.692	-68.829	-1.700	-185.692	315.677
Wt1	8.40	-	-	-	12.800	-	107.520
Wt2	29.16	-	-	-	5.400	-	157.464
Wn3	277.24	-	-	-	12.800	-	3548.723
합 계	314.804		371.385	137.657		0.000	5076.415

6) 유수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	3.500	m

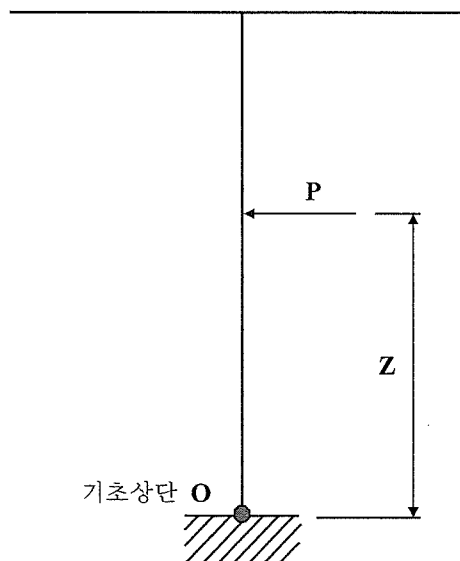
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 0.000 \times 3.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	5.300	m

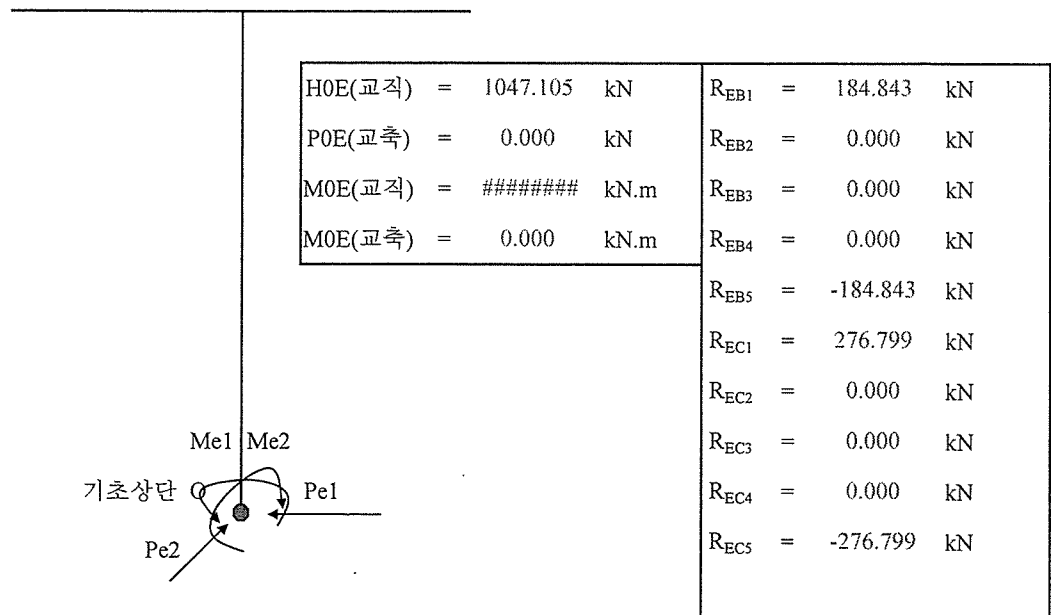
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 1000.000 \times 5.300 = 5300.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

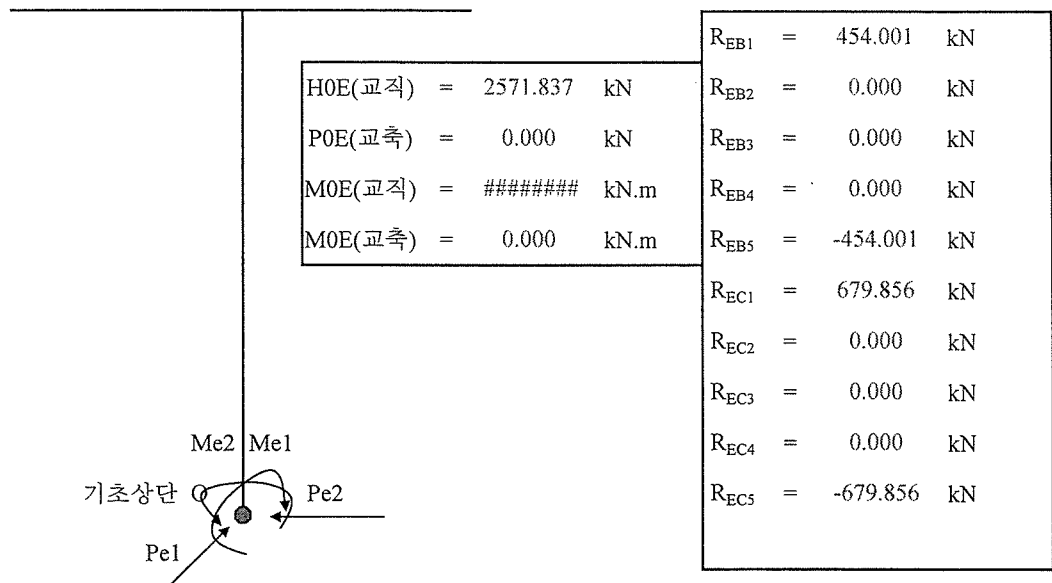
$$H_o = 1000.000 \text{ kN}$$

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



구 분	하 중	코킹(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	184.843	0.371	184.843	68.514	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-184.843	0.371	-184.843	-68.514	-	-	-
REC1	276.799	0.371	276.799	102.598	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-276.799	0.371	-276.799	-102.598	-	-	-
He1	1047.105	-	-	-	-	-	14348.193
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			461.642	171.112			

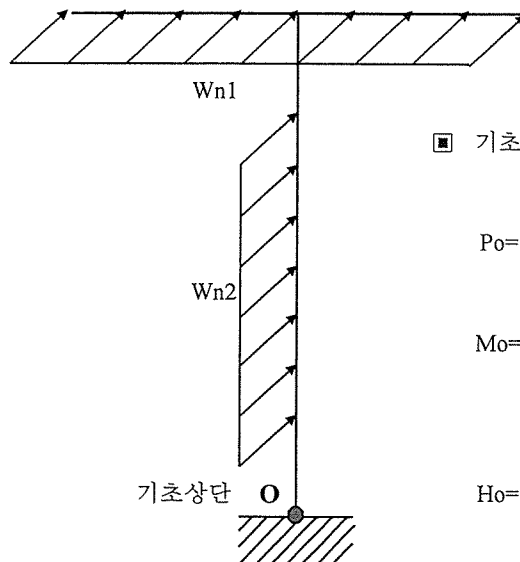
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



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	454.001	0.371	454.001	168.280	-	-	-
REB2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REB4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REB5	-454.001	0.371	-454.001	-168.280	-	-	-
REC1	679.856	0.371	679.856	251.995	-	-	-
REC2	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC3	0.000	-1.329	0.000	0.000	-	-	-
REC4	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-
REC5	-679.856	0.371	-679.856	-251.995	-	-	-
He1	2571.837	-	-	-	-	-	35241.176
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			1133.858	420.275			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



W_{n1}	=	5.553	kN/m
W_{n2}	=	5.400	kN/m

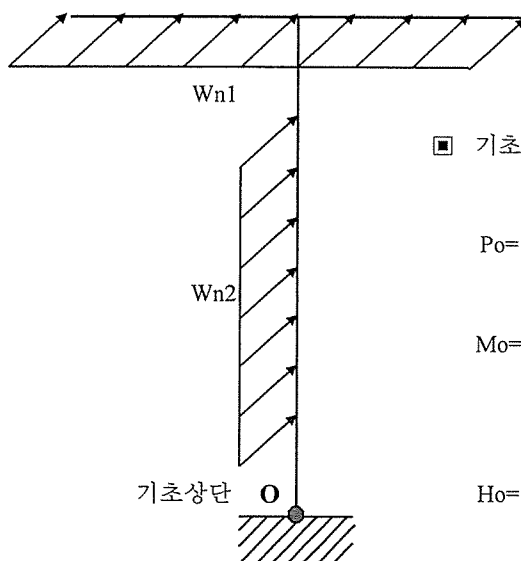
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 28.320 \times 11.800 + 58.320 \times 5.400 = 649.108 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 86.6403 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



W_{n1}	=	2.776	kN/m
W_{n2}	=	2.700	kN/m

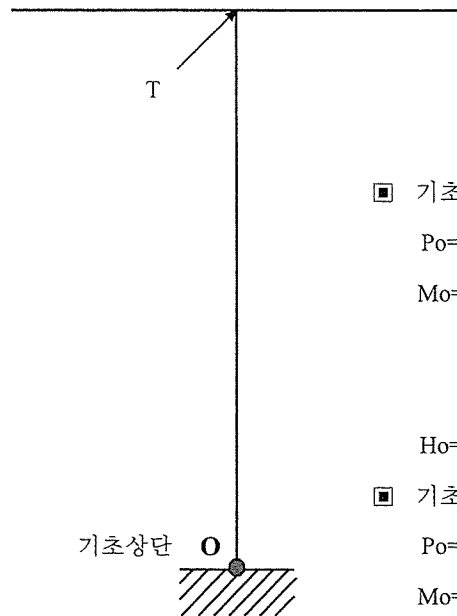
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 14.158 \times 11.800 + 29.160 \times 5.400 = 324.524 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 43.3176 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{m\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{f\text{단선}}$	=	539.625	kN
$T_{m\text{단선}}$	=	412.500	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 0.000 \times 13.200 + \\ &\quad 0.000 \times 13.200 \\ &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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

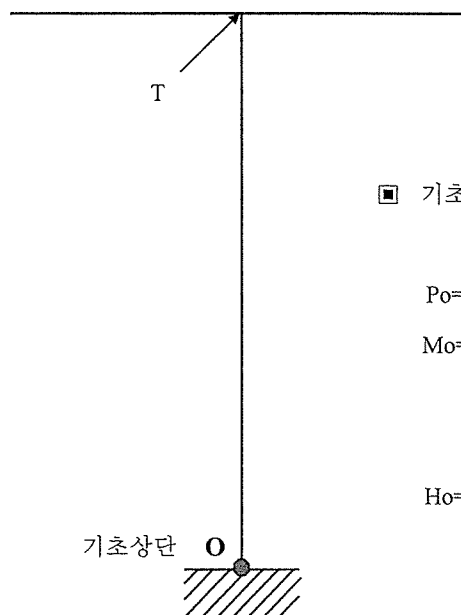
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 539.625 \times 13.200 + \\ &\quad 412.500 \times 13.200 \\ &= 12568.050 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 952.13 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	74.850	kN
T_m	=	74.850	kN

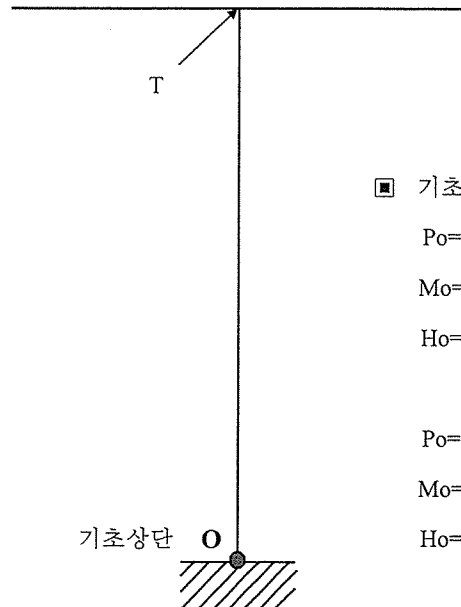
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$\begin{aligned} M_o &= 74.850 \times 13.200 + \\ &\quad 74.850 \times 13.200 \\ &= 1976.040 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 149.700 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	421.050	kN
시제동하중 작용시	=	254.823	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 421.050 \times 13.200 = 5557.860 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

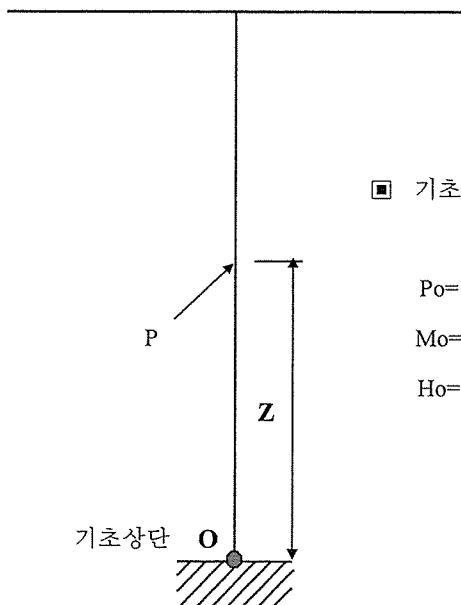
$$H_o = 421.050 \text{ kN}$$

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

$$M_o = 254.823 \times 13.200 = 3363.669 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 254.823 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	5.300	M

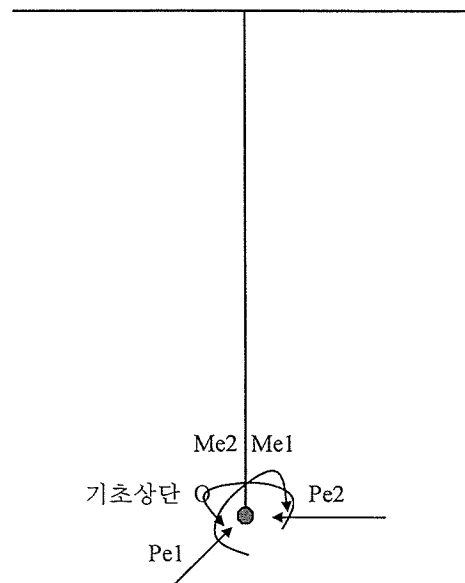
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 500.000 \times 5.300 = 2650.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

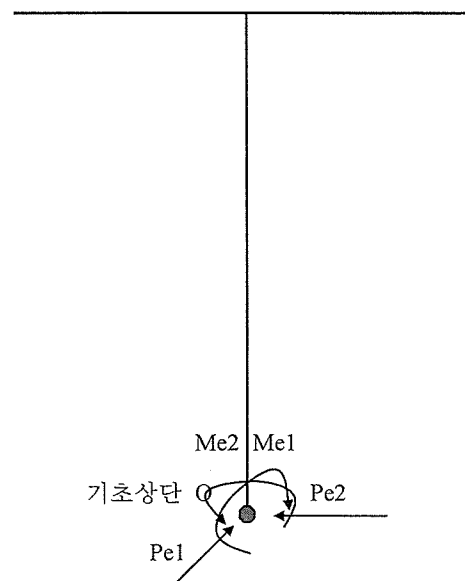
He1= 1094.665 kN·m

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= 2688.651 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		2,070	784	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	단선교량
		충격 고려시	-	-	단선교량
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	768	285	
		충격 고려시	868	322	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	단선교량
Load Case 3-2		단 선	440	163	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		833	309	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		371	138	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		462	171	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		1,134	420	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하 중 경 우	고정 하중 + 자 중	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	-	-	-	2,070	784	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	3,378	1,268	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	2,904	1,093	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	2,442	922	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	3,749	1,406	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,070	784	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,938	1,106	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	2,904	1,093	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하 중 경 우	고 정 하 중 + 자 중	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	-	-	-	2,795	1,058	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	4,994	1,873	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	3,313	1,254	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	5,404	2,030	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	2,795	1,058	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	4,625	1,737	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	3,920	1,475	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	3,296	1,244	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	5,105	1,914	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	2,795	1,058	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	4,010	1,509	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	3,484	1,311	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		3,216	1,208	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	3,888	1,458	지진시

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

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교직 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교직 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교 직 방 향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	8,132	24	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	2,514	381	206
			충격 고려시	-	-	2,819	455	232
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	267	-	-	4,906	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		697	-	-	11,323	-
교 직 방 향	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		315	-	-	5,076	-
	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	5,300	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		1,047	-	-	14,348	-
교 축 방 향	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		2,572	-	-	35,241	-
	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	87	-	-	649
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	43	-	-	325
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	952	-	-	12,568
	L.C 13	장대레일중하중		-	150	-	-	1,976
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	421	-	-	5,558
			시제동하중 작용	-	255	-	-	3,364
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	2,650
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,095	-	-	13,467
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	2,689	-	-	33,077

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 중 하 중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	8,132	-	24	-	-	
combo 2	10,951	267	5,385	-	232	
combo 3	8,132	-	24	421	5,558	
combo 4	10,951	267	5,385	421	5,790	
combo 5	8,132	697	11,347	508	6,207	
combo 6	8,132	315	5,100	448	5,664	
combo 7	10,951	581	10,462	1,400	18,465	
combo 8	8,132	1,000	5,324	500	2,650	
combo 9	10,951	1,000	5,779	500	2,882	
combo 10	8,132	1,697	16,647	587	3,299	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정 하중	활하중 (충격고려)		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 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 25	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 26	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.89 = (1/(1+\text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 11	10,978	-	32	-	-	철설기 8.3.1
comb 12	16,193	360	7,498	-	430	철설기 8.3.1
comb 13	13,011	-	38	-	-	철설기 8.3.2
comb 14	17,521	426	8,617	-	372	철설기 8.3.2
comb 15	10,978	-	32	568	7,503	철설기 8.3.3
comb 16	14,925	360	7,293	568	7,828	철설기 8.3.3
comb 17	10,978	941	15,318	685	8,379	철설기 8.3.4
comb 18	10,978	425	6,885	612	7,746	철설기 8.3.5
comb 19	14,925	785	14,146	1,945	25,666	철설기 8.3.5
comb 20	10,978	1,350	7,187	675	3,578	철설기 8.3.7
comb 21	14,925	1,350	7,825	675	3,903	철설기 8.3.7
comb 22	9,758	2,036	19,976	704	3,959	철설기 8.3.8
comb 23	10,641	-	429	1,095	13,674	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 24	10,641	1,047	14,777	-	207	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 25	10,641	-	429	2,689	33,283	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 26	10,641	2,572	35,670	-	207	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중, 최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중 경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향						
	고정 하중	활하중 (충격고려)		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	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.89 = (1/(1+\text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	6,506	-	19	-	-	철설기 8.3.1
comb 28	11,721	360	7,485	-	430	철설기 8.3.1
comb 29	6,506	-	19	-	-	철설기 8.3.2
comb 30	11,016	426	8,598	-	372	철설기 8.3.2
comb 31	6,506	-	19	568	7,503	철설기 8.3.3
comb 32	10,452	360	7,280	568	7,828	철설기 8.3.3
comb 33	6,506	941	15,305	685	8,379	철설기 8.3.4
comb 34	6,506	425	6,872	612	7,746	철설기 8.3.5
comb 35	10,452	785	14,133	1,945	25,666	철설기 8.3.5
comb 36	6,506	1,350	7,174	675	3,578	철설기 8.3.7
comb 37	10,452	1,350	7,811	675	3,903	철설기 8.3.7
comb 38	7,319	2,036	19,969	704	3,959	철설기 8.3.8
comb 39	10,641	-	429	1,095	13,674	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	10,641	1,047	14,777	-	207	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	10,641	-	429	2,689	33,283	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	10,641	2,572	35,670	-	207	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 (충격미고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선						
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-	
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

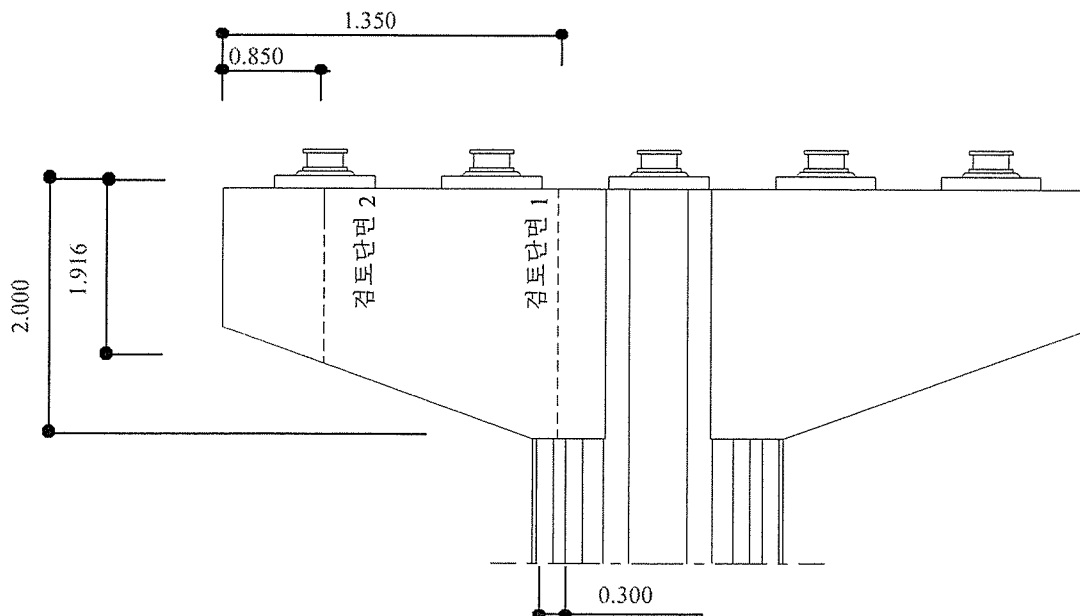
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 43	8,132	-	24	-	-	철설기 8.3.1
combo 44	10,646	267	5,311	-	206	철설기 8.3.1
combo 45	8,132	-	24	421	5,558	철설기 8.3.3
combo 46	10,646	267	5,311	421	5,764	철설기 8.3.3
combo 47	8,132	697	11,347	508	6,207	철설기 8.3.4
combo 48	8,132	315	5,100	448	5,664	철설기 8.3.5
combo 49	10,646	581	10,388	1,400	18,439	철설기 8.3.5
combo 50	8,132	1,000	5,324	500	2,650	철설기 8.3.7
combo 51	10,646	1,000	5,705	500	2,856	철설기 8.3.7
combo 52	8,132	1,836	18,912	604	3,429	철설기 8.3.8
combo 53	10,646	-	405	1,095	13,673	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	10,646	1,047	14,753	-	206	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	10,646	-	405	2,689	33,283	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	10,646	2,572	35,646	-	206	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

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

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	comb 5	1,406	
계수하중	최대모멘트	comb 14	2,030	
	최대전단력	comb 14	5,404	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2,800	2,000	1,850	150	2,030	5,404	1,406

$L_n = 1000.00 \text{ mm}$ $L_n/D = 1000.00 / 1850.00 = 0.541 < 4$

∴ 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 6.951 %]

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

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

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 3061.536 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

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

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

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

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

$$\text{☞ } 4/3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4,082 \text{ mm}^2$$

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

휨에 대한 검토

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

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

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 2029.531 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 6.383] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

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

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

$$\Phi V_c = 4019.37 < V_u = 5404.458 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 20096.854 \text{ kN} > 5404.458 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

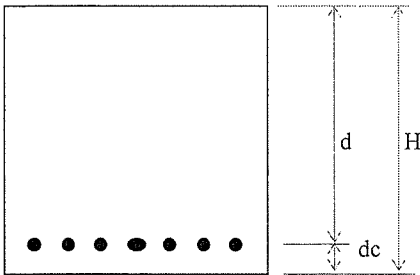
- 전단강도검토

$$V_u = 5404.458 \text{ kN} < \Phi (V_c + V_s) = 4019.37 + 5406.255 = 9425.626 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

3) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2,000	mm,	$B =$	2,800	mm,
$d =$	1,850	mm,	$d_c =$	150	mm,
$M_o =$	1,406	kN·m,	$A_s =$	21,281	mm ²
$N =$	21		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= & 394 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= & 38 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) &= & 40 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 25 / 2 &= & 88 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= & 1,584 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 2800 / 21 = 133.3 \text{ mm} < 1584 \text{ mm} && \text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

6.2 지점부 (corbel 검토)

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	2000.00	1850.00	150.00	2029.531	5404.458	1406.114

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 5404.458 \text{ kN}$$

$$M_u = 2029.531 \text{ kN·m}$$

나) corbel 판정

$$a = M_u / V_u = 2029.531 / 5404.458 = 0.376 \text{ m}$$

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

$$a / d = 0.376 / 1.850 = 0.203 < 1.0 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 5404.458 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 5404.458 = 1080.892 \text{ kN}$$

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

$$= 2029.531 + 1080.892 \times (2.000 - 1.850)$$

$$= 2191.665 \text{ kN·m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

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

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

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

$$\Phi V_{n_max} = 21,756 \text{ kN} > V_u = 5,404 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{5,404,458}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 12,868 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 2,192 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{21}{0.006} = 3,723 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 1,081 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 1,081 / (0.75 \times 400)$$

$$= 3602.973 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$$\geq 3723 + 3603 = 7,326 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 12868 + 3603 = 12,181 \text{ mm}^2$$

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

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

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

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

- O.K -

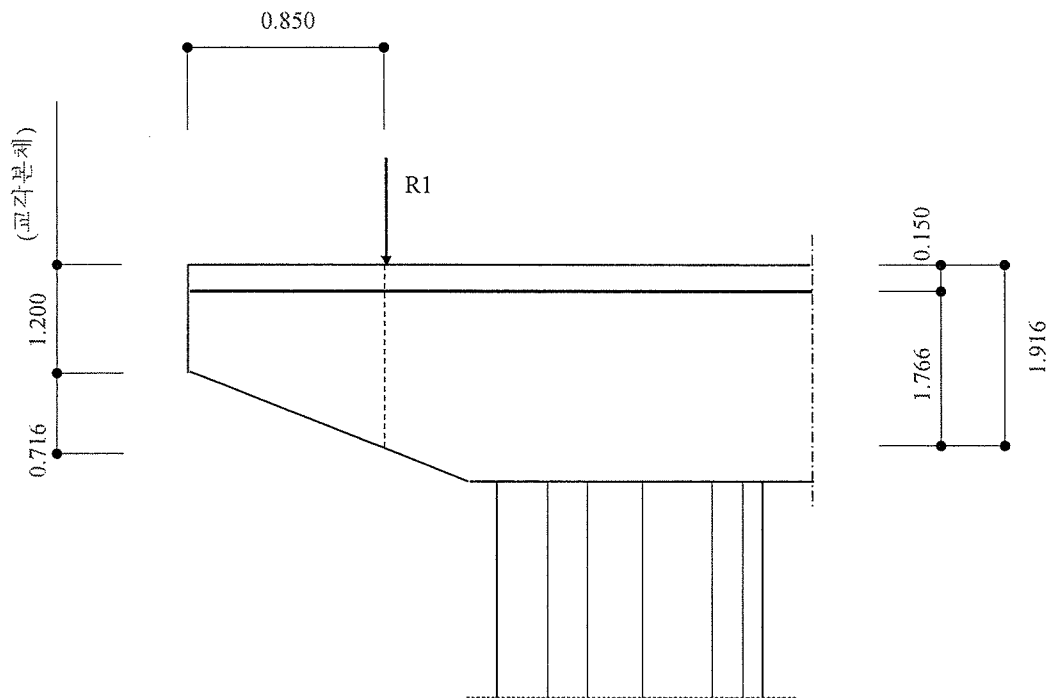
바) 폐쇄 스티럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (15,540 - 3,603) = 5,969 \text{ mm}^2$$

Use	H 19	- 6	EA	×	6 단	=	10,314 mm ²
-----	------	-----	----	---	-----	---	------------------------

∴ O.K!!

6.3 교좌부 (corbel 검토)



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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2800.00	1915.79	1765.79	150.00	119.086	2068.545	1406.114

1) 하중산정

가) 자중

$$\begin{aligned}
 W_{01} &= 1.200 \times 0.850 \times 2.800 \times 24.500 = 69.972 \text{ kN} \\
 W_{02} &= \frac{1}{2} \times 0.716 \times 0.850 \times 2.800 \\
 &\quad \times 24.500 = 20.869 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 90.841 \text{ kN} \\
 M_{01} &= 69.972 \times 0.425 = 29.738 \text{ kN.m} \\
 M_{02} &= 20.869 \times 0.283 = 5.906 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 35.644 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

나) 상부 고정하중

$$R_D = 968.000 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

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

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

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 90.841 + 1.6 \times 968.000 + 1.6 \times 234.000 \\ &= 2068.545 \text{ kN} \\ M_u &= 1.6 \times 35.644 \\ &= 57.030 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$\begin{aligned} a = M_u / V_u &= 57.030 / 2068.545 = 0.028 \text{ m} \\ d &= 1.916 - 0.150 = 1.766 \text{ m} \\ a / d &= 0.028 / 1.766 = 0.016 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토} \end{aligned}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 2068.545 \text{ kN} \\ N_u &= 0.2 \times V_u = 0.2 \times 2068.545 = 413.709 \text{ kN} \\ M_u &= M_u + N_u \times (H - D) \\ &= 57.030 + 413.709 \times (1.916 - 1.766) \\ &= 119.086 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1765.79 = 29665.263 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800.00 \times 1765.79 = 27687.579 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 27687.58 = 20765.684 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 20765.684 \text{ kN} > V_u = 2068.545 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{2068545.000}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 4925.107 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 119.086 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{1.181}{0.006} = 210.823 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 413.709 \text{ kN}$$

$$A_n = \frac{N_u}{(\Phi \times f_y)} = \frac{413.709}{(0.75 \times 400)}$$

$$= 1379.030 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$\begin{aligned}
 A_s &\geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d) \\
 &\geq 210.823 + 1379.030 = 1589.853 \text{ mm}^2 \\
 &\geq 2/3 \times 4925.107 + 1379.030 = 4662.435 \text{ mm}^2 \\
 &\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 2800.000 \times 1765.789 = 14832.632 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\therefore A_s = 14832.632 \text{ mm}^2$$

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

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.435 \text{]}$$

- O.K -

바) 폐쇄 스토퍼, 띠철근(A_h)의 설계

$$\begin{aligned}
 A_h &= 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (14832.632 - 1379.030) \\
 &= 6726.801 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Use	H	19	-	6	EA	×	5	단	=	8595.000 mm ²
-----	---	----	---	---	----	---	---	---	---	--------------------------

∴ O.K!!

7.기 동 설 계

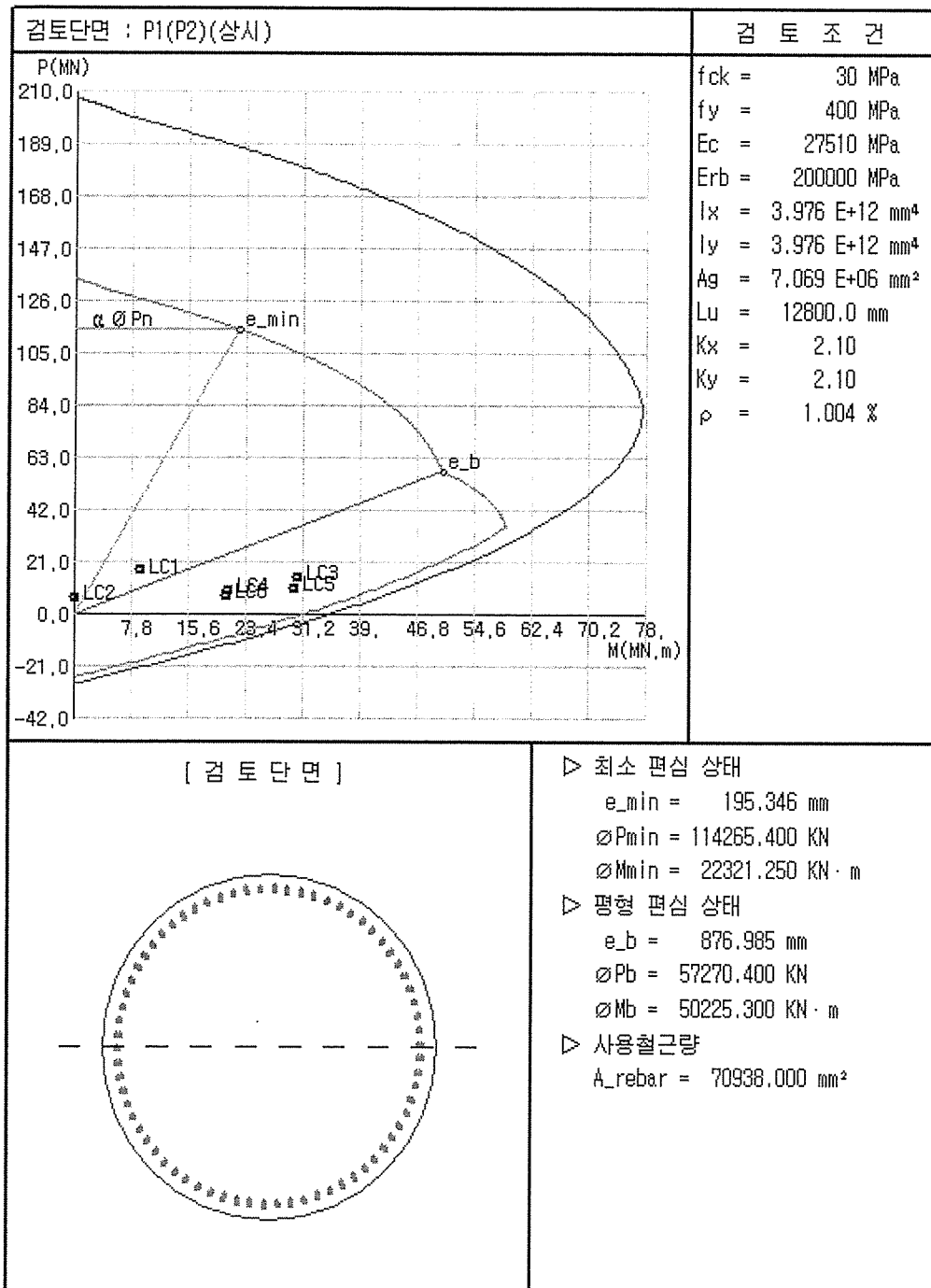
7.1 단면력 집계

구 분		하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
				교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력	comb 14	17,521	0	426	372	8,617	Load case 1
	최소축력	comb 27	6,506	0	0	0	19	Load case 2
	최 대 모 멘 트	교축방향	14,925	1,945	785	25,666	14,146	Load case 3
		교직방향	9,758	704	2,036	3,959	19,976	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	10,452	1,945	785	25,666	14,133	Load case 5
		교직방향	7,319	704	2,036	3,959	19,969	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향	comb 23	10,641	1,095	0	13,674	429	Load case 7
	교축직각방향	comb 24	10,641	0	1,047	207	14,777	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향	comb 25	10,641	2,689	0	33,283	429	Load case 9
	교축직각방향	comb 26	10,641	0	2,572	207	35,670	Load case 10

7.2 기동해석

1) 상 시

▶ P - M 상관도



▶ P1(P2)(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P1(P2)(상시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa
철근 항복 강도 (f_y) : 400 MPa
강재 항복 강도 (f_{sy}) : 0 MPa
콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa
철근 설계피복두께 (d') : 137.5 mm
횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 3000.00 mm
비지지 길이 (L_u) : 12800.00 mm
유효길이계수 (K_x) : 2.10
유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : $H25 \times 70ea = 35469.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)
-. 2단 철근 : $H25 \times 70ea = 35469.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 150.0 \text{ mm}$)
-. 총 사용 철근량 : $A_{st} = 70938.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 17521.466 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 371.728 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 371.728 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 8616.592 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 8616.592 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 35.8$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 35.8$

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

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.041$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.041$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 386.850 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 8967.113 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 8975.454 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 87.530^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 195.35 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 512.25 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1717.051 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 85217.274 + 10871.649 + -8189.690 = 87899.230 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 57217.665 + 10680.701 + 9171.564 = 77069.930 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 876.80 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65187$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 57299.24 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 50239.89 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$e' = M_n/P_n = 512.255 \text{ mm} \approx e = 512.255 \text{ mm} \rightarrow$ say O.K.

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.004 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 21205.750 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00085 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 118359.879 + 13084.353 + -2454.689 = 128989.500 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 52137.345 + 10906.224 + 3031.936 = 66075.500 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00085$
 $\epsilon_t = 0.00085 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$
설계축하중강도 : $\phi P_n = 83843.200 \text{ KN} \geq P_u = 17521.466 \text{ KN} \therefore$ O.K

설 계 힘 강 도 : $\phi M_n = 42949.077 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 8975.454 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 6505.545 \text{ KN}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 19.040 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 19.040 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 35.8$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 35.8$

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 : $\delta M_{uy} = 19.320 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 19.320 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 90.000^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 195.30 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 2.97 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1714.500 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 85145.340 + 10845.115 + -8204.366 = 87786.090 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 57197.224 + 10678.844 + 9187.944 = 77064.020 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 877.86 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65199$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 57235.24 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 50244.60 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e \leq e_{min} \rightarrow$ 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : $P_{used} = 1.004 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 21205.750 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = -0.10000 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$$\alpha P_n = \alpha \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 175795.700 \text{ KN}$$

$$M_n = \alpha P_n \times e_{\min} = 34332.452 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

축력 감소 계수 : $\alpha = 0.850$

설계축하중강도 : $\alpha \phi P_n = 114265.375 \text{ KN} \geq P_u = 6505.545 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 22315.735 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 19.320 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 14924.686 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 25666.049 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 25666.049 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 14146.175 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 14146.175 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 35.8$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 35.8$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x,ns} = 1.000$

: $\delta_{x,s} = 1.034$

Y축 확대계수 : $\delta_{y,ns} = 1.000$

: $\delta_{y,s} = 1.034$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 26550.074 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 14633.415 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 30315.727 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 28.862^\circ$

최 소 편 심 : $e_{\min} = 195.34 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 2031.25 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1717.498 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 85216.950 + 10840.780 + -8185.335 = 87872.400 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 57217.551 + 10676.304 + 9168.541 = 77062.390 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평형편심} : e_b = 876.98 \text{ mm}$$

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

$$\text{강도감소계수} : \phi = 0.6517$$

$$\text{평형축하중} : \phi P_b = 57266.30 \text{ KN}$$

$$\text{평형모멘트} : \phi M_b = 50221.44 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 946.707 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n / P_n = 2031.247 \text{ mm} \approx e = 2031.247 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : P_{used} = 1.004 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 21205.750 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.006108 \geq 0.004 \text{ ... } \therefore \text{O.K.}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 38009.575 + 7238.050 + -15785.958 = 29461.670 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 39286.495 + 8558.100 + 11999.334 = 59843.930 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00611$$

$$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00611 \text{ -----> 인장지배 단면}$$

$$\text{강도감소계수} : \phi = 0.900$$

$$\text{설계축하중강도} : \phi P_n = 26515.499 \text{ KN} \geq P_u = 14924.686 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{설계휨강도} : \phi M_n = 53859.534 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 30315.727 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 9758.317 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 3958.929 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux,s} = 3958.929 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 19976.422 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 19976.422 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 35.8$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 35.8$$

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

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.022$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.022$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 4047.035 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 20420.996 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 20818.155 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 78.790^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{\min} = 195.35 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 2133.38 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1717.463 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 85216.790 + 10840.599 + -8184.563 = 87872.830 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 57217.631 + 10677.118 + 9168.448 = 77063.200 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 876.99 \text{ mm}$$

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

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.65174$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 57270.35 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 50225.27 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\text{중립축 } x = 917.638 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n / P_n = 2133.376 \text{ mm} \approx e = 2133.376 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : P_{used} = 1.004 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 21205.750 \text{ KN 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.006397 \geq 0.004 \text{ ... } \therefore \text{O.K}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 36381.290 + 7077.335 + -16049.297 = 27409.330 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 38113.220 + 8421.005 + 11940.166 = 58474.390 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.0064$$

$$0.005 \leq \epsilon_t = 0.0064 \text{ -----> 인장지배단면}$$

$$\text{강도 감소 계수 : } \phi = 0.900$$

$$\text{설계축하중강도 : } \phi P_n = 24668.395 \text{ KN} \geq P_u = 9758.317 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설계 휨 강도 : } \phi M_n = 52626.951 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 20818.155 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

(5) Load Case 5

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 10452.124 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) : } M_{ux} = 25666.049 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux.s} = 25666.049 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 14133.085 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 14133.085 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비 : } \lambda_x = 35.8$$

$$\text{Y축 세장비 : } \lambda_y = 35.8$$

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

$$\beta_{dy} = 0.000$$

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

$$\delta_{x.s} = 1.024$$

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

$$\delta_{y.s} = 1.024$$

$$\text{X축 확대모멘트 : } \delta M_{ux} = 26278.829 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트 : } \delta M_{uy} = 14470.512 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 : } \delta M_u = 29999.543 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 : } \theta_{rot} = 28.839^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 : } e_{min} = 195.34 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 : } e = 2870.19 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1717.498 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 85216.898 + 10840.790 + -8185.382 = 87872.300 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 57217.548 + 10676.265 + 9168.556 = 77062.370 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 : } e_b = 876.98 \text{ mm}$$

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

$$\text{강 도 감 소 계 수 : } \phi = 0.6517$$

$$\text{평 형 축 하 중 : } \phi P_b = 57266.00 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 : } \phi M_b = 50221.21 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 780.669 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 2870.186 \text{ mm} \approx e = 2870.186 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$$

$$\text{사용철근비 : } \rho_{used} = 1.004 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 21205.750 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.008045 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 28936.053 + 6289.464 + -17307.641 = 17917.880 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 32234.620 + 7695.017 + 11498.006 = 51427.640 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00804$$

$$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00804 \rightarrow \text{인장지배 단면}$$

$$\text{강도 감 소 계 수 : } \phi = 0.900$$

$$\text{설계축하중강도 : } \phi P_n = 16126.088 \text{ KN} \geq P_u = 10452.124 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도 : } \phi M_n = 46284.877 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 29999.543 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(6) Load Case 6

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 7318.738 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) : } M_{ux} = 3958.929 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux,s} = 3958.929 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 19969.282 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy,s} = 19969.282 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비 : } \lambda_x = 35.8$$

$$\text{Y축 세장비 : } \lambda_y = 35.8$$

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 : $\delta M_{ux} = 4024.643 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 20300.749 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 20695.848 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 78.786^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 195.35 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 2827.79 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1717.463 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 85216.802 + 10840.597 + -8184.552 = 87872.840 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 57217.632 + 10677.129 + 9168.448 = 77063.210 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 876.99 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65174$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 57270.40 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 50225.31 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 786.10 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n/P_n = 2827.789 \text{ mm} \approx e = 2827.789 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.004 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 21205.750 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00797 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 29225.731 + 6323.685 + -17256.581 = 18292.830 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 32479.537 + 7727.795 + 11520.950 = 51728.280 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00797$
 $0.005 \leq \epsilon_t = 0.00797 \rightarrow$ 인장지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

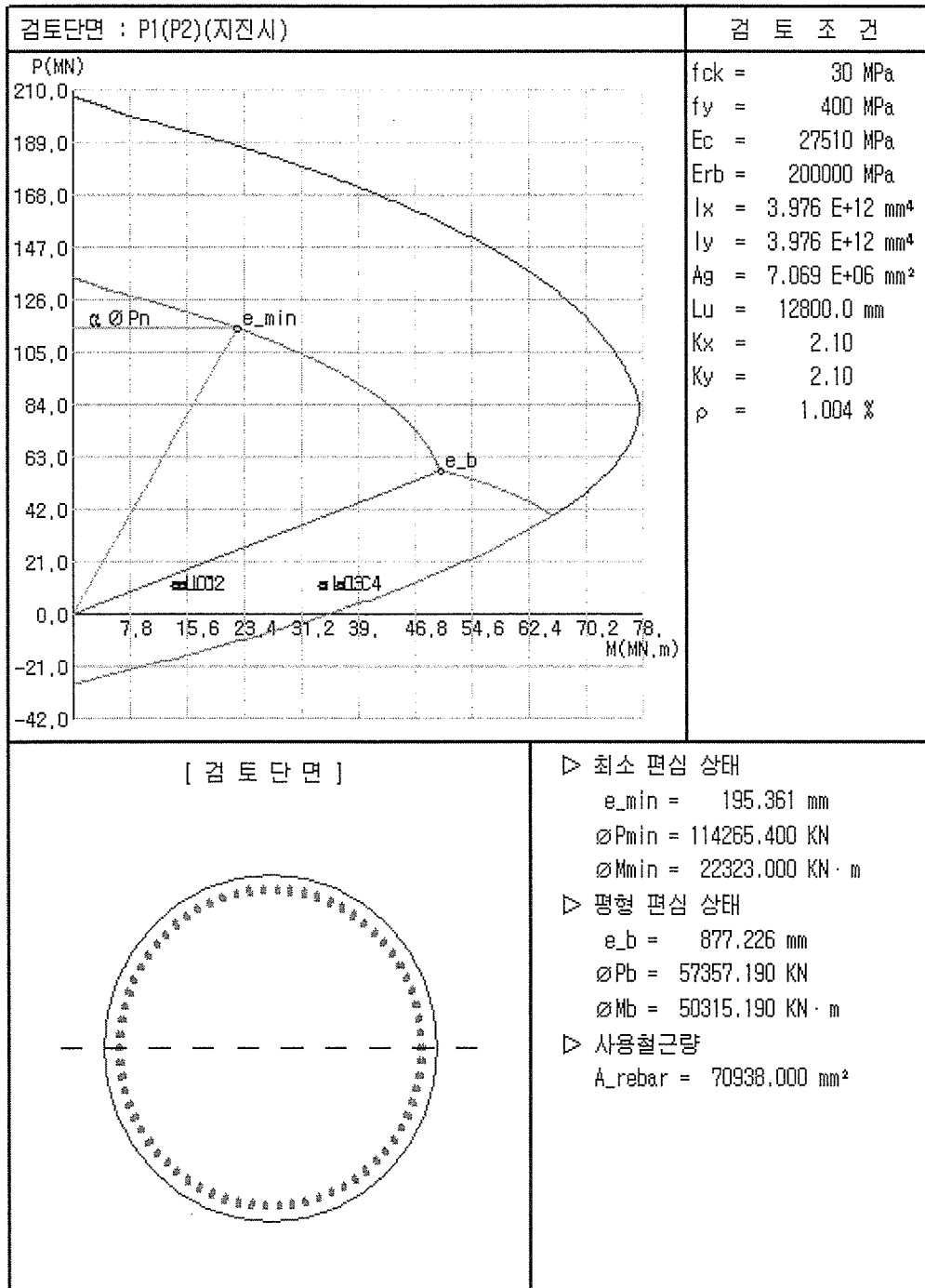
설계축하중강도 : $\phi P_n = 16463.551 \text{ KN} \geq P_u = 7318.738 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 46555.452 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 20695.848 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

7.2 기동해석

2) 지진시

▶ P-M 상관도



▶ P1(P2)(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P1(P2)(지진시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa

철근 항복강도 (f_y) : 400 MPa

강재 항복강도 (f_{sy}) : 0 MPa

콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa

철근 설계피복두께 (d') : 137.5 mm

형방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 3000.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 12800.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H25 \times 70ea = 35469.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H25 \times 70ea = 35469.0 \text{ mm}^2$ ($d_c = 150.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 70938.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10640.828 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 13673.685 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 13673.685 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 429.021 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 429.021 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 35.8$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 35.8$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.024$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.024$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 14006.183 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 439.453 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 14013.076 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 1.797^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 195.34 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1316.92 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1717.499 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 85216.793 + 10840.660 + -8184.809 = 87872.640 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 57217.330 + 10676.702 + 9168.354 = 77062.380 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 876.98 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65241$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 57328.96 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 50276.24 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1298.371 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n / P_n = 1316.916 \text{ mm} \approx e = 1316.916 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.004 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 21205.750 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.003641 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 58818.752 + 8980.636 + -12619.910 = 55179.480 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 50928.310 + 9832.076 + 11906.347 = 72666.730 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00364$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00364 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.841$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 46433.191 \text{ KN} \geq P_u = 10640.828 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 61148.608 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 14013.076 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10640.828 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 206.774 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 206.774 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 14777.214 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 14777.214 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 35.8$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 35.8$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.024$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.024$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 211.802 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 15136.545 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 15138.027 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 89.198^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 195.36 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 1422.64 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1715.694 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 85213.635 + 10843.162 + -8195.950 = 87860.840 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 57217.434 + 10678.595 + 9180.085 = 77076.120 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평형 편심 : $e_b = 877.25 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.65272$
 평형 축하중 : $\phi P_b = 57348.81 \text{ KN}$
 평형 모멘트 : $\phi M_b = 50309.36 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1222.287 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1422.636 \text{ mm} \approx e = 1422.636 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.004 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 21205.750 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.004051 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 54282.508 + 8627.014 + -13299.865 = 49609.660 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 48907.350 + 9610.779 + 12058.363 = 70576.490 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00405$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00405 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.889$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 44117.847 \text{ KN} \geq P_u = 10640.828 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 62763.644 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 15138.027 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10640.828 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 33283.399 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 33283.399 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 429.021 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 429.021 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 35.8$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 35.8$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.024$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.024$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 34092.740 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 439.453 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 34095.573 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 0.738^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 195.35 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 3204.22 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1717.498 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 85215.268 + 10843.808 + -8186.137 = 87872.930 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 57217.216 + 10677.975 + 9168.510 = 77063.700 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 876.99 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65252$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 57339.23 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 50285.94 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 743.581 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 3204.222 \text{ mm} \approx e = 3204.222 \text{ mm} \rightarrow$ say O.K.

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.004 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 21205.750 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.008599 \geq 0.004 \dots \therefore$ O.K

$P_n = C_c + C_s + T_t = 26996.428 + 6071.580 + -17658.280 = 15409.730 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 30561.104 + 7480.153 + 11334.930 = 49376.190 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.0086$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.0086 \rightarrow$ 인장지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 15409.728 \text{ KN} \geq P_u = 10640.828 \text{ KN} \therefore$ O.K

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 49376.187 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 34095.573 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(4) Load Case 4

① 작용 하중

계수축하중 : $P_u = 10640.828 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 206.774 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 206.774 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 35670.197 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 35670.197 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 35.8$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 35.8$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.024$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.024$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 211.802 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 36537.573 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 36538.187 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 89.668^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 195.36 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 3433.77 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1715.037 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 85225.960 + 10844.315 + -8200.933 = 87869.340 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 57218.218 + 10678.464 + 9184.539 = 77081.220 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 877.23 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65276$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 57357.19 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 50315.19 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 720.954 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 3433.773 \text{ mm} \approx e = 3433.773 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.004 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 21205.750 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00895 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 25959.734 + 5947.797 + -17862.022 = 14045.510 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 29641.906 + 7356.878 + 11230.307 = 48229.090 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00895$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00895 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 14045.510 \text{ KN} \geq P_u = 10640.828 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 48229.090 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 36538.187 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 2688.651 \text{ KN}$ (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3000}{2} - 138 \right) = 867.4 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} - Z_s = \frac{3000}{2} - 867.394 = 2367.39 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 2688.651 / 1 = 2688.651 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 3000.0 \times 2367.39 / 1000 = 6483.380 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 6483.380 \text{ KN} > V_n = 2688.651 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 3241.690 \text{ KN} > V_n = 2688.651 \text{ KN}$$

∴ 이므로 전단보강 불필요

· 전단철근 간격 $s = 300.0 \text{ mm}$

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

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

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

$$\text{부재 최소단면치수의 } 1/4 = 750.000$$

$$\text{축방향 철근지름의 } 6\text{배} = 150.000$$

중 작은값이므로 150 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

$$\cdot \text{기둥의 최대단면치수} = 3000.000$$

$$\cdot \text{기둥 순높이의 } 1/6 = 1800.000$$

$$\cdot 45 \text{ cm 이상} = 450.000$$

중 큰값이므로 3000 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

$$\cdot \text{기둥치수의 } 0.5\text{배 이상연장} = 1500.000$$

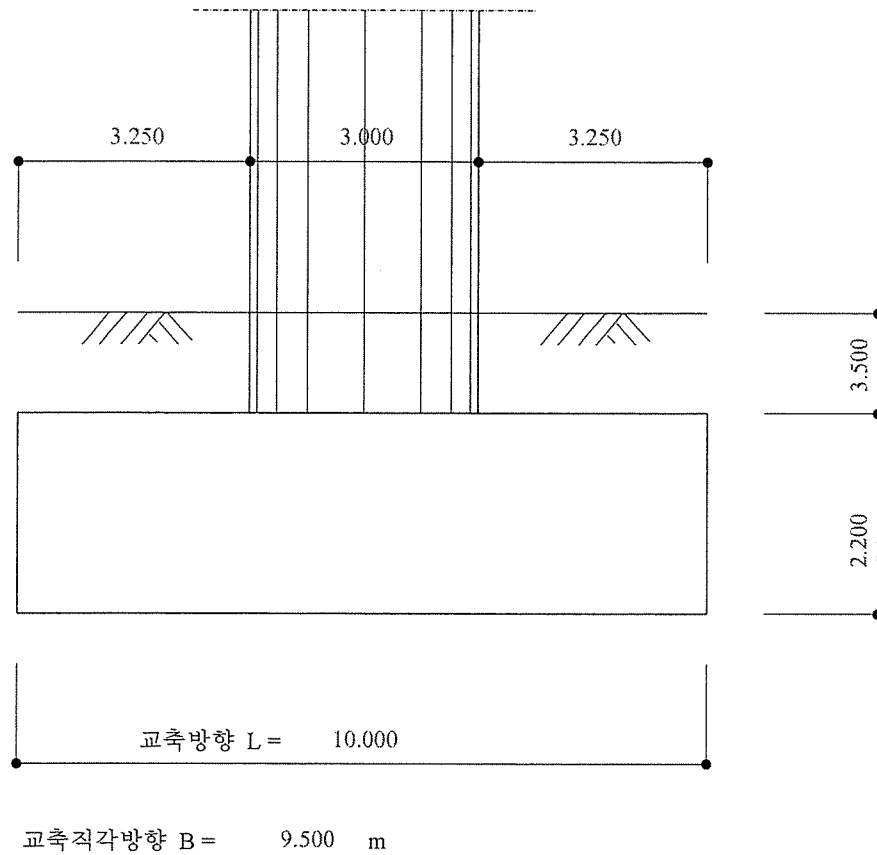
$$\cdot 38 \text{ cm 이상} = 380.000$$

중 큰값이므로 1500 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

$$\begin{array}{rcl}
 10.000 & \times & 2.200 \times 9.500 \times 24.500 = 5120.500 \text{ kN} \\
 \hline
 \Sigma & = & 5120.500 \text{ kN}
 \end{array}$$

나) 흙의 자중

$$\begin{array}{rcl}
 10.000 & \times & 3.500 \times 9.500 \times 19.000 = 6317.500 \text{ kN} \\
 - \pi & \times & 3.000 \times \frac{\pi}{4} \times 3.500 \times 19.000 = -470.061 \text{ kN} \\
 \hline
 \Sigma & = & 5847.439 \text{ kN}
 \end{array}$$

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V_2 = 5120.500 + 5847.439 = 10967.94 \text{ kN}$$

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	10646.363	10387.748	
적 용	combo 51	1000.000	10646.363	10387.748	
평상시 최대모멘트	combo 52	1836.458	8131.931	18911.662	
적 용	combo 52	1836.458	8131.931	18911.662	
지진시	combo 56	2571.837	10646.363	35646.244	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1399.966	10646.363	18438.533	
적 용	combo 49	1399.966	10646.363	18438.533	
평상시 최대모멘트	combo 49	1399.966	10646.363	18438.533	
적 용	combo 49	1399.966	10646.363	18438.533	
지진시	combo 55	2688.651	10646.363	33282.875	1.0

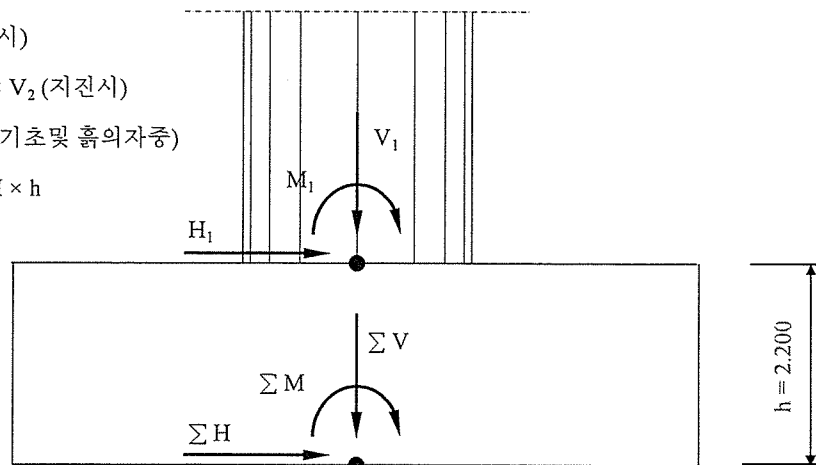
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$$\Sigma H = H_1 \text{ (평상시)}$$

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

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

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



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1000.000	21614.302	12587.748	0.582	
평상시 최대모멘트	1836.458	19099.870	22951.870	1.202	
지진시	2571.837	21614.302	41304.285	1.911	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1399.966	21614.302	21518.458	0.996	
평상시 최대모멘트	1399.966	21614.302	21518.458	0.996	
지진시	2688.651	21614.302	39197.907	1.814	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

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

$$N = 50 \text{ (기초지반은 지질주상도 참조)}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 9.500 / 10.000 = 1.285 \text{ m}$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 9.500 / 10.000 = 0.405 \text{ m}$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 5.700 = 108.300 \text{ kN/m}^2$$

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

$$C = 0$$

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

가) 평상시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2e_b = 9.500 - 2 \times 1.202 = 7.097 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 10.000 - 2 \times 0.996 = 8.009 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 7.097 \times 8.009 = 56.840 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 56.840 \times [1.285 \times 0.000 \times 95.700 + 0.405 \times 19.0 \times 7.097 \times 81.30 + 108.300 \times 100.4] = 870,404 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u/3 = 870,404 / 3 = 290,135 \text{ kN}$$

$$Q_a = 290,135 \text{ kN} > V_{\max} = 21,614 \text{ kN} \quad - \text{O.K.} -$$

나) 지진시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\begin{aligned} \text{유효재하폭 } B' &= B - 2eb = 9.500 - 2 \times 1.911 = 5.678 \text{ m} \\ L' &= L - 2el = 10.000 - 2 \times 1.814 = 6.373 \text{ m} \\ \text{유효재하면적 } A' &= B' \times L' = 5.678 \times 6.373 = 36.186 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 36.186 \times [1.285 \times 0.000 \times 95.700 + 0.405 \times 19.0 \times 5.678 \times 81.30 + 108.300 \times 100.4] = 522,001 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 522,001 / 2 = 261,001 \text{ kN}$$

$$Q_a = 261,001 \text{ kN} > V_{\max} = 21,614 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

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)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 21614.302 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.582) / 9.500 \} \\ q_{\max} &= 311.205 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 143.833 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 19099.870 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.202) / 9.500 \} \\ q_{\max} &= 353.640 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 48.463 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.911 > B/6 = 1.583$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{21614.302}{(10.000 \times 9.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.911) / 9.500 \} \\ &= 502.118, \quad -47.080 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{2 \sum V}{Lx}, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{43228.604}{(10.000 \times 9.267)} = 466.474 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 466.474 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1050.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (정상시)

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= \frac{21614.302}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.996) / 10.000 \} \\ q_{\max} &= 363.425 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 91.613 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (정상시)

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= \frac{21614.302}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.996) / 10.000 \} \\ q_{\max} &= 363.425 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 91.613 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.814 > L/6 = 1.667$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{21614.302}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.814) / 10.000 \} \\ &= 475.085, \quad -20.047 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{2 \sum V}{Bx}, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= \frac{43228.604}{(9.500 \times 8.809)} = 516.534 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\max} &= 516.534 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1050.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

3) 전도에 대한 검토

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

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 1.202 \text{ m}$$

$$B/6 = 9.500 / 6 = 1.583 \text{ m} \quad \text{- O.K -}$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 1.911 \text{ m}$$

$$B/3 = 9.500 / 3 = 3.167 \text{ m} \quad \text{- O.K -}$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 0.996 \text{ m}$$

$$L/6 = 10.000 / 6 = 1.667 \text{ m} \quad \text{- O.K -}$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 1.814 \text{ m}$$

$$L/3 = 10.000 / 3 = 3.333 \text{ m} \quad \text{- O.K -}$$

4) 활동에 대한 검토

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

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

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀값)

Φ_b : 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (정상시)

$$H_u = 19099.870 \times 0.538 = 10275.730 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 10275.7 / 1836.458 = 5.595 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 21614.302 \times 0.538 = 11628.495 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 11628.5 / 2571.84 = 4.521 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (정상시)

$$H_u = 21614.30 \times 0.538 = 11628.495 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 11628.5 / 1399.97 = 8.306 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 21614.30 \times 0.538 = 11628.495 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 11628.5 / 2688.65 = 4.325 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

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	426.446	17521.466	8616.592	
적 용	comb 14	426.446	17521.466	8616.592	
평상시 최대모멘트	comb 22	2036.458	9758.317	19976.422	
적 용	comb 22	2036.458	9758.317	19976.422	
지진시	comb 26	2571.837	10640.828	35670.197	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	17521.466	371.728	
적 용	comb 14	0.000	17521.466	371.728	
평상시 최대모멘트	comb 19	1945.045	14924.686	25666.049	
적 용	comb 19	1945.045	14924.686	25666.049	
지진시	comb 25	2688.651	10640.828	33283.399	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 10967.939 \times 1.6 = 17548.703 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 10967.939 \times 1.35 = 14806.718 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

$$\Sigma = 10967.939 \times 1.0 = 10967.939 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 5120.500 \times 0.154 = 788.557 \text{ kN}$$

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	426.446	35070.169	9554.773	0.272	
평상시 최대모멘트	2036.458	24565.035	24456.630	0.996	
지진시	3360.394	21608.767	43063.064	1.993	

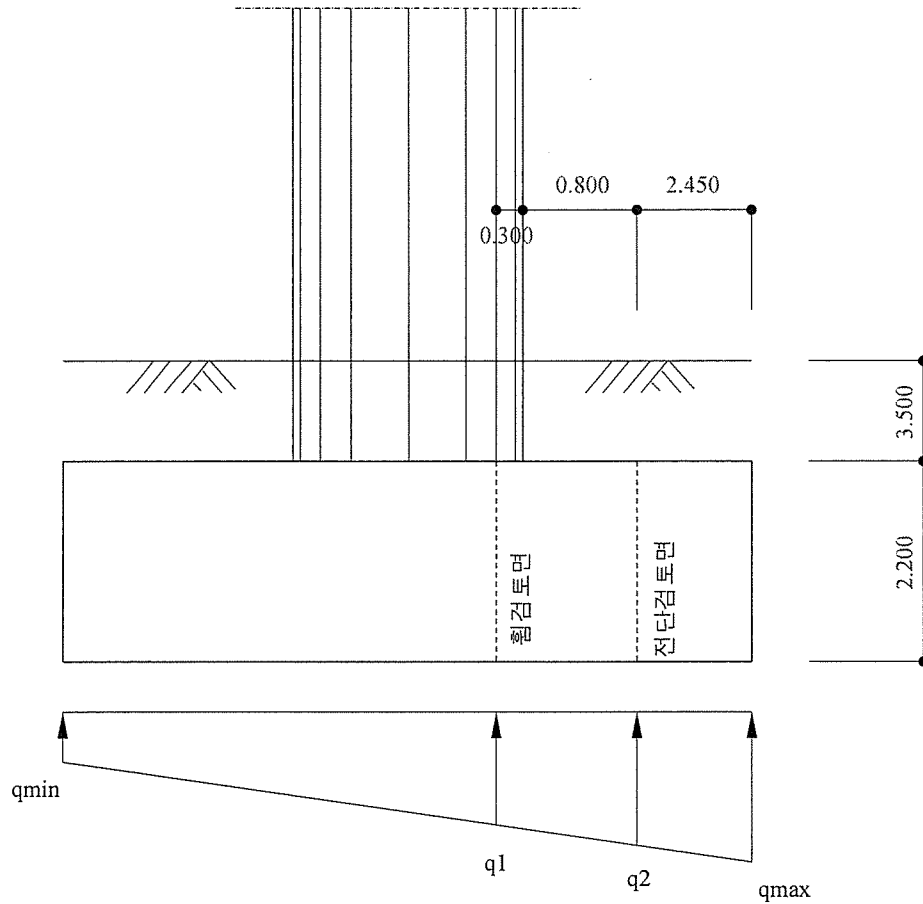
나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	35070.169	371.728	0.011	
평상시 최대모멘트	1945.045	29731.404	29945.148	1.007	
지진시	3477.208	21608.767	40933.257	1.894	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= \frac{21614.302}{(10.000 \times 9.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.582}{9.500} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 311.205 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 248.661 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 143.833 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 268.041 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= \frac{19099.870}{(10.000 \times 9.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 1.202}{9.500} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 353.640 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 239.600 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 48.463 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 274.936 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

㉔. 지진시

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

$$= 21614.302 / (10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.911) / 9.500 \}$$

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

$$= 43228.604 / (10.000 \times 8.517) = 507.551 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 507.551 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 354.573 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 420.124 \text{ kN/m}^2$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$Md = 3.550^2 / 6 \times (2 \times 311.205 + 248.661) -$$

$$2.200 \times 3.550^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1489.973 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = 2.450 / 2 \times (311.205 + 268.041) - 2.200 \times 2.450 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 577.521 \text{ kN}$$

㉖. 모멘트 최대인 경우

$$Md = 3.550^2 / 6 \times (2 \times 353.640 + 239.600) -$$

$$2.200 \times 3.550^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1649.205 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = 2.450 / 2 \times (353.640 + 274.936) - 2.200 \times 2.450 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 637.951 \text{ kN}$$

㉗. 지진시

$$Md = 3.550^2 / 6 \times (2 \times 507.551 + 354.573) -$$

$$2.200 \times 3.550^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

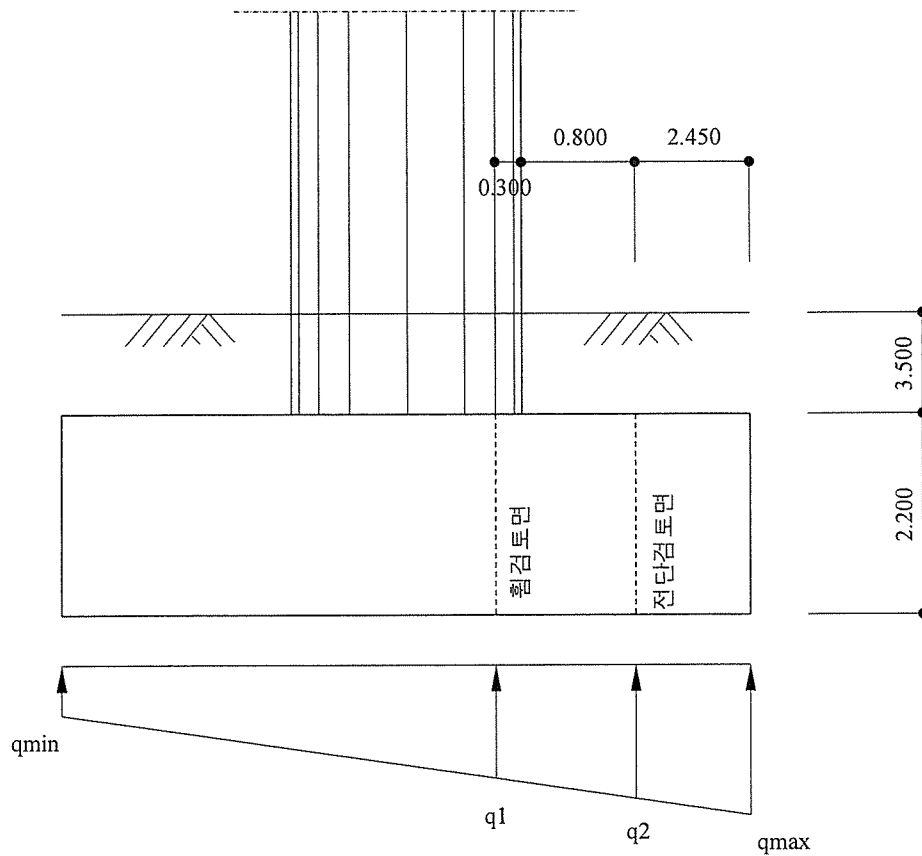
$$= 2537.252 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = 2.450 / 2 \times (507.551 + 420.124) - 2.200 \times 2.450 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 1004.348 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

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

$$= \frac{35070.169}{(10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.272) / 9.500 \}}$$

$$q_{\max} = 432.682 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 385.207 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 305.638 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 399.918 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

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

$$= \frac{24565.035}{(10.000 \times 9.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.996) / 9.500 \}}$$

$$q_{\max} = 421.172 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 299.655 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 95.987 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 337.308 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= \frac{21608.767}{(10.000 \times 9.500)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.993) / 9.500 \} \\
 q_{\max} &= \frac{2 \sum V / Lx}{(e > B/6 \text{ 일 경우})} \\
 &= \frac{43217.534}{(10.000 \times 8.271)} = 522.491 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\max} &= 522.491 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 298.244 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 0.000 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 367.729 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{3.550^2}{6} \times (2 \times 432.682 + 385.207) - \\
 &\quad 1.60 \times 2.200 \times \frac{3.550^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 2083.300 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= \frac{2.450}{2} \times (432.682 + 399.918) - 1.60 \times 2.200 \times \\
 &\quad \frac{2.450}{2} \times 24.5 \\
 &= 808.646 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㅁ. 모멘트 최대인 경우

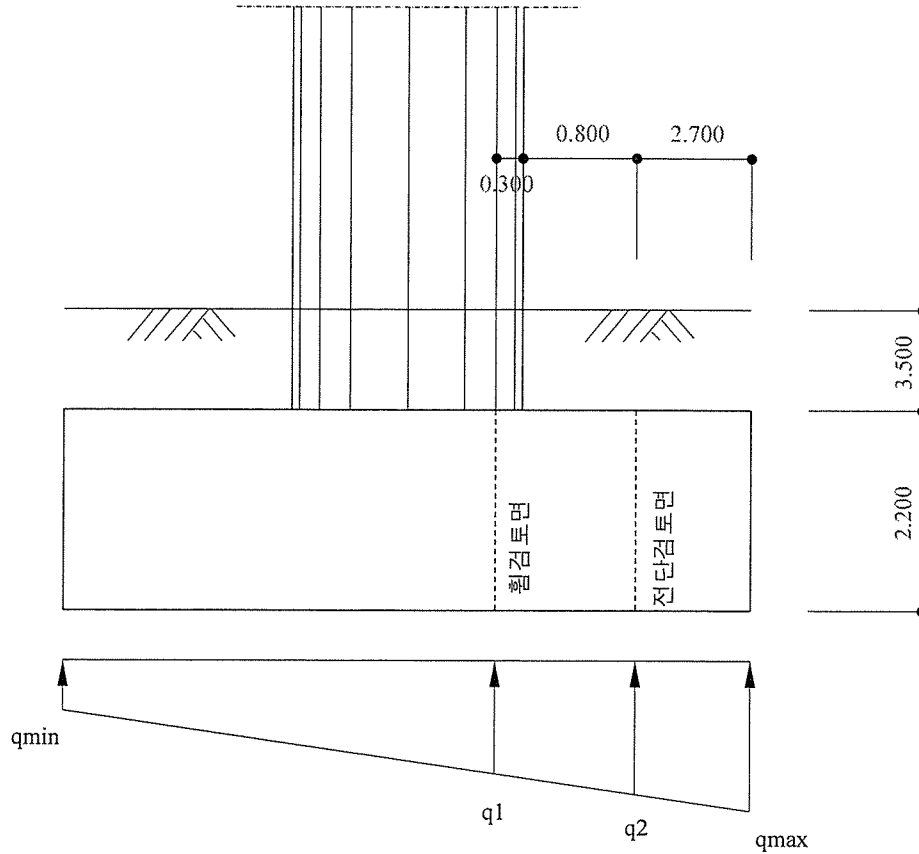
$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{3.550^2}{6} \times (2 \times 421.172 + 299.655) - \\
 &\quad 1.35 \times 2.200 \times \frac{3.550^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 1940.163 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= \frac{2.450}{2} \times (421.172 + 337.308) - 1.35 \times 2.200 \times \\
 &\quad \frac{2.450}{2} \times 24.5 \\
 &= 750.864 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㅂ. 지진시

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{3.550^2}{6} \times (2 \times 522.491 + 298.244) - \\
 &\quad 1.0 \times 2.200 \times \frac{3.550^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 2481.696 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= \frac{2.450}{2} \times (522.491 + 367.729) - 1.0 \times 2.200 \times \\
 &\quad \frac{2.450}{2} \times 24.5 \\
 &= 958.464 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= 21614.302 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.996) / 10.000 \}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 363.425 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 260.136 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 91.613 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 290.036 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= 21614.302 / (9.500 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.996) / 10.000 \}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 363.425 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 260.136 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 91.613 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 290.036 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄷ. 지진시

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

$$= \frac{21614.302}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.814) / 10.000 \}$$

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

$$= \frac{43228.604}{(9.500 \times 9.559)} = 476.009 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 476.009 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = 286.789 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_2 = 341.563 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.800^2}{6} \times (2 \times 363.425 + 260.136) -$$

$$2.200 \times \frac{3.800^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1986.189 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.700}{2} \times (363.425 + 290.036) - 2.200 \times 2.700 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 736.642 \text{ kN}$$

ㅁ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.800^2}{6} \times (2 \times 363.425 + 260.136) -$$

$$2.200 \times \frac{3.800^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1986.189 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.700}{2} \times (363.425 + 290.036) - 2.200 \times 2.700 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 736.642 \text{ kN}$$

ㅂ. 지진시

$$M_d = \frac{3.800^2}{6} \times (2 \times 476.009 + 286.789) -$$

$$2.200 \times \frac{3.800^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

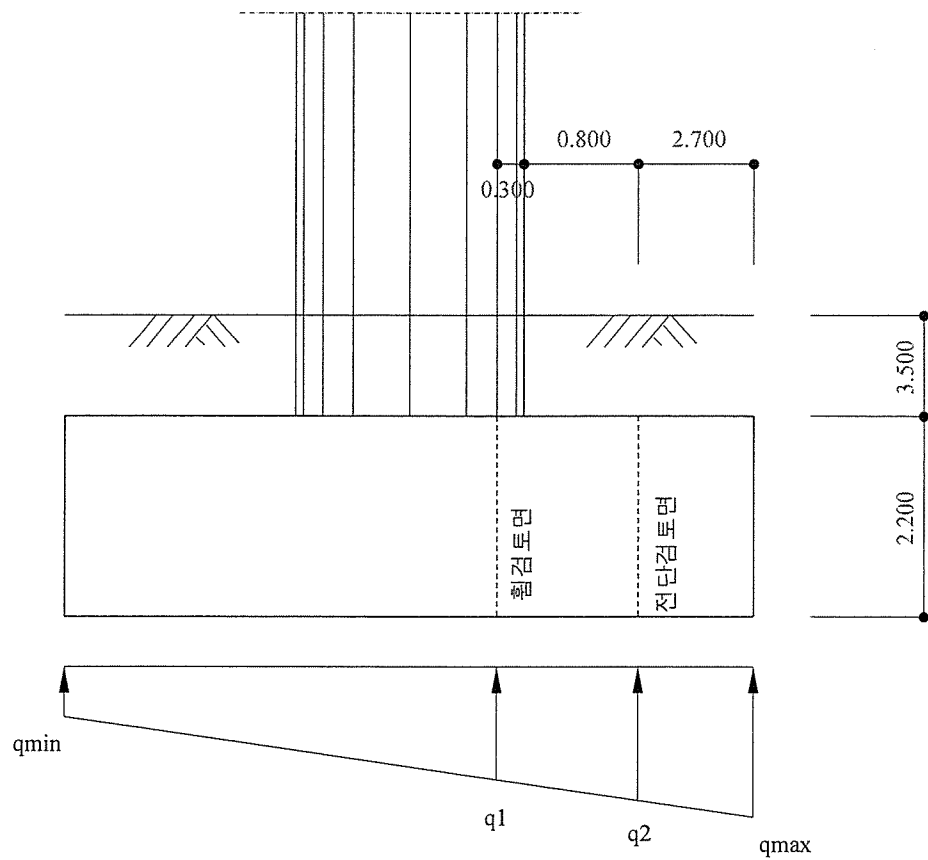
$$= 2592.236 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.700}{2} \times (476.009 + 341.563) - 2.200 \times 2.700 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 958.192 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

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

$$= \frac{35070.169}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.011) / 10.000 \}$$

$$q_{max} = 371.507 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 369.723 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 366.812 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 370.240 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

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

$$= \frac{29731.404}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.007) / 10.000 \}$$

$$q_{max} = 502.089 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 358.353 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 123.835 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 399.961 \text{ kN/m}^2$$

㉔. 지진시

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

$$= \frac{21608.767}{(9.500 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.894) / 10.000 \}$$

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

$$= \frac{43217.534}{(9.500 \times 9.317)} = 488.263 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 488.263 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 289.125 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 346.770 \text{ kN/m}^2$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$Md = \frac{3.800^2}{6} \times (2 \times 371.507 + 369.723) -$$

$$1.6 \times 2.200 \times \frac{3.800^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2055.337 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = \frac{2.700}{2} \times (371.507 + 370.240) - 1.6 \times 2.200 \times$$

$$\frac{2.700}{2} \times 24.5$$

$$= 768.511 \text{ kN}$$

㉖. 모멘트 최대인 경우

$$Md = \frac{3.800^2}{6} \times (2 \times 502.089 + 358.353) -$$

$$1.35 \times 2.200 \times \frac{3.800^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2753.796 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = \frac{2.700}{2} \times (502.089 + 399.961) - 1.35 \times 2.200 \times$$

$$\frac{2.700}{2} \times 24.5$$

$$= 1021.302 \text{ kN}$$

㉗. 지진시

$$Md = \frac{3.800^2}{6} \times (2 \times 488.263 + 289.125) -$$

$$1.0 \times 2.200 \times \frac{3.800^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2656.843 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Sd = \frac{2.700}{2} \times (488.263 + 346.770) - 1.0 \times 2.200 \times$$

$$\frac{2.700}{2} \times 24.5$$

$$= 981.765 \text{ kN}$$

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 $B = 9.500 \text{ m}$

2) 교축방향 $B = 10.000 \text{ m}$

$$\beta = 1.053$$

$$A_{sm} = 2 / (\beta + 1) = 0.974 \text{ Ass}$$

* 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)	1649.205	1986.189
계수하중	전 단 력(KN)	958.464	1021.302
	모 멘 트(KN·m)	2481.696	2753.796

* 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)	1692.605	1986.189
계수하중	전 단 력(KN)	958.464	1021.302
	모 멘 트(KN·m)	2547.004	2753.796

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2200.00	2050.00	150.00	2547.004	958.464	1692.605

가) 휨검토

Use As (1단) :	H 22	- 8	EA =	3096.800 mm ²	, d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H 22	- 8	EA =	3096.800 mm ²	, d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H 0	- 0	EA =	0.000 mm ²	, d2 =	0 mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 6193.600 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} \quad 1.771 \quad]$$

$$a = As \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 97.155 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.04992 > 0.004 \quad - \text{O.K.} -$$

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

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

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 As를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req As} = 3498.040 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \quad \Rightarrow \quad \text{MAX As} = 82049.59 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \quad \Rightarrow \quad \text{MIN As} = 7175.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req As} \quad \Rightarrow \quad \text{MIN As} = 4664.05 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----} \Rightarrow \text{철근비 만족} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

휨에 대한 검토

$$a = As \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 98.781 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times As \times f_y \times (d - a / 2) = 4460.750 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > Mu \quad (= 2547.004 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.751 \quad] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2050.00 / 1000$$

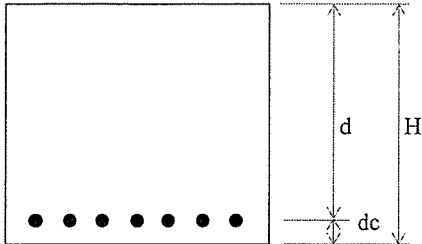
$$= 1590.68 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1590.68 > V_u = 958.464 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2200.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	2050.00	mm,	$d_c =$	150.00	mm,
$M_o =$	1692.605	kN·m,	$A_s =$	6193.600	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 380.480 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 142.100 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 146.356 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 315.573 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 316 \text{ mm OK!!}$$

2) 교축방향

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2200.00	2050.00	150.00	2753.796	1021.302	1986.189

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 8107.200 mm² [사용률 2.141 %]

$a = As \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 127.172 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03743 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

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

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 3786.279 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 82049.59 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 7175.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{☞ } 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5048.37 \text{ mm}^2$$

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

☞ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 129.301 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 5794.425 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u (= 2753.796 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 2.104 \%] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2050.00 / 1000$$

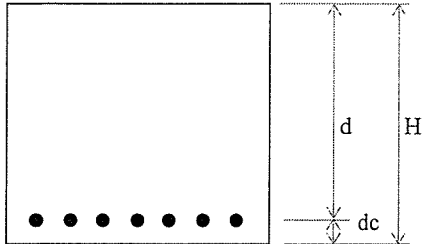
$$= 1590.68 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1590.68 > V_u = 1021.302 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa,}$$

$$H = 2200.00 \text{ mm,}$$

$$B = 1000.00 \text{ mm,}$$

$$d = 2050.00 \text{ mm,}$$

$$dc = 150.00 \text{ mm,}$$

$$M_o = 1986.189 \text{ kN} \cdot \text{m,}$$

$$A_s = 8107.200 \text{ mm}^2$$

$$N = 8$$

$$n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 428.942 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 128.468 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 124.505 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 413.752 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 414 \text{ mm O.K!!}$$

10.7 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 기둥검토

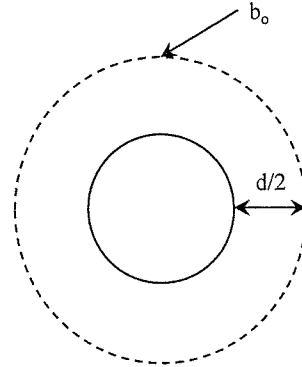
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 17521.466 kN

■ 편치 전단 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.500 + 1.025) \\ &= 15.865 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.053$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 1.9) \times 5477.226 \times 15.865 \times 2.050 \\ &= 86099.642 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.584) \times 5477.226 \times 15.865 \times 2.050 \\ &= 106407.282 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 15.865 \times 2.050 \\ &= 59379.064 \text{ kN} \end{aligned}$$

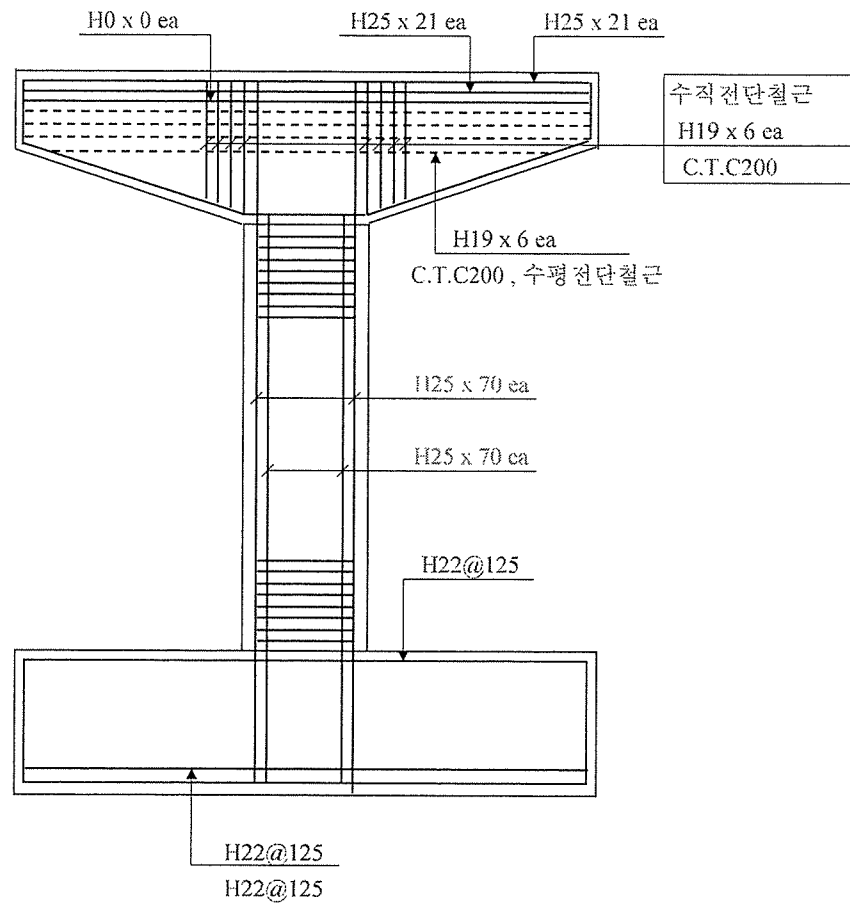
$$\therefore \text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 59379.064 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 59379.064 \\ &= 50472.204 \text{ kN} \geq V_u = 17521.466 \text{ kN} \text{ ---- O.K} \end{aligned}$$

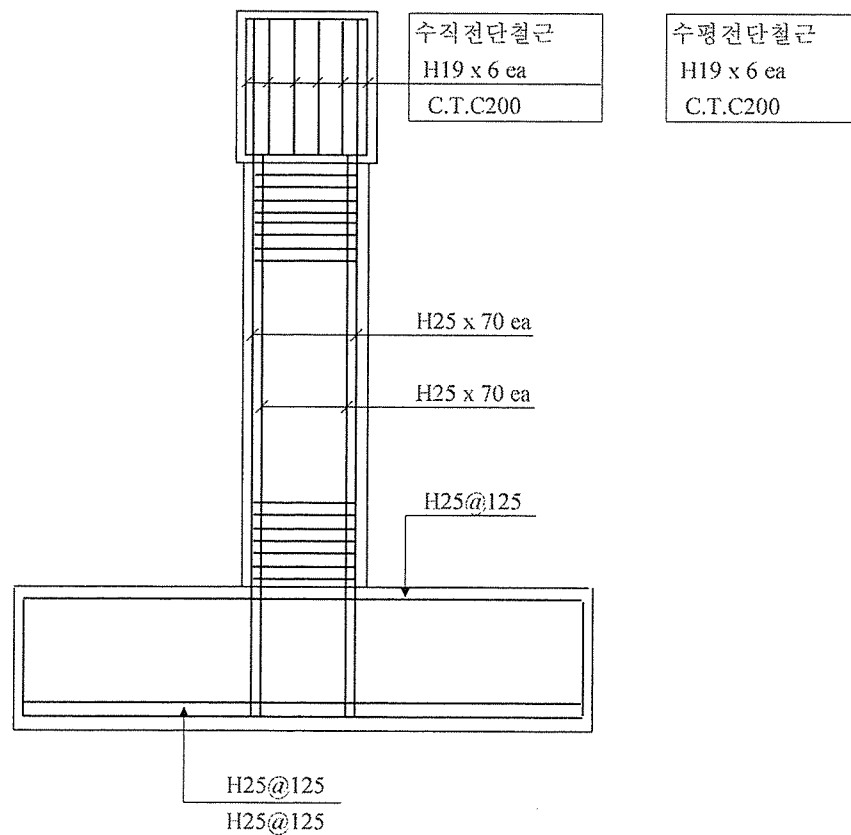
11. 주철근 조립도

P1(P2)

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2807.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 878.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 111.40 / 3 = 37.134 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 183.75 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

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

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.408 \times 24.950 / 2 / 3 \text{ shoe} = 46.207 \text{ kN}$$

$$P_w = 185.692 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 301.787 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 454.001 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2807.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 878.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 539.63 / 3 \text{ shoe} = 179.875 \text{ kN}$$

- 장대레일중하중

$$H_R = 74.85 / 3 \text{ shoe} = 24.950 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 421.05 / 3 \text{ shoe} = 140.35 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 952.958 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 878.00 \quad + \quad 865.76 \quad = \quad 1743.761 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 140.350 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1743.76 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 1743.761 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 140.35 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 140.350 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	878.00	+	865.76	+	183.75	=	1743.761	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	37.134	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1743.76	/	1.00			=	1743.761	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	37.13	/	1.00			=	37.134	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	878.00	+	865.76			=	1743.761	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1743.76	/	1.00			=	1743.761	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	878.000	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	878.00	/	1.00			=	878.000	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	878.00	+	865.76			=	1743.761	kN
교축방향하중	179.88	+	24.95			=	204.825	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1743.76	/	1.15			=	1516.314	kN
할증적용 교축하중	204.83	/	1.15			=	178.109	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	878.00	+	865.76	+	183.75			
		+	0.00	+	185.69	=	2113.201	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	37.13	+	0.00	+	46.21	=	83.341	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2113.20	/	1.25			=	1690.561	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	83.34	/	1.25			=	66.673	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	878.00	+	865.76	+	454.00	=	2197.762	kN
교축방향하중						=	952.958	kN
교축직각방향하중						=	301.787	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2197.76	/	1.60			=	1373.601	kN
할증적용 교축하중	952.96	/	1.60			=	595.599	kN
할증적용 교직하중	301.79	/	1.60			=	188.617	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2113.201	83.341	301.787
교축방향		204.825	952.958

3) 교좌장치 제원

- 규격 : 365 × 519 mm
- 높이 : 183 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 250 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 717.500 > 250.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균높이. 단경간
교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 313.595$$

② 연단 거리에 대한 검토

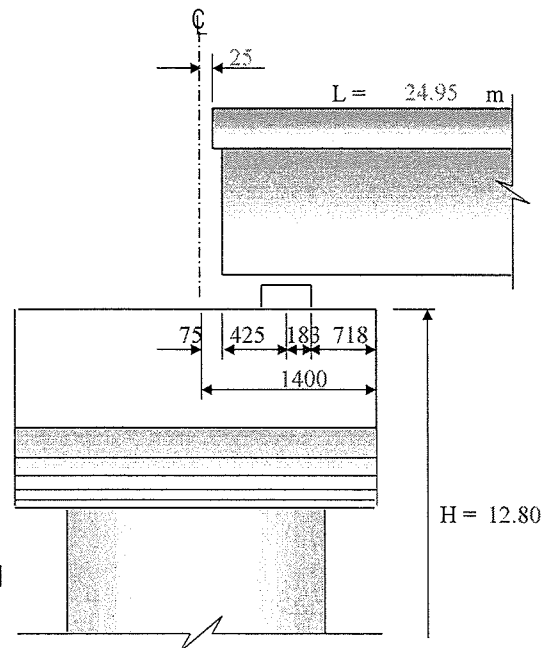
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 365 / 2 = 182.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 325 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 182.5 + 325 = 932.5 \text{ mm}$$

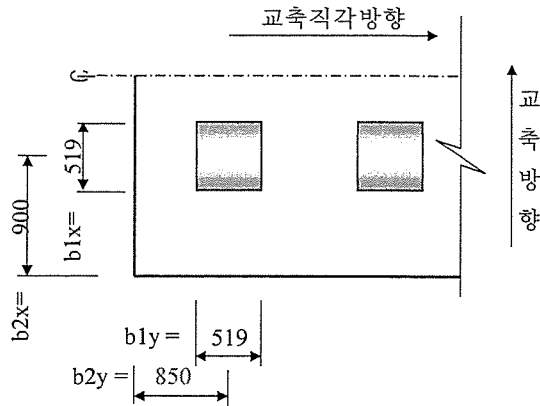
$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 932.5 \text{ mm} < 1325.00 \quad - \text{O.K} -$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1743.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1373.60 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	178.11 kN	- 교 축 방 향 :	595.60 kN
- 교축직각방향 :	66.67 kN	- 교축직각방향 :	188.62 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2595.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2595.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1800) \times 1743761 / 180 = 1723.58 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1}(\text{지진}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1800) \times 1373601 / 180 = 1357.70 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1700) \times 1743761 / 180 = 1682.50 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1}(\text{상시}) = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 1700) \times 1373601 / 180 = 1325.35 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2}(\text{상시}) = 178109 / 180 = 989.49 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2}(\text{지진}) = 595599 / 180 = 3308.88 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2}(\text{상시}) = 66673 / 180 = 370.41 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2}(\text{지진}) = 188617 / 180 = 1047.87 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$B_{x1} = b1y + b2x = 1419.0 \text{ mm}$$

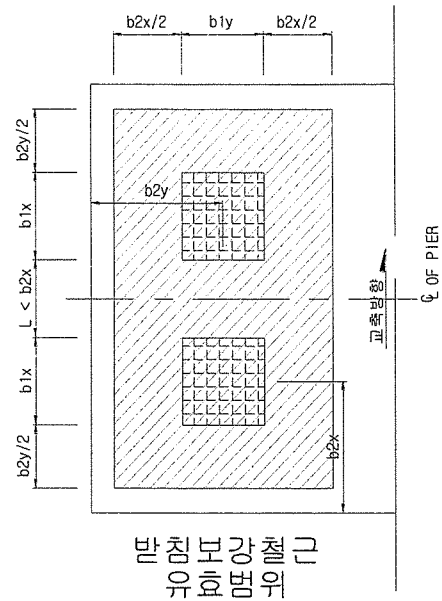
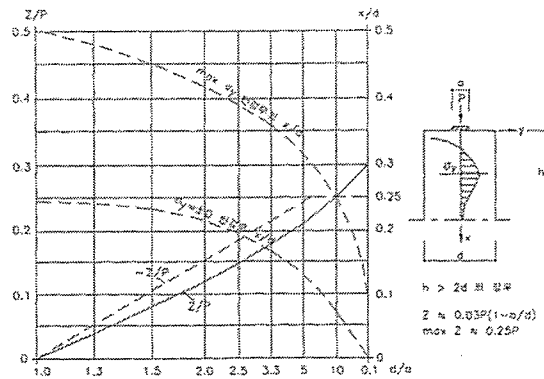
(인장수와 코팅의 크기를 고려)

$$B_{x2} = 709.5 + 500.0 = 1209.5 \text{ mm}$$

$$B_{xuse} = 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm}$$

$$B_{y1} = b1x + b2y = 1369.0 \text{ mm}$$

$$B_{yuse} = 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm}$$



<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max σy 와 σy=0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1369.0 / 519.0 = 2.638	0.43	589
교 축 방 향	1419.0 / 519.0 = 2.734	0.42	596

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$A_{sx} = Asx1 + Asx2$$

$$A_{sx(상시)} = 1723.58 + 989.49 = 2713.07 \text{ mm}^2 \text{ (상시)}$$

$$A_{sx(지진)} = 1357.70 + 3308.88 = 4666.59 \text{ mm}^2 \text{ (지진시)}$$

$$\text{Use } Asx = 1119 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 5730 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$A_{sy} = Asy1 + Asy2 =$$

$$A_{sy(상시)} = 1682.50 + 370.41 = 2052.91 \text{ mm}^2 \text{ (상시)}$$

$$A_{sy(지진)} = 1325.35 + 1047.87 = 2373.22 \text{ mm}^2 \text{ (지진시)}$$

$$\text{Use } Asy = 1116 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{595599}{180} = 3308.88 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 4\text{H22} - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 4258 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{188617}{180} = 1047.87 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 4\text{H16} - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 Mpa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 519) = 3078884 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{595599}{3078884} = 0.193 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 519) = 2787627 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{66673}{2787627} = 0.024 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2807.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 878.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 155.13 / 3 = 51.709 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 255.87 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

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

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.408 \times 24.950 / 2 / 3 \text{ shoe} = 46.207 \text{ kN}$$

$$P_w = 185.692 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 452.011 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 679.856 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2807.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 878.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 412.500 / 3 \text{ shoe} = 137.500 \text{ kN}$$

- 장대레일중하중

$$H_R = 74.85 / 3 \text{ shoe} = 24.950 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 421.05 / 3 \text{ shoe} = 140.35 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 878.00 \quad + \quad 865.76 \quad = \quad 1743.761 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 140.350 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1743.76 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 1743.761 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 140.35 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 140.350 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	878.00	+	865.76	+	255.87	=	1743.761	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	51.709	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1743.76	/	1.00			=	1743.761	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	51.71	/	1.00			=	51.709	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	878.00	+	865.76			=	1743.761	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1743.76	/	1.00			=	1743.761	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	878.000	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	878.00	/	1.00			=	878.000	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	878.00	+	865.76			=	1743.761	kN
교축방향하중	137.50	+	24.95			=	162.450	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1743.76	/	1.15			=	1516.314	kN
할증적용 교축하중	162.45	/	1.15			=	141.261	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	878.00	+	865.76	+	255.87			
				+	0.00	+	185.69	= 2185.322 kN
교축방향하중								= 0.000 kN
교축직각방향하중	51.71	+	0.00	+	46.21			= 97.916 kN
허용응력 할증계수								= 1.25
할증적용 연직하중	2185.32	/	1.25					= 1748.257 kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25					= 0.000 kN
할증적용 교직하중	97.92	/	1.25					= 78.333 kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	878.00	+	865.76	+	679.86	=	2423.617	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	452.011	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2423.62	/	1.60			=	1514.761	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	452.01	/	1.60			=	282.507	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2185.322	97.916	452.011
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규 격 : 435 × 501 mm
- 높 이 : 166 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 250 \text{ mm} \quad [\ell > 40\text{m}]$$

$$= 682.500 > 250.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 313.595$$

② 연단 거리에 대한 검토

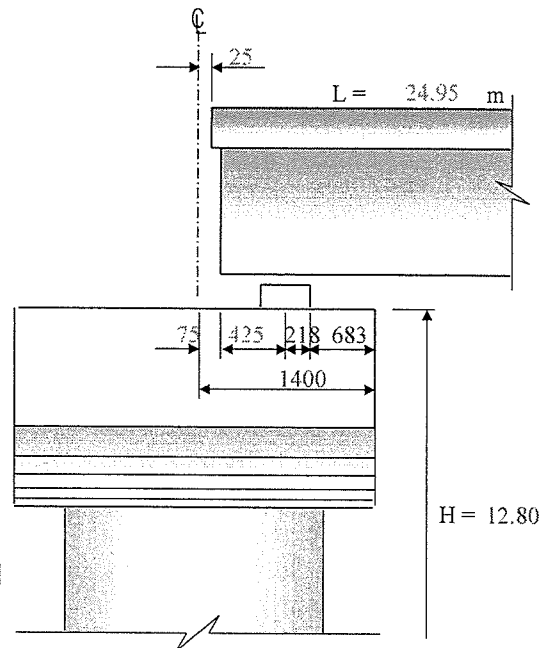
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 435 / 2 = 217.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 325 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 217.5 + 325 = 967.5 \text{ mm}$$

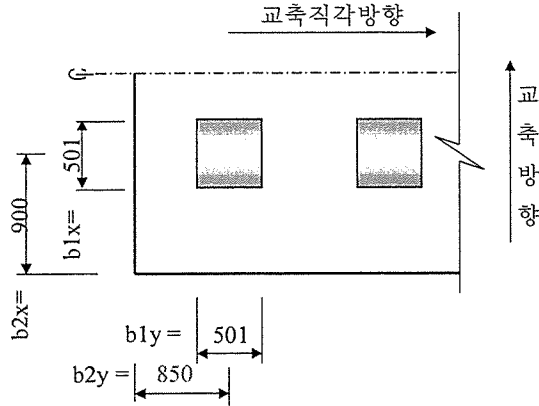
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 967.5 \text{ mm} < 1325.00 \quad - \text{O.K.} -$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1748.26 kN	- 연직하중 지진시 :	1514.76 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교축 방향 :	141.26 kN	- 교축 방향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	78.33 kN	- 교축직각방향 :	282.51 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2505.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2505.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1800) \times 1748257 / 180 = 1752.30 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1800) \times 1514761 / 180 = 1518.27 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1700) \times 1748257 / 180 = 1712.55 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1700) \times 1514761 / 180 = 1483.82 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 141261 / 180 = 784.78 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

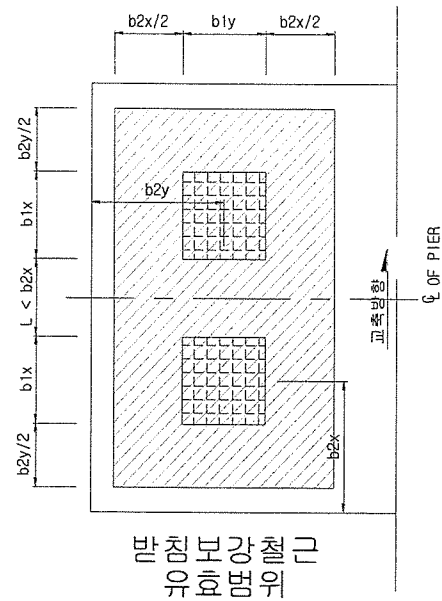
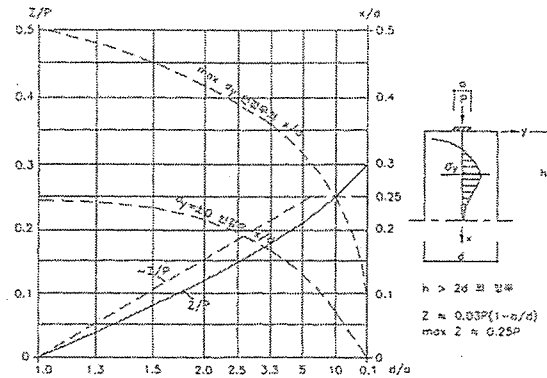
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 78333 / 180 = 435.18 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 282507 / 180 = 1569.48 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1401.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인근슈와 코팅의 크기불 고려}) \\
 B_{x2} &= 700.5 + 500.0 = 1200.5 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1351.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<그림> h > 2d 인 경우 Z/P 및 x/d에 대한 횡방향 인장응력 max sy 와 sy=0 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1351.0 / 501.0 = 2.697	0.41	553.91
교 축 방 향	1401.0 / 501.0 = 2.796	0.42	588.42

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sx} &= Asx1 + Asx2 \\
 A_{sx(\text{상시})} &= 1752.30 + 784.78 = 2537.09 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sx(\text{지진})} &= 1518.27 + 0.00 = 1518.27 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asx = \text{H16} - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sy} &= Asy1 + Asy2 = \\
 A_{sy(\text{상시})} &= 1712.55 + 435.18 = 2147.73 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sy(\text{지진})} &= 1483.82 + 1569.48 = 3053.30 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asy = \text{H16} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{141261}{180} = 784.78 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{282507}{180} = 1569.48 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 Mpa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 501) = 3055974 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{141261}{3055974} = 0.046 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y(2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 501) = 2765990 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{282507}{2765990} = 0.102 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

2.3.2 P4(P3)

1. 설 계 조 건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; PSC BEAM + PSC BEAM
 평면선형 R = 2,400 설계지간 L = 24,000 m
 평면선형 R = 2,400 설계지간 L = 24,000 m
- 2) 교각형식 ; T형교각 (H = 13.000 M)
- 3) 기초형식 ; 직접기초 (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

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

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

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

2) 철근 SD40

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

1.4 흙의 성질

- 1) 흙의 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 2) 흙의 포화단위중량 (γ_{sat}) = 20.0 kN/m³
- 3) 흙의 수중단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 4) 기초저면의 N치 = 50
- 5) 기초저면의 내부마찰각 $\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 42.39^\circ \leq 45^\circ$
(다만, $N > 5$)
- 6) 최대지반반력
상시 = 700
지진시 = 1050 (1.5배)
- 7) 기초의 각종 계수들

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

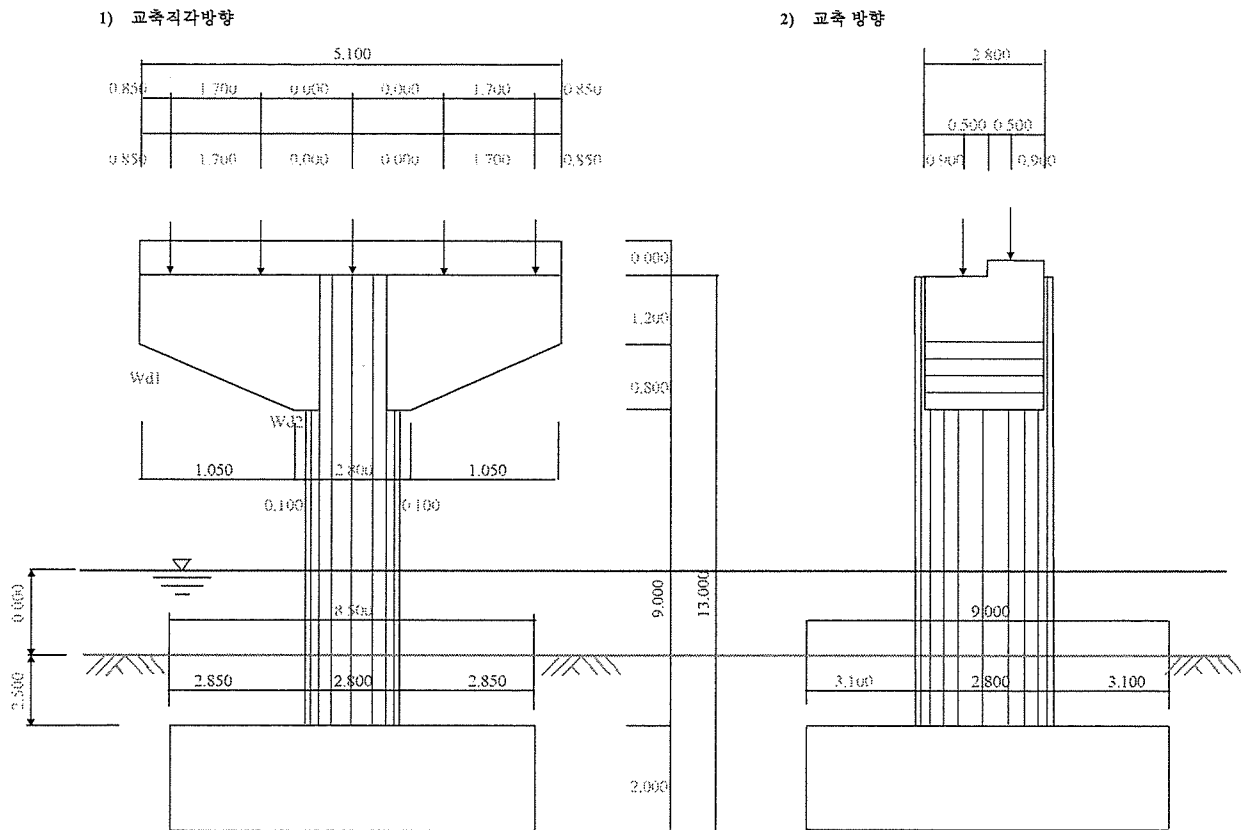
$\Phi_b = 2/3 \times 42.39 = 28.260$	흙과 콘크리트
$\tan \Phi_b = 0.538$	
$\tan \Phi_b = 0.600$	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

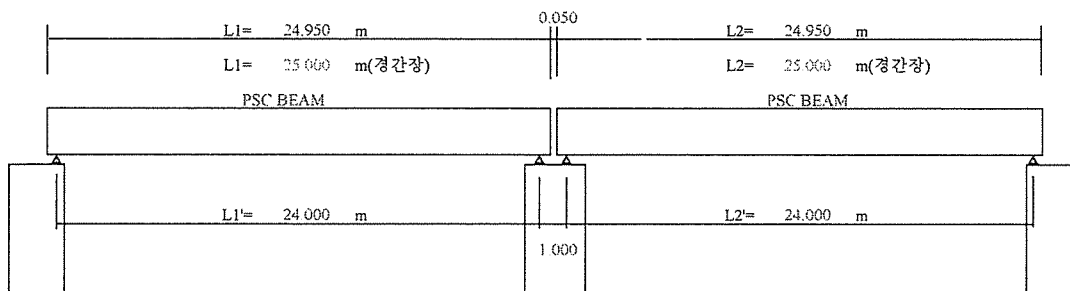
- ▣ 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- ▣ 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- ▣ 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면 가정 P4(P3)

1.1 교각 단면 제원

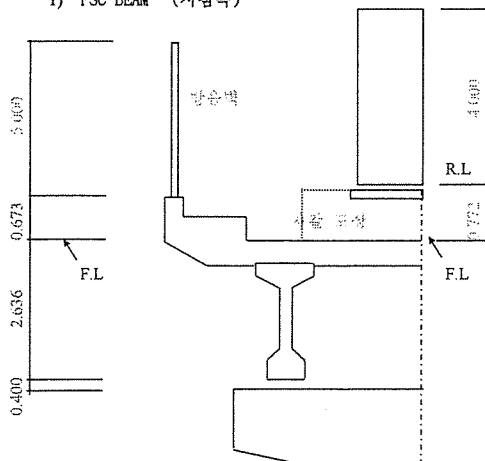


1.2 상부 제원



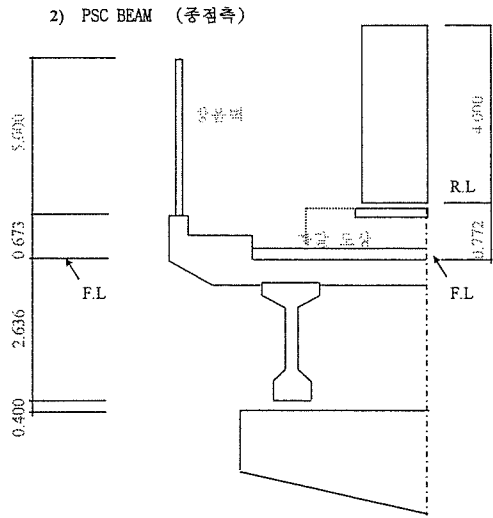
1.3 하중작용 위치산정

1) PSC BEAM (시점측)



- ▶ 원심하중 = 5.608 M
- ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용) = 3.808 M
- ▶ 풍하중(열차비재하) = 4.5545 M
- ▶ 풍하중(열차재하) = 4.5545 M
- ▶ 지진하중(고정하중) = 1.718 M

- KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용



- ▶ 원심하중 - KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용
= 5.608 M
- ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
= 3.808 M
- ▶ 풍하중(열차비개하) = 4.5545 M
- ▶ 풍하중(열차개하) = 4.5545 M
- ▶ 지진하중(고정하중) = 1.718 M

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		Σ
고정하중 반력(KN)	PSC BEAM	968.00		878.00		961.00		2807.00
	PSC BEAM	968.00		878.00		961.00		2807.00
계		1936.00	0.00	1756.00	0.00	1922.00		5614.00

▣ 교각자중

- COPING ;

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

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

- 기 등 ; $Pc = \pi / 4 \times 2.800^2 \times 24.500$
 $\times 9.000 = 1357.734 \text{ kN}$

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

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC BEAM(25m)

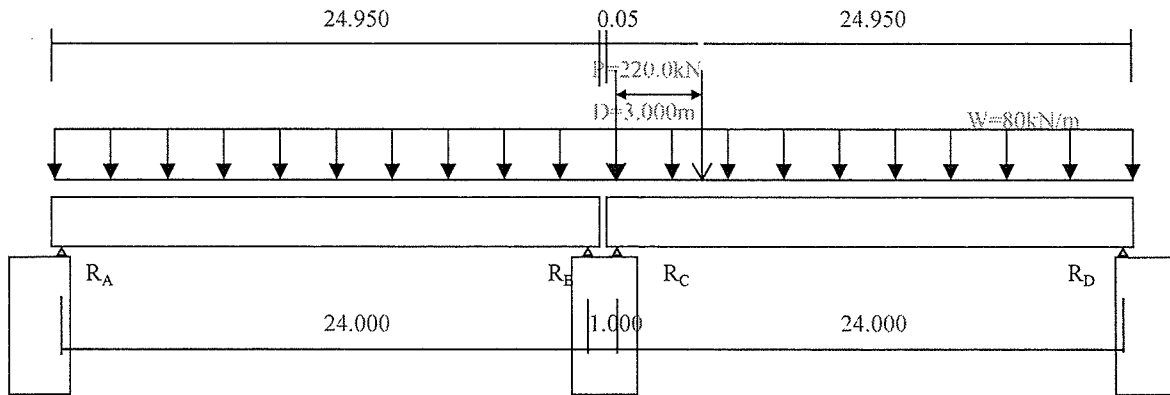
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (단선)	0.184	0.000	0.489	0.000	0.327		1.00
보도 하중 (단선)	0.950	0.000	0.232	0.000	-0.183		1.00

- PSC BEAM(25m)

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

■ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned} R_A &= 998.000 \text{ KN} & , & & R_C &= 1410.500 \text{ KN} \\ R_B &= 998.000 \text{ KN} & , & & R_D &= 1025.500 \text{ KN} \end{aligned}$$

② 보도균집하중 재하시

$$\text{보도폭} : b = 0.85 \text{ m}$$

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

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

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

■ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	234.00	0.00	500.32	0.00	316.64		1050.97
R_{LC}	309.90	0.00	702.03	0.00	451.53		1463.47
ΣR_L	543.90	0.00	1202.36	0.00	768.17		2514.43

■ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	257.22	0.00	562.03	0.00	357.91		1177.16
R_{LC}	342.72	0.00	789.25	0.00	509.85		1641.82
ΣR_L	599.94	0.00	1351.28	0.00	867.76		2818.99

3) 차량 횡하중

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

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

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC BEAM

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

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

- PSC BEAM

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

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

4) 원심 하중

▣ 원심하중 계수 산정

$$\text{곡선반경 : } R = 2,400 \quad L = 24.000, \quad 24.000 \quad V = 250 \quad \text{km/hr}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 2400} = 0.106 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times 2,400} = 0.106 \quad \dots c \text{ 지점}$$

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

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

가) 복선

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

$$P_{cb} = 0.00 \times 0.106 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$P_{cc} = 0.00 \times 0.106 = 0.000 \quad \text{kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \quad \text{kN}$$

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

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

$$\sum M_c = 0.000 \quad \text{kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

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

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

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

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

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

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

- PSC BEAM

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

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

$$R_{pc1} = 0.000 \times 1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times -1.700 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1050.97 kN , 지점c 1463.47 kN

$$P_{cb} = 1050.97 \times 0.106 = 111.402 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 1463.47 \times 0.106 = 155.127 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 266.529 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 111.402 \times 5.608 = 624.742 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 155.127 \times 5.608 = 869.952 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 1494.694 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

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

$$R_{pb1} = 624.742 \times 1.700 / 5.780 = 183.748 \text{ kN}$$

$$R_{pb2} = 624.742 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb3} = 624.742 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb4} = 624.742 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb5} = 624.742 \times -1.700 / 5.780 = -183.748 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

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

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

$$R_{pc1} = 869.952 \times 1.700 / 5.780 = 255.868 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 869.952 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 869.952 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 869.952 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 869.952 \times -1.700 / 5.780 = -255.868 \text{ kN}$$

5) 풍 하중

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

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	$Wn1 = 3.000 \times 2.000 \times 2.800$	$= 16.800 \text{ kN}$
기둥	$Wn2 = 3.000 \times 2.800 \times 0.6$	$= 5.040 \text{ kN/m}$
상부구조	$Wn3b = 3.000 \times 8.309 \times 12.475$	$= 310.964 \text{ kN}$
	$Wn3c = 3.000 \times 8.309 \times 12.475$	$= 310.964 \text{ kN}$
	$Mn3b = 310.964 \times 4.5545$	$= 1416.286 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$Mn3c = 310.964 \times 4.555$	$= 1416.286 \text{ kN}\cdot\text{m}$
	$\sum Mn3$	$= 2832.572 \text{ kN}\cdot\text{m}$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$Rni = Mn3 \times xi / \sum xi^2$$

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

$$Rnb1 = 1416.286 \times 1.700 / 5.780 = 416.555 \text{ kN}$$

$$Rnb2 = 1416.286 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$Rnb3 = 1416.286 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$Rnb4 = 1416.286 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$Rnb5 = 1416.286 \times -1.700 / 5.780 = -416.555 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

$$Rni = Mn3 \times xi / \sum xi^2$$

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

$$Rnc1 = 1416.29 \times 1.700 / 5.780 = 416.555 \text{ kN}$$

$$Rnc2 = 1416.29 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$Rnc3 = 1416.29 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$Rnc4 = 1416.29 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$Rnc5 = 1416.29 \times -1.700 / 5.780 = -416.555 \text{ kN}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	2.000	×	2.800	=	8.400	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	2.800	×	0.6	=	2.520	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	7.408	×	12.475	=	138.622	kN
	Wn3c	=	1.500	×	7.408	×	12.475	=	138.622	kN
	Mn3b	=	138.622	×	4.5545			=	631.354	kN·m
	Mn3c	=	138.622	×	4.555			=	631.354	kN·m
	Σ Mn3							=	1262.708	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

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

$$R_{nb1} = 631.354 \times 1.700 / 5.780 = 185.692 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 631.354 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 631.354 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 631.354 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 631.354 \times -1.700 / 5.780 = -185.692 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

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

$$R_{nc1} = 631.354 \times 1.700 / 5.780 = 185.692 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 631.354 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 631.354 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 631.354 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 631.354 \times -1.700 / 5.780 = -185.692 \text{ kN}$$

6) 유수압 ($P = K \times V^2 \times A$)

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

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

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

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

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

7) 충돌 하중

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

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

$$V = V_m / 0.85 = 1.944 / 0.85 : \text{표면유속}$$

$$= 2.287 \text{ m/sec}$$

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

$$H = \text{수심} = 0 \text{ m}$$

▣ 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	비고
시점측	$H_{EB(\text{교각})}$	139.61		141.20		139.52	420.32	1.0교각+0.3교축
	$H_{EB(\text{교축})}$	329.73		295.58		326.93	952.23	0.3교각+1.0교축
중점측	$H_{EC(\text{교각})}$	102.44		103.54		102.38	308.36	1.0교각+0.3교축
	$H_{EC(\text{교축})}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교각+1.0교축

$$M_{eb(\text{교각})} = 420.322 \times 1.718 = 722.113 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교각})} = 308.361 \times 1.718 = 529.764 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

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

$$R_{Eb1} = 722.113 \times 1.700 / 5.780 = 212.386 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 722.113 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 722.113 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 722.113 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 722.113 \times (-1.700) / 5.780 = -212.386 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

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

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

$$R_{EC1} = 529.764 \times 1.700 / 5.780 = 155.813 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 529.764 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 529.764 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 529.764 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 529.764 \times (-1.700) / 5.780 = -155.813 \text{ kN}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(\text{교 직})}$	$M_{0E(\text{교 직})}$	비 고
기둥하단	818.153	9.853.036	1.0교 직+0.3교 축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

■ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비 고
시점측	$H_{EB(\text{교 직})}$	342.89		346.80		342.68	1032.37	1.0교 직+0.3교 축
	$H_{EB(\text{교 축})}$	809.86		725.98		802.99	2338.82	0.3교 직+1.0교 축
종점측	$H_{EC(\text{교 직})}$	251.61		254.31		251.45	757.38	1.0교 직+0.3교 축
	$H_{EC(\text{교 축})}$	0.00		0.00		0.00	0.00	0.3교 직+1.0교 축

$$M_{eb(\text{교 직})} = 1032.369 \times 1.718 = 1773.610 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교 직})} = 757.378 \times 1.718 = 1301.175 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC BEAM

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

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

$$R_{Eb1} = 1773.610 \times 1.700 / 5.780 = 521.650 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 1773.610 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 1773.610 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 1773.610 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 1773.610 \times (-1.700) / 5.780 = -521.650 \text{ kN}$$

- PSC BEAM

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

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

$$R_{EC1} = 1301.175 \times 1.700 / 5.780 = 382.699 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 1301.175 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 1301.175 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 1301.175 \times 0.000 / 5.780 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 1301.175 \times (-1.700) / 5.780 = -382.699 \text{ kN}$$

$$P_E = 1032.37 + 757.378 = 1789.747 \text{ kN}$$

$$M_c = 1789.747 \times 1.718 = 3074.785 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(\text{교직})}$	$M_{0E(\text{교직})}$	비고
기둥하단	2,009.498	24200.44	1.0교직+0.3교축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 구간	우측 구간
고정하중	2807.000 kN	2807.000 kN
편 심	0.500 m	-0.500 m

$$M_d = 2807 \times 0.500 + 2807 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 구간	우측 구간
활하중	단선재하시	1050.966 kN	1463.466 kN
	복선재하시	0.000 kN	0.000 kN
편 심		0.500 m	-0.500 m

$$M_{L\text{단선}} = 1050.97 \times 0.500 + 1463.47 \times -0.500 = -206.250 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 구간	우측 구간
활하중	단선재하시	1177.162 kN	1641.823 kN
	복선재하시	0.000 kN	0.000 kN
편 심		0.500 m	-0.500 m

$$M_{L\text{단선}} = 1177.16 \times 0.500 + 1641.82 \times -0.500 = -232.330 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 0.00 \times 0.500 + 0.00 \times -0.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍 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

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

여기서, T ; 교량거더로부터의 전수평력

μ_m ; 가동측 받침의 마찰계수 0.15

R_m ; 가동측 교각에 작용하는 거더로부터의 연직반력

▶ 가동슈에 작용하는 교축방향 수평하중

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

① KL2012

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

▶ 좌측구간 (A~B구간)

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

▶ 우측구간 (C~D구간)

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

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

▶ 좌측구간 (A~B구간)

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

▶ 우측구간 (C~D구간)

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

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

$$R_m = 2807.00 + 998.000 = 3805.000 \text{ kN}$$

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

$$= 500.00 - 285.375 \text{ (제동하중)}$$

$$= 825.00 - 285.375 \text{ (시동하중)}$$

$$= 214.63 < T/2 = 250.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= 539.63 > T/2 = 412.50 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 250.00 \text{ kN(제동하중)}, 539.63 \text{ kN(시동하중)}$$

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

$$R_m = 2807.00 + 1410.50 = 4217.500 \text{ kN}$$

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

$$= 632.625 > T/2 = 250.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 632.625 > T/2 = 412.500 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 250.000 \text{ kN(제동하중)}, 412.500 \text{ kN(시동하중)},$$

마) 설계수평력

$$\begin{aligned} T \text{ (단 선)} &= T_f + T_m = 539.625 + 412.500 = 952.125 \text{ kN} \\ T \text{ (복 선)} &= T_f + T_m = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ kN} \end{aligned}$$

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

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

$$\begin{aligned} T_f &= T - \frac{1}{2} \mu_m \cdot R_m \geq T/2 \\ &= 149.70 - 210.525 \\ &= -60.83 < T/2 = 74.85 \end{aligned}$$

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

▶ 우측구간 (C~D구간)

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

$$\begin{aligned} T_m &= \mu_m \cdot R_m \leq T/2 \\ &= 421.050 > T/2 = 74.850 \end{aligned}$$

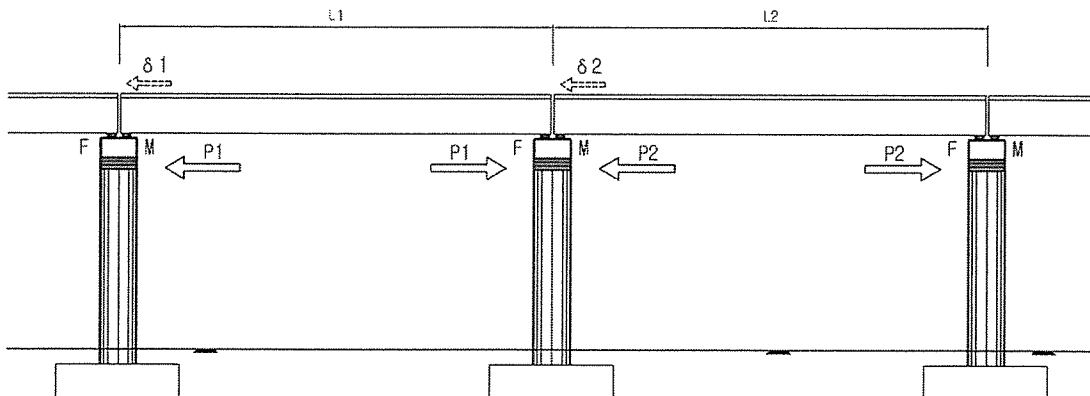
$$\therefore T_m = 74.85 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 74.850 + 74.850 = 149.700 \text{ kN}$$

7) 온도 하중

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

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



▶ 받침 마찰계수; 0.150

가) 상부 고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$T_{s1} = 2807.00 \times 0.150 = 421.050 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 2807.00 \times 0.150 = 421.050 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 3984.16 \times 0.150 = 597.624 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 4448.82 \times 0.150 = 667.323 \text{ kN}$$

다) 온도변화에 의한 수평력산정

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

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

$$\therefore \delta 2 = 15 \times 0.00001 \times 24.000 = 0.0036 \text{ m}$$

▶ 등가수평력

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

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 673.256 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 3.017 m⁴

L: 11.000 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	421.050	673.256	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	597.624	1212.881	교좌장치마찰에의한 수평력적용

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

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 673.256 \text{ kN}$$

여기서 E: 27500 MPa

I: 3.017 m⁴

L: 11.000 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	421.050	673.256	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	667.323	1085.756	교좌장치마찰에의한 수평력적용

라) 적용온도하중

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

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

등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 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	421.050	슈마찰력 : MAX(Ts1, Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	254.823	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	1031.30	10995.94	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

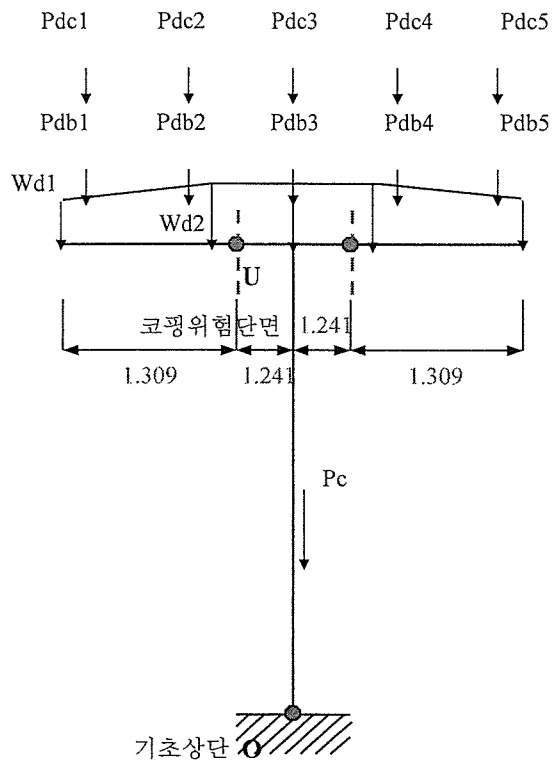
■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비 고
기둥하단	2533.01	27007.58	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

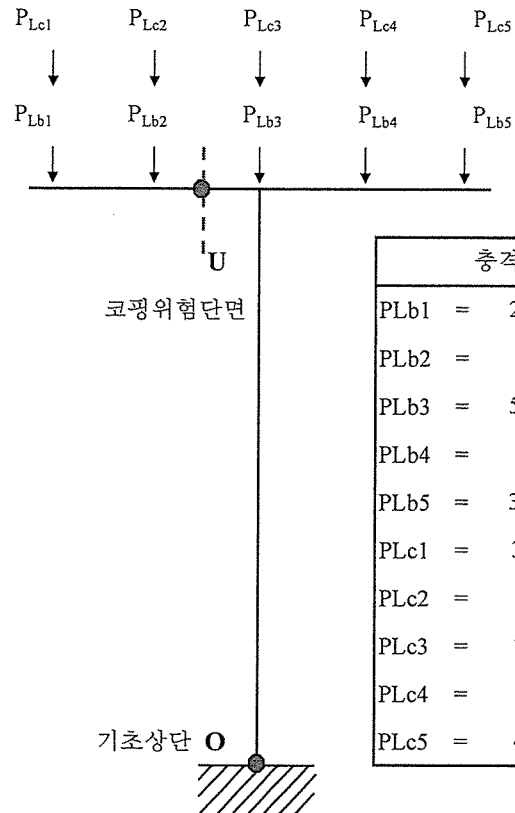
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	968.00	kN
Pdb2	=	0.00	kN
Pdb3	=	878.00	kN
Pdb4	=	0.00	kN
Pdb5	=	961.00	kN
Pdc1	=	968.00	kN
Pdc2	=	0.00	kN
Pdc3	=	878.00	kN
Pdc4	=	0.00	kN
Pdc5	=	961.00	kN
Wd1	=	82.320	kN/m
Wd2	=	137.200	kN/m
Pc	=	1357.734	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	968.000	0.459	968.000	444.585	1.700	968.000	1645.600
Pbd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd3	878.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	878.000	0.000
Pbd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd5	961.000	0.459	961.000	441.370	-1.700	961.000	-1633.700
Pcd1	968.000	0.459	968.000	444.585	1.700	968.000	1645.600
Pcd2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd3	878.000	-1.241	0.000	0.000	0.000	878.000	0.000
Pcd4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd5	961.000	0.459	961.000	441.370	-1.700	961.000	-1633.700
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	1357.734	-1.241	0.000	0	0.000	1357.734	0.000
합 계			2079.82	964.001		7613.830	23.800

2-2) 활 하중 (L.C 2-2): 단선



충격 미고려시		충격고려시(모멘트)	
PLb1	= 234.000 kN	PLb1	= 257.220 kN
PLb2	= 0.000 kN	PLb2	= 0.000 kN
PLb3	= 500.322 kN	PLb3	= 562.032 kN
PLb4	= 0.000 kN	PLb4	= 0.000 kN
PLb5	= 316.644 kN	PLb5	= 357.910 kN
PLc1	= 309.90 kN	PLc1	= 342.72 kN
PLc2	= 0.00 kN	PLc2	= 0.00 kN
PLc3	= 702.03 kN	PLc3	= 789.25 kN
PLc4	= 0.00 kN	PLc4	= 0.00 kN
PLc5	= 451.53 kN	PLc5	= 509.85 kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(S_u)	모멘트(M_u)	거리	수직력(P_o)	모멘트(M_{ox})
PLb1	234.000	0.459	234.000	107.472	1.700	234.000	397.800
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	500.322	-1.241	0.000	0.000	0.000	500.322	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	316.644	0.459	316.644	145.429	-1.700	316.644	-538.294
PLc1	309.900	0.459	309.900	142.332	1.700	309.900	526.830
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	702.035	-1.241	0.000	0.000	0.000	702.035	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	451.531	0.459	451.531	207.380	-1.700	451.531	-767.603
합 계			768.175	352.809		2514.431	381.268

Moy= -206.250 kN·m

Ho= 0.000 kN

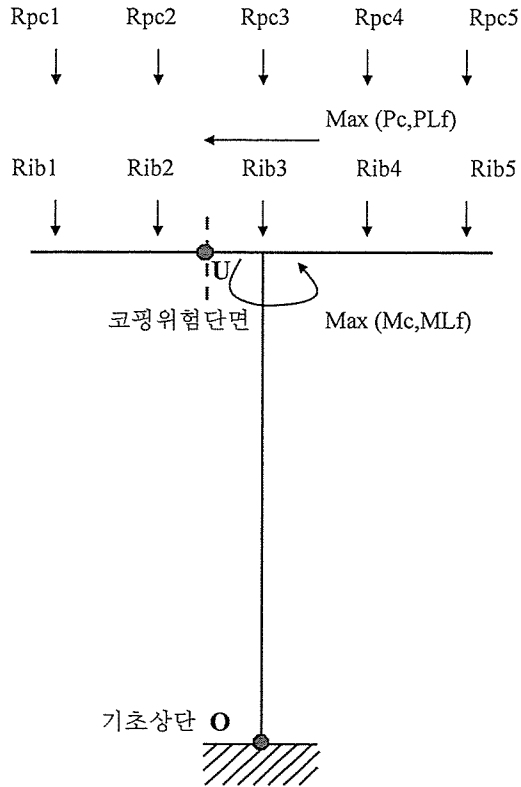
▶ 충격 고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	257.220	0.459	257.220	118.137	1.700	257.220	437.274
PLb2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb3	562.032	-1.241	0.000	0.000	0.000	562.032	0.000
PLb4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLb5	357.910	0.459	357.910	164.382	-1.700	357.910	-608.447
PLc1	342.718	0.459	342.718	157.404	1.700	342.718	582.620
PLc2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc3	789.251	-1.241	0.000	0.000	0.000	789.251	0.000
PLc4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
PLc5	509.854	0.459	509.854	234.167	-1.700	509.854	-866.751
합 계			867.764	398.549		2818.985	455.305

Moy= -232.330 kN·m

Ho= 0.000 kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

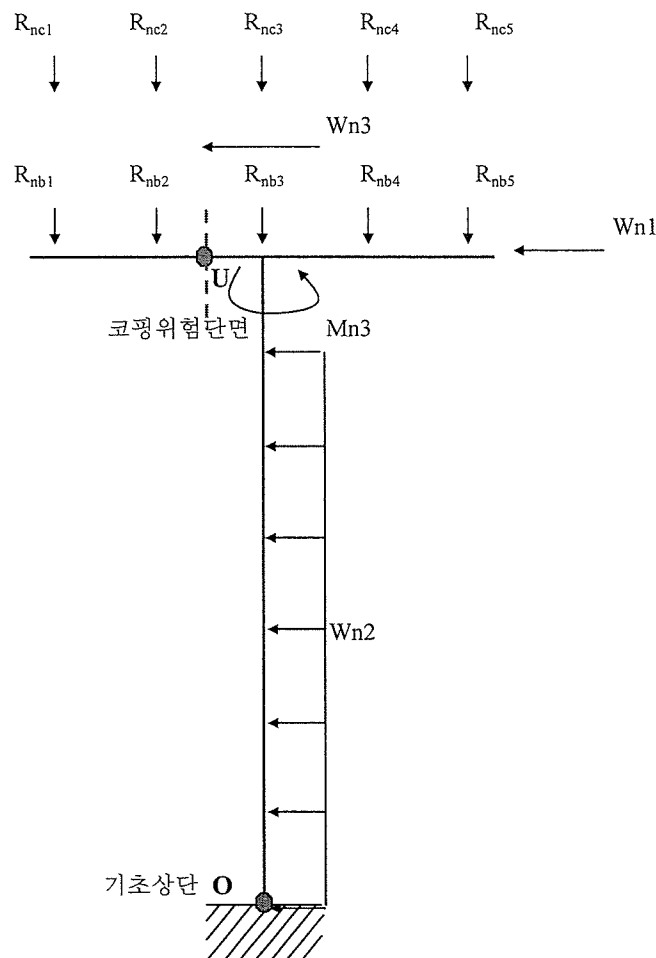
Pc	=	266.529	kN
Mc	=	1494.694	kN·m

Max (PLf, Pc)	=	266.529	kN
Max (MLf, Mc)	=	1494.694	kN·m

Rib1	=	183.748	kN
Rib2	=	0.000	kN
Rib3	=	0.000	kN
Rib4	=	0.000	kN
Rib5	=	-183.748	kN
Rpc1	=	255.868	kN
Rpc2	=	0.000	kN
Rpc3	=	0.000	kN
Rpc4	=	0.000	kN
Rpc5	=	-255.868	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	183.748	0.459	183.748	84.392	1.700	183.748	312.371
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	-183.748	0.459	-183.748	-84.392	-1.700	-183.748	312.371
Pcd1	255.868	0.459	255.868	117.516	1.700	255.868	434.976
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	-255.868	0.459	-255.868	-117.516	-1.700	-255.868	434.976
Pc	266.529	-	-	-	11.000	-	2931.819
합 계			439.616	201.908		0.000	4426.513

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

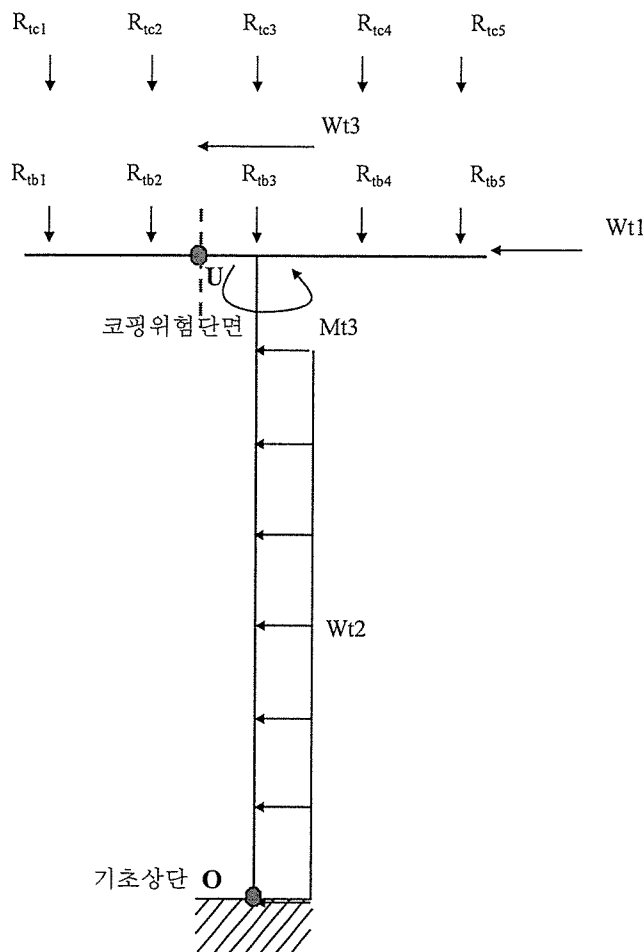


Wn1	=	16.800	kN
Wn2	=	5.040	kN/m
Wn3b	=	310.964	kN
Wn3c	=	310.964	kN
Mn3	=	2832.572	kN·m

Rnb1	=	416.555	kN
Rnb2	=	0.000	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	0.000	kN
Rnb5	=	-416.555	kN
Rnc1	=	416.555	kN
Rnc2	=	0.000	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	0.000	kN
Rnc5	=	-416.555	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	416.555	0.459	416.555	191.316	1.700	416.555	708.143
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	-416.555	0.459	-416.555	-191.316	-1.700	-416.555	708.143
Rnc1	416.555	0.459	416.555	191.316	1.700	416.555	708.143
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	-416.555	0.459	-416.555	-191.316	-1.700	-416.555	708.143
Wn1	16.80	-	-	-	11.000	-	184.800
Wn2	45.36	-	-	-	4.500	-	204.120
Wn3	621.93	-	-	-	11.000	-	6841.208
합 계	684.088		833.109	382.632		0.000	10062.700

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

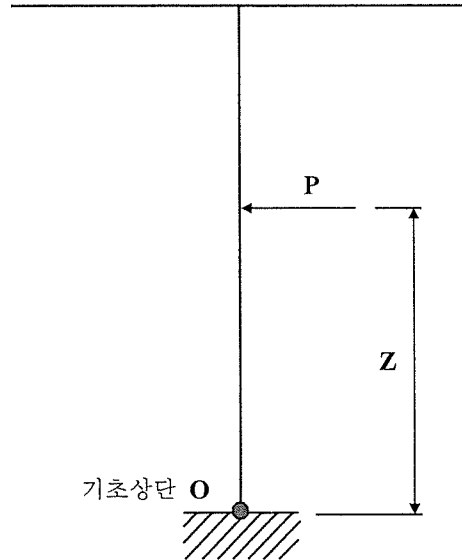


Wt1	=	8.400	kN
Wt2	=	2.520	kN/m
Wt3b	=	138.622	kN
Wt3c	=	138.622	kN
Mt3	=	631.354	kN·m

Rtb1	=	185.692	kN
Rtb2	=	0.000	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	0.000	kN
Rtb5	=	-185.692	kN
Rtc1	=	185.692	kN
Rtc2	=	0.000	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	0.000	kN
Rtc5	=	-185.692	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	185.692	0.459	185.692	85.285	1.700	185.692	315.677
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	-185.692	0.459	-185.692	-85.285	-1.700	-185.692	315.677
Rtc1	185.692	0.459	185.692	85.285	1.700	185.692	315.677
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	-185.692	0.459	-185.692	-85.285	-1.700	-185.692	315.677
Wt1	8.40	-	-	-	11.000	-	92.400
Wt2	22.68	-	-	-	4.500	-	102.060
Wn3	277.24	-	-	-	11.000	-	3049.684
합 계	308.324		371.385	170.570		0.000	4506.852

6) 유수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	2.500	m

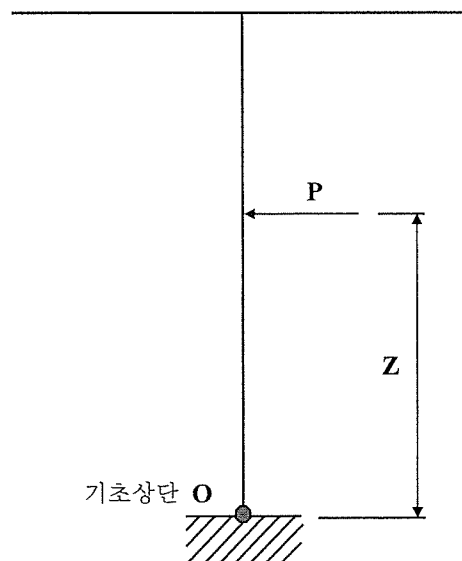
▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 0.000 \times 2.500 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	4.300	m

▣ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

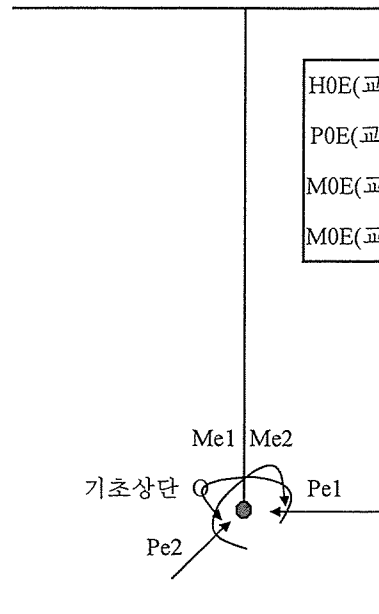
$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 1000.000 \times 4.300 = 4300.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

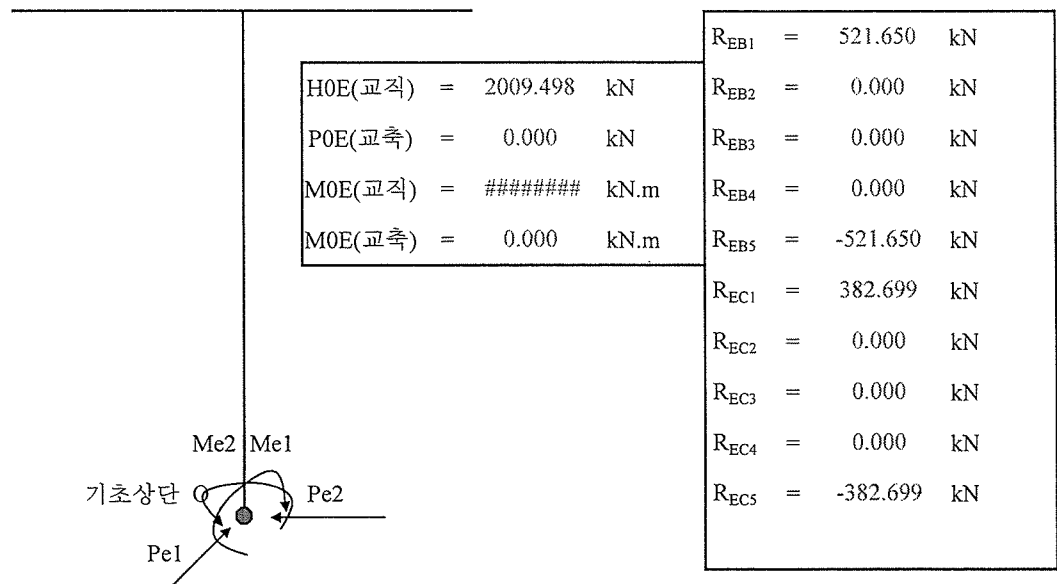
8) 지진하중 (L.C 8) : 100년

H0E(교직) = 818.153 kN	R _{EB1} = 212.386 kN
P0E(교축) = 0.000 kN	R _{EB2} = 0.000 kN
M0E(교직) = 9853.036 kN.m	R _{EB3} = 0.000 kN
M0E(교축) = 0.000 kN.m	R _{EB4} = 0.000 kN
	R _{EB5} = -212.386 kN
	R _{EC1} = 155.813 kN
	R _{EC2} = 0.000 kN
	R _{EC3} = 0.000 kN
	R _{EC4} = 0.000 kN
	R _{EC5} = -155.813 kN



구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	212.386	0.459	212.386	97.545	-	-	-
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	-212.386	0.459	-212.386	-97.545	-	-	-
REC1	155.813	0.459	155.813	71.562	-	-	-
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	-155.813	0.459	-155.813	-71.562	-	-	-
He1	818.153	-	-	-	-	-	9853.036
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			368.199	169.107			

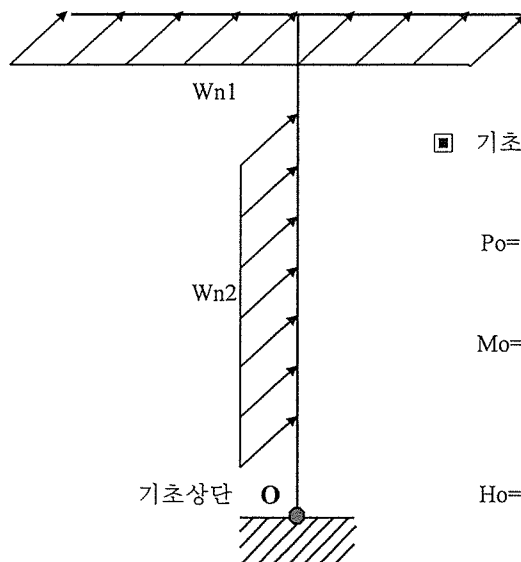
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



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	521.650	0.459	521.650	239.585	-	-	-
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	-521.650	0.459	-521.650	-239.585	-	-	-
REC1	382.699	0.459	382.699	175.767	-	-	-
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	-382.699	0.459	-382.699	-175.767	-	-	-
He1	2009.498	-	-	-	-	-	24200.439
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			904.349	415.351			

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

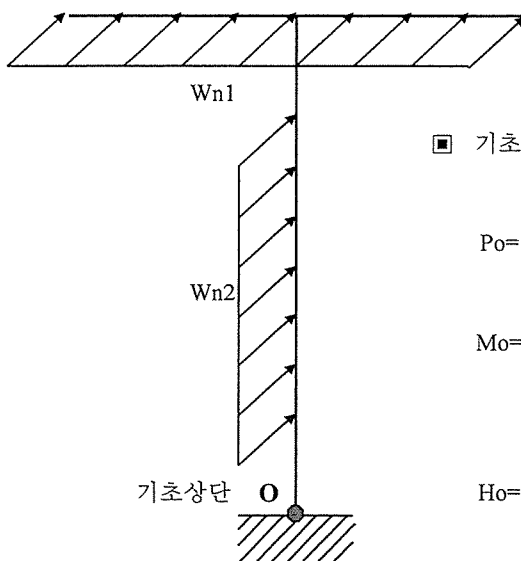
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 28.081 \times 10.000 + 45.360 \times 4.500 = 484.926 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 73.4406 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



W_{n1}	=	2.753	kN/m
W_{n2}	=	2.520	kN/m

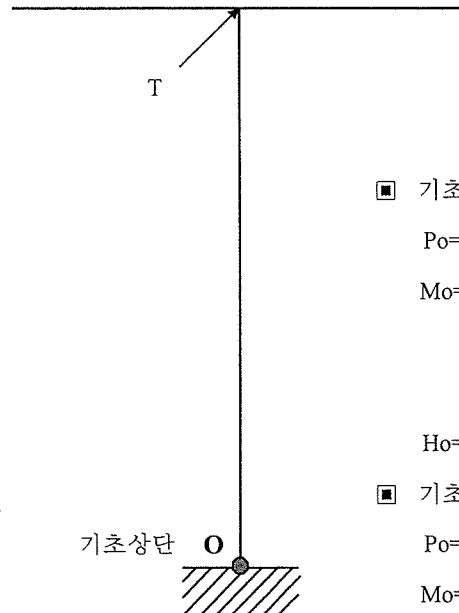
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 14.040 \times 10.000 + 22.680 \times 4.500 = 242.463 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 36.7203 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{m\text{복선}}$	=	0.000	kN
$T_{f\text{단선}}$	=	539.625	kN
$T_{m\text{단선}}$	=	412.500	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 0.000 \times 11.400 + \\ & 0.000 \times 11.400 \\ &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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

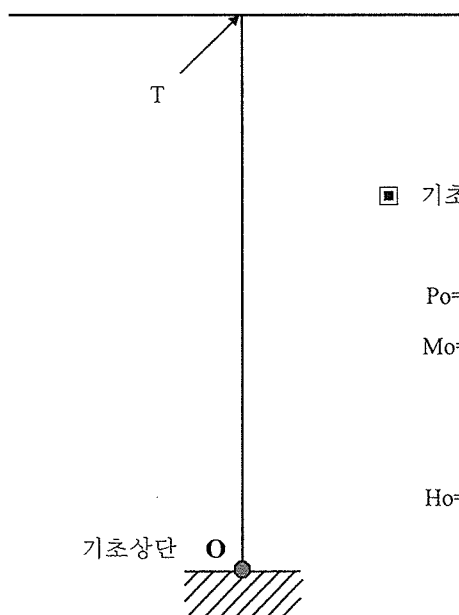
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 539.625 \times 11.400 + \\ & 412.500 \times 11.400 \\ &= 10854.225 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 952.13 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	74.850	kN
T_m	=	74.850	kN

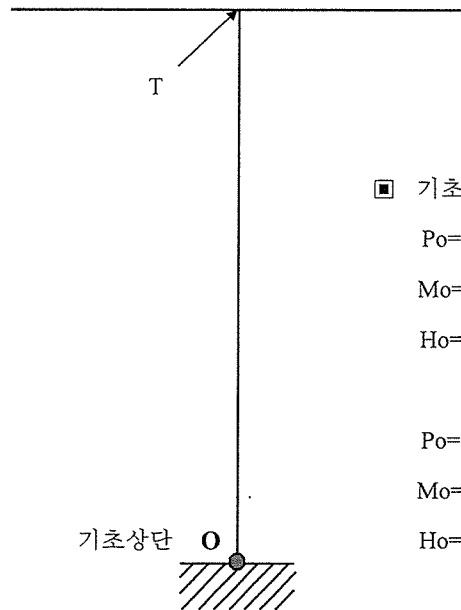
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$\begin{aligned} M_o &= 74.850 \times 11.400 + \\ & 74.850 \times 11.400 \\ &= 1706.580 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 149.700 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	421.050	kN
시제동하중 작용시	=	254.823	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 421.050 \times 11.400 = 4799.970 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

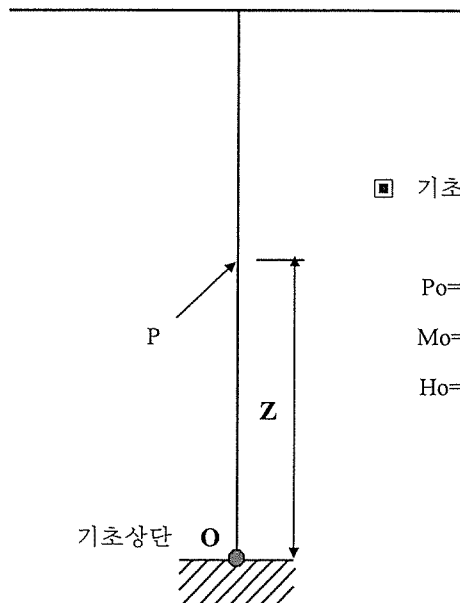
$$H_o = 421.050 \text{ kN}$$

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

$$M_o = 254.823 \times 11.400 = 2904.987 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 254.823 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN
Z	=	4.300	M

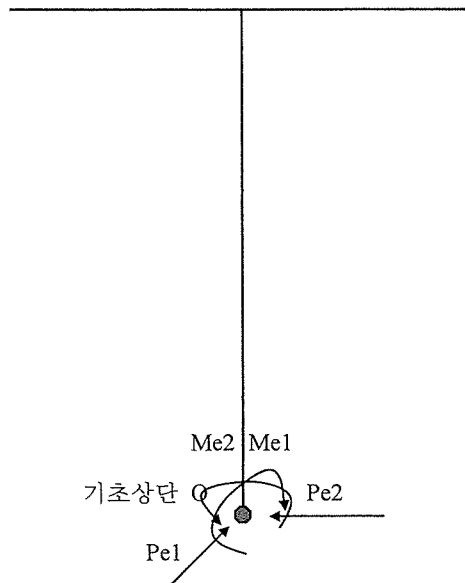
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

$$P_o = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_o = 500.000 \times 4.300 = 2150.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 500.000 \text{ kN}$$

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

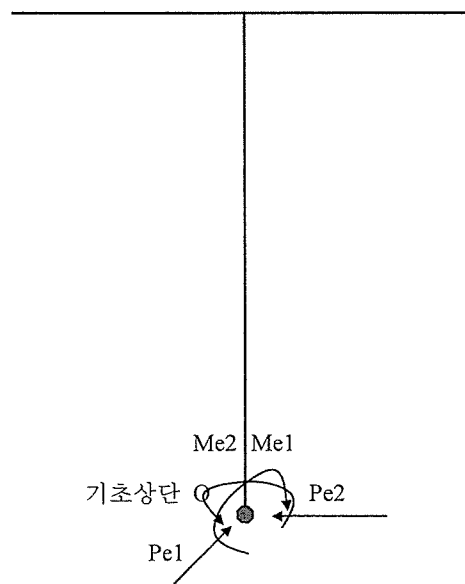
He1= 1031.297 kN·m

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= 2533.010 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	고정 하중 + 자 중		2,080	964	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	단선교량
		충격 고려시	-	-	단선교량
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	768	353	
		충격 고려시	868	399	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	단선교량
Load Case 3-2		단 선	440	202	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		833	383	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		371	171	
Load Case 6	유수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		368	169	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		904	415	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하 중 경 우	고정 하중 + 자 중	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	-	-	-	2,080	964	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	3,387	1,564	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	2,913	1,347	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	2,451	1,135	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	3,759	1,735	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,080	964	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	2,948	1,363	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	2,913	1,347	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중경우	고정하중 + 자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수압	충돌에 의한 하중	지진하중 (100)	지진하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을 때	열차가 있을 때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	2,808	1,301	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	5,007	2,311	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	3,328	1,542	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	5,420	2,503	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	2,808	1,301	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	4,638	2,142	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	3,932	1,818	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	3,309	1,532	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	5,117	2,362	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	2,808	1,301	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	4,023	1,859	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	3,496	1,616	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		3,132	1,447	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	3,668	1,693	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.89 = (1 / (1 + \text{충격계수}))$

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		-	-	7,614	24	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	-	-	-
			충격 고려시	-	-	-	-	-
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	2,514	381	206
			충격 고려시	-	-	2,819	455	232
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	267	-	-	4,427	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		684	-	-	10,063	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		308	-	-	4,507	-
교 직 방 향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	4,300	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		818	-	-	9,853	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		2,009	-	-	24,200	-
교 축 방 향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	73	-	-	485
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	37	-	-	242
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	-	-	-	-
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	952	-	-	10,854
	L.C 13	장대레일중하중		-	150	-	-	1,707
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	421	-	-	4,800
			시제동하중 작용	-	255	-	-	2,905
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	2,150
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,031	-	-	10,996
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	2,533	-	-	27,008

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 중하 중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	7,614	-	24	-	-	
combo 2	10,433	267	4,906	-	232	
combo 3	7,614	-	24	421	4,800	
combo 4	10,433	267	4,906	421	5,032	
combo 5	7,614	684	10,087	494	5,285	
combo 6	7,614	308	4,531	441	4,854	
combo 7	10,433	575	9,412	1,393	15,941	
combo 8	7,614	1,000	4,324	500	2,150	
combo 9	10,433	1,000	4,779	500	2,382	
combo 10	7,614	1,684	14,387	573	2,635	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향							
	고정하중	활하중 (충격고려)		황하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선					
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 25	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 26	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.89=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 11	10,279	-	32	-	-	철설기 8.3.1
comb 12	15,494	360	6,850	-	430	철설기 8.3.1
comb 13	12,182	-	38	-	-	철설기 8.3.2
comb 14	16,693	426	7,849	-	372	철설기 8.3.2
comb 15	10,279	-	32	568	6,480	철설기 8.3.3
comb 16	14,225	360	6,645	568	6,805	철설기 8.3.3
comb 17	10,279	924	13,617	668	7,135	철설기 8.3.4
comb 18	10,279	416	6,116	603	6,638	철설기 8.3.5
comb 19	14,225	776	12,730	1,936	22,159	철설기 8.3.5
comb 20	10,279	1,350	5,837	675	2,903	철설기 8.3.7
comb 21	14,225	1,350	6,475	675	3,228	철설기 8.3.7
comb 22	9,137	2,021	17,264	688	3,162	철설기 8.3.8
comb 23	10,123	-	429	1,031	11,203	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 24	10,123	818	10,282	-	207	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 25	10,123	-	429	2,533	27,214	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 26	10,123	2,009	24,629	-	207	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

다. 최소축하중, 최대편심에 대해 설계할 경우

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향						
	고정 하중	활하중 (충격고려)		행하중 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 27	0.80	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 28	0.80	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 29	0.80	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 30	0.80	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 31	0.80	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 32	0.80	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 33	0.80	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-
comb 34	0.80	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-
comb 35	0.80	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-
comb 36	0.80	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 37	0.80	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-
comb 38	0.90	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-
comb 39	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.89 = (1/(1+\text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	6,091	-	19	-	-	철설기 8.3.1
comb 28	11,306	360	6,837	-	430	철설기 8.3.1
comb 29	6,091	-	19	-	-	철설기 8.3.2
comb 30	10,601	426	7,830	-	372	철설기 8.3.2
comb 31	6,091	-	19	568	6,480	철설기 8.3.3
comb 32	10,038	360	6,632	568	6,805	철설기 8.3.3
comb 33	6,091	924	13,604	668	7,135	철설기 8.3.4
comb 34	6,091	416	6,103	603	6,638	철설기 8.3.5
comb 35	10,038	776	12,717	1,936	22,159	철설기 8.3.5
comb 36	6,091	1,350	5,824	675	2,903	철설기 8.3.7
comb 37	10,038	1,350	6,461	675	3,228	철설기 8.3.7
comb 38	6,852	2,021	17,257	688	3,162	철설기 8.3.8
comb 39	10,123	-	429	1,031	11,203	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	10,123	818	10,282	-	207	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	10,123	-	429	2,533	27,214	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	10,123	2,009	24,629	-	207	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 (충격미고려)		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 가없을때	열차 가있을때					복선	단선					
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

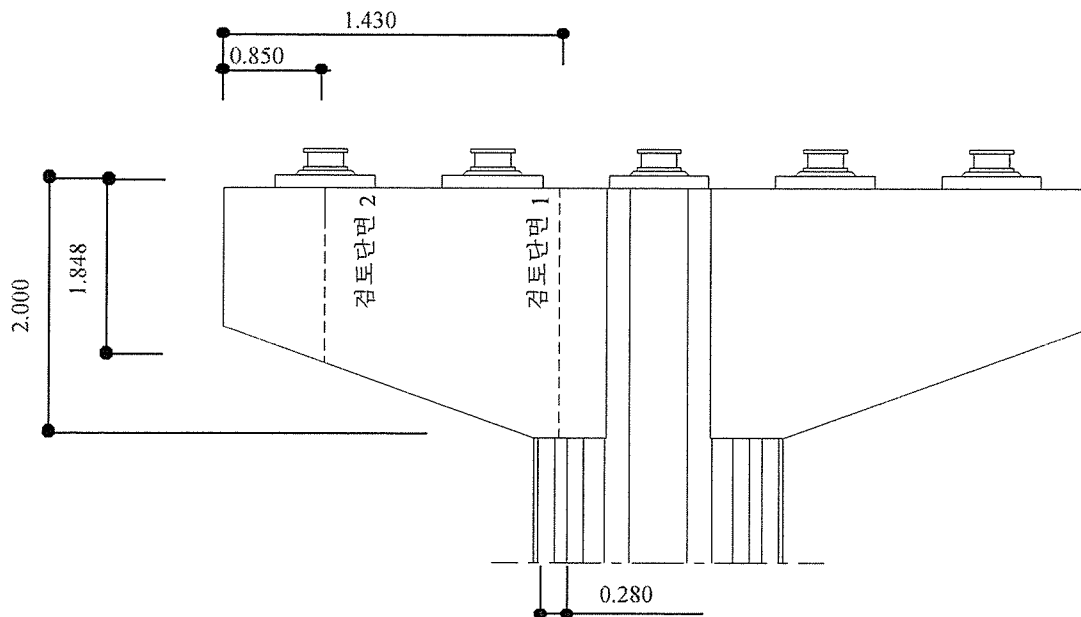
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 43	7,614	-	24	-	-	철설기 8.3.1
combo 44	10,128	267	4,832	-	206	철설기 8.3.1
combo 45	7,614	-	24	421	4,800	철설기 8.3.3
combo 46	10,128	267	4,832	421	5,006	철설기 8.3.3
combo 47	7,614	684	10,087	494	5,285	철설기 8.3.4
combo 48	7,614	308	4,531	441	4,854	철설기 8.3.5
combo 49	10,128	575	9,338	1,393	15,915	철설기 8.3.5
combo 50	7,614	1,000	4,324	500	2,150	철설기 8.3.7
combo 51	10,128	1,000	4,705	500	2,356	철설기 8.3.7
combo 52	7,614	1,821	16,399	588	2,732	철설기 8.3.8
combo 53	10,128	-	405	1,031	11,202	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	10,128	818	10,258	-	206	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	10,128	-	405	2,533	27,214	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	10,128	2,009	24,606	-	206	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

; 원형기둥을 포함하는 경우는 기둥에서 D/10만큼 들어간 위치에서 검토한다.

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	comb 5	1,735	
계수하중	최대모멘트	comb 14	2,503	
	최대전단력	comb 14	5,420	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 400 \text{ Mpa}$ $k_1 = 0.84$ $\phi_f = 0.90$ $\phi_v = 0.85$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
2,800	2,000	1,850	150	2,503	5,420	1,735

$L_n = 1160.00 \text{ mm}$ $L_n/D = 1160.00 / 1850.00 = 0.627 < 4$

∴ DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	25	-	21	EA =	10,641 mm ² ,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	21	EA =	10,641 mm ² ,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	- mm ² ,	d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 21281.400 mm² [사용률 5.630 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 119.224 \text{ mm}$

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a/k_1) - d_c) / (a/k_1) = 0.03592 > 0.004 \text{ - O.K. -}$

$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$

☞ $\epsilon_t > 0.005$ 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 $A_s = 3780.092 \text{ mm}^2$

☞ 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 207.325 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 18.130 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4/3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5.040 \text{ mm}^2$$

∴ $P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max}$ -----> 철근비 만족 ∴ OK!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 119.224 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 12954.669 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 2503.132 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 5.175] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 2800.0 \times 1850.00 / 1000 = 4019.37 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 4019.37 < V_u = 5419.522 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 20096.854 \text{ kN} > 5419.522 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

$$\text{수직 전단철근량 : } A_v, \text{ 간격 : } S_v \Rightarrow A_{v_{\min}} = 0.0025 \times b \times S_v, \quad S_v \leq (d/5, 300\text{mm})$$

$$\text{수평 전단철근량 : } A_h, \text{ 간격 : } S_h \Rightarrow A_{v_{\min}} = 0.0015 \times b \times S_h, \quad S_h \leq (d/5, 300\text{mm})$$

$$V_u = \Phi V_n = \Phi (V_c + V_s)$$

$$S_v = 200 \text{ mm} \leq d/5, 300\text{mm} = 200 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$d/5 = 1850.0 / 5 = 370 \text{ mm}$$

$$H19 \text{ 사용, } A_v = 6 \times 287 = 1,719 \text{ mm}^2 \geq 0.0025 \times b \times S_v \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0025 \times b \times S_v = 0.0025 \times 2800 \times 200 = 1,400 \text{ mm}^2$$

$$\therefore H19 - 6EA \quad S = 200 \text{ mm 로 배근}$$

$$S_h = 200 \text{ mm} \leq d/5, 300\text{mm} = 200 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$d/5 = 1850.0 / 5 = 370.000 \text{ mm}$$

$$H19 \text{ 사용, } A_h = 6 \times 286.500 = 1,719.000 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \times b \times S_h \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0015 \times b \times S_h = 0.0015 \times 2800 \times 200.00 = 840.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore H19 - 6EA \quad S = 200.00 \text{ mm 로 배근}$$

$$\Phi V_s = \Phi \{ A_v / S_1 \times (1 + \ln/d) / 12 + A_h / S_2 \times (11 - \ln/d) / 12 \} f_y \times d = 5406.255 \text{ kN}$$

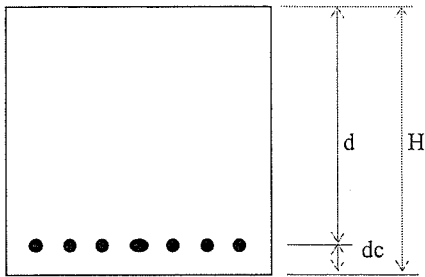
- 전단강도검토

$$V_u = 5419.522 \text{ kN} < \Phi (V_c + V_s) = 4019.37 + 5406.255 = 9425.626 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

3) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2,000	mm,	$B =$	2,800	mm,
$d =$	1,850	mm,	$d_c =$	150	mm,
$M_o =$	1.735	kN·m,	$A_s =$	21,281	mm ²
$N =$	21		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= 394 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= 47 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - D_{c_min} - x) / (D - x) &= 49 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 25 / 2 &= 88 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= 1,284 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 2800 / 21 = 133.3 \text{ mm} < 1284 \text{ mm O.K!!}
 \end{aligned}$$

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	2503.132	5419.522	1735.028

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 5419.522 \text{ kN}$$

$$M_u = 2503.132 \text{ kN·m}$$

나) corbel 판정

$$a = M_u / V_u = 2503.132 / 5419.522 = 0.462 \text{ m}$$

$$d = 2.000 - 0.150 = 1.850 \text{ m}$$

$$a / d = 0.462 / 1.850 = 0.250 < 1.0 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 5419.522 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 5419.522 = 1083.904 \text{ kN}$$

$$M_u = M_u + N_u \times (H - D)$$

$$= 2503.132 + 1083.904 \times (2.000 - 1.850)$$

$$= 2665.718 \text{ kN·m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$V_{n_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2.800 \times 1.850 = 31,080 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2.800 \times 1.850 = 29,008 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 29008.00 = 21756.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 21.756 \text{ kN} > V_u = 5.420 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$\begin{aligned} A_{vf} &= \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4) \\ &= \frac{5,419,522}{0.75 \times 400 \times 1.4} \\ &= 12,904 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 2,666 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_u = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)} \\ &= \frac{25}{0.006} = 4,534 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 1,084 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_n &= N_u / (\Phi \times f_y) = 1,084 / (0.75 \times 400) \\ &= 3613.013 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$A_s \geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d)$$

$$\geq 4534 + 3613 = 8,147 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 12904 + 3613 = 12,215 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400 \times 2800 \times 1850 = 15,540 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 15,540 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d1 =	100 mm
Use A_s (2단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d2 =	200 mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000 mm ²	,	d2 =	300 mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 21281.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.369 \text{]}$$

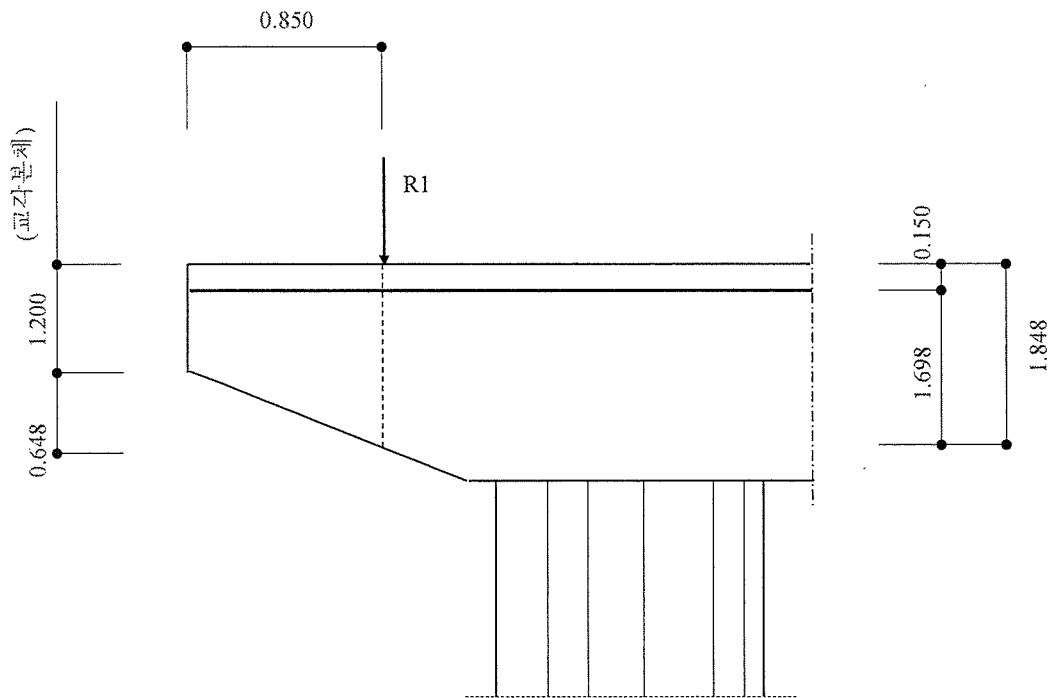
- O.K -

바) 폐쇄 스테럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (15,540 - 3,613) = 5,963 \text{ mm}^2$$

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	118.091	2065.365	1735.028

1) 하중산정

가) 자중

$$\begin{aligned}
 W_{O1} &= 1.200 \times 0.850 \times 2.800 \times 24.500 = 69.972 \text{ kN} \\
 W_{O2} &= \frac{1}{2} \times 0.648 \times 0.850 \times 2.800 \\
 &\quad \times 24.500 = 18.881 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 88.853 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{O1} &= 69.972 \times 0.425 = 29.738 \text{ kN.m} \\
 M_{O2} &= 18.881 \times 0.283 = 5.343 \text{ kN} \\
 \Sigma &= 35.082 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

나) 상부 고정하중

$$R_D = 968.000 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

$$R_D = 234.000 \text{ kN}$$

라) 설계하중 ($1.6 \times \text{자중} + 1.6 \times \text{고정하중} + 1.6 \times \text{활하중}$)

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 88.853 + 1.6 \times 968.000 + 1.6 \times 234.000 \\ &= 2065.365 \text{ kN} \\ M_u &= 1.6 \times 35.082 \\ &= 56.130 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$\begin{aligned} a = M_u / V_u &= 56.130 / 2065.365 = 0.027 \text{ m} \\ d &= 1.848 - 0.150 = 1.698 \text{ m} \\ a / d &= 0.027 / 1.698 = 0.016 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토} \end{aligned}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$\begin{aligned} V_u &= 2065.365 \text{ kN} \\ N_u &= 0.2 \times V_u = 0.2 \times 2065.365 = 413.073 \text{ kN} \\ M_u &= M_u + N_u \times (H - D) \\ &= 56.130 + 413.073 \times (1.848 - 1.698) \\ &= 118.091 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

$$V_{n_max} \leq 0.2 \times f_{ck} \times b_o \times d, 5.6 \times b_o \times d$$

$$\leq 0.2 \times 30 \times 2800.00 \times 1697.62 = 28520.000 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 2800.00 \times 1697.62 = 26618.667 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 0.75 \times 26618.67 = 19964.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n_max} = 19964.000 \text{ kN} > V_u = 2065.365 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{2065365.000}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 4917.536 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 118.091 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$a = \frac{A_f \times f_y}{0.85 \times f_{ck} \times b}, \quad M_n = \frac{M_u}{\Phi} = A_f \times f_y \times (d - a/2)$$

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{1.218}{0.006} = 217.462 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 413.073 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 413.073 / (0.75 \times 400)$$

$$= 1376.910 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

$$A_s \geq (A_f + A_n), (2/3 A_{vf} + A_n), (0.04 \times f_{ck} / f_y \times b \times d)$$

$$\geq 217.462 + 1376.910 = 1594.372 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 4917.536 + 1376.910 = 4655.267 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 2800.000 \times 1697.619 = 14260.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 14260.000 \text{ mm}^2$$

Use As (1단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	25	-	21	EA	=	10640.700 mm ²	,	d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	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, 뒤틀림철근(A_n)의 설계

$$A_n = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (14260.000 - 1376.910) \\ = 6441.545 \text{ mm}^2$$

Use	H	19	-	6	EA	×	5	단	=	8595.000 mm ²
-----	---	----	---	---	----	---	---	---	---	--------------------------

∴ O.K!!

7.기 등 설 계

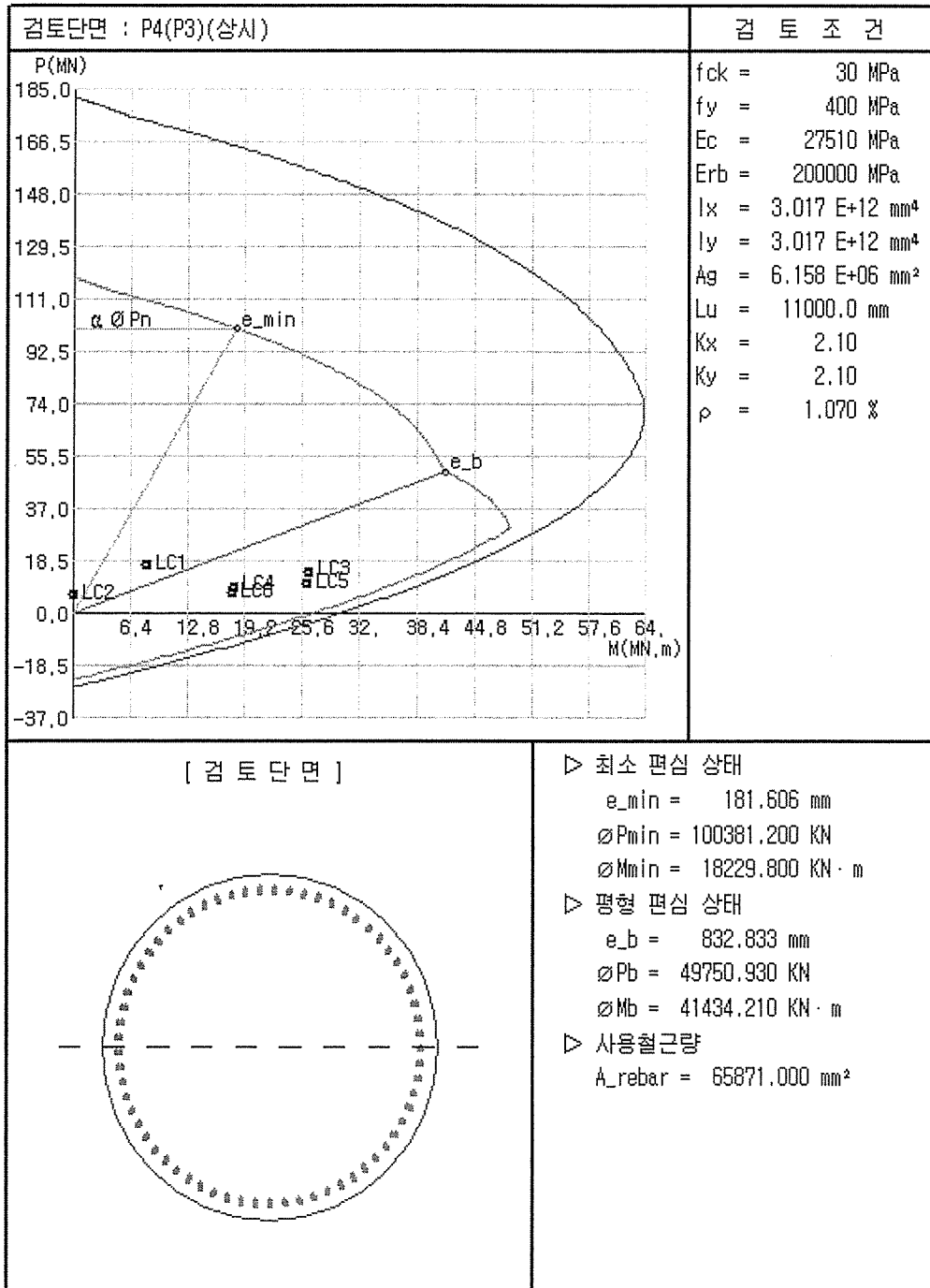
7.1 단면력 집계

구 분	하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
			교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력	16,693	0	426	372	7,849	Load case 1
	최소축력	6,091	0	0	0	19	Load case 2
	최 대 모멘트	14,225	1,936	776	22,159	12,730	Load case 3
		9,137	688	2,021	3,162	17,264	Load case 4
	최 대 편 심	10,038	1,936	776	22,159	12,717	Load case 5
		6,852	688	2,021	3,162	17,257	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향	10,123	1,031	0	11,203	429	Load case 7
	교축직각방향	10,123	0	818	207	10,282	Load case 8
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향	10,123	2,533	0	27,214	429	Load case 9
	교축직각방향	10,123	0	2,009	207	24,629	Load case 10

7.2 기둥해석

1) 상 시

▶ P - M 상관도



▶ P4(P3)(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P4(P3)(상시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa

철근 항복 강도 (f_y) : 400 MPa

강재 항복 강도 (f_{sy}) : 0 MPa

콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa

철근 설계피복두께 (d') : 137.5 mm

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 2800.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 11000.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($dc = 125.0 \text{ mm}$)

-. 2단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($dc = 150.0 \text{ mm}$)

-. 총 사용 철근량 : $A_{st} = 65871.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 16692.503 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 371.728 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 371.728 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 7848.988 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 7848.988 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 33.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 33.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$
: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$
: $\delta_{x.s} = 1.038$
Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$
: $\delta_{y.s} = 1.038$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 385.708 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 8144.162 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 8153.290 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 87.288^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.62 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 488.44 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.098 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73904.644 + 10039.418 + -7619.346 = 76324.710 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.625 + 9169.895 + 7900.398 = 63569.920 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 832.89 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강도 감소 계 수 : $\phi = 0.65196$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49760.32 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41444.76 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_{min} < e < e_b \rightarrow$ 압축지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$e' = M_n/P_n = 488.44 \text{ mm} \approx e = 488.44 \text{ mm} \rightarrow$ say O.K.

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.000864 < 0.004 \dots \therefore$ 취성 파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 102280.889 + 12083.888 + -2337.004 = 112027.800 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 42671.440 + 9378.325 + 2669.107 = 54718.880 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00086$
 $\epsilon_t = 0.00086 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배 단면

강도 감소 계 수 : $\phi = 0.650$
설계축하중강도 : $\phi P_n = 72818.049 \text{ KN} \geq P_u = 16692.503 \text{ KN} \therefore$ O.K

설 계 힘 강 도 : $\phi M_n = 35567.265 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 8153.290 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 6091.064 \text{ KN}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 19.040 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 19.040 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 33.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 33.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.013$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.013$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 19.295 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 19.295 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 90.000^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.84 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 3.17 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1594.500 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73869.281 + 10042.300 + -7635.094 = 76276.480 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46508.098 + 9172.087 + 7915.917 = 63596.100 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 833.76 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65229$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49754.65 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41483.32 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e \leq e_{min} \rightarrow$ 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = -0.10000 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$$\alpha P_n = \alpha \times \{0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}\} = 154433.600 \text{ KN}$$

$$M_n = \alpha P_n \times e_{\min} = 28082.616 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

축력 감소 계수 : $\alpha = 0.850$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 100381.233 \text{ KN} \geq P_u = 6091.064 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 18253.591 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 19.295 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 14225.249 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 22159.447 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 22159.447 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 12729.599 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 12729.599 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 33.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 33.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x,ns} = 1.000$

: $\delta_{x,s} = 1.032$

Y축 확대계수 : $\delta_{y,ns} = 1.000$

: $\delta_{y,s} = 1.032$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 22865.693 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 13135.304 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 26369.985 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 29.875^\circ$

최 소 편 심 : $e_{\min} = 181.60 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1853.75 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.499 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.439 + 10033.375 + -7613.611 = 76325.200 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.591 + 9168.562 + 7897.577 = 63565.730 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 : } e_b = 832.83 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 : } \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강도 감소 계 수 : } \phi = 0.65181$$

$$\text{평 형 축 하 중 : } \phi P_b = 49749.64 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 : } \phi M_b = 41432.87 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 919.217 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n / P_n = 1853.745 \text{ mm} \approx e = 1853.745 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비 : } \rho_{used} = 1.070 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.005727 \geq 0.004 \text{ ... } \therefore \text{O.K}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 34997.865 + 6862.636 + -14343.877 = 27516.620 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 33161.305 + 7468.515 + 10378.986 = 51008.800 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00573$$

$$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00573 \text{ -----> 인장지배 단면}$$

$$\text{강도 감소 계 수 : } \phi = 0.900$$

$$\text{설계축하중강도 : } \phi P_n = 24764.961 \text{ KN} \geq P_u = 14225.249 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도 : } \phi M_n = 45907.924 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 26369.985 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 9136.595 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) : } M_{ux} = 3161.911 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux,s} = 3161.911 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 17263.800 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 17263.800 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$X\text{축 세장비} : \lambda_x = 33.0$$

$$Y\text{축 세장비} : \lambda_y = 33.0$$

$$\text{지속 계수하중비} : \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$X\text{축 확대계수} : \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.020$$

$$Y\text{축 확대계수} : \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.020$$

$$X\text{축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 3225.906 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Y\text{축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 17613.208 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 17906.188 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 79.621^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{min} = 181.61 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 1959.83 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.469 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.294 + 10033.712 + -7613.902 = 76325.110 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.664 + 9168.674 + 7897.740 = 63566.080 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 832.83 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강도 감소 계수} : \phi = 0.65183$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 49750.87 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 41434.17 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 887.898 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n / P_n = 1959.832 \text{ mm} \approx e = 1959.832 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : \rho_{used} = 1.070 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.006035 \geq 0.004 \text{ ... } \therefore \text{O.K}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 33338.707 + 6679.859 + -14631.852 = 25386.710 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 32091.987 + 7328.855 + 10332.845 = 49753.680 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00604$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00604 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 22848.042 \text{ KN} \geq P_u = 9136.595 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 44778.317 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 17906.188 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10037.643 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 22159.447 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 22159.447 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 12716.509 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 12716.509 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 33.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 33.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x,ns} = 1.000$

: $\delta_{x,s} = 1.022$

Y축 확대계수 : $\delta_{y,ns} = 1.000$

: $\delta_{y,s} = 1.022$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 22653.159 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 12999.831 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 26118.216 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 29.850^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 181.60 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 2602.03 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.499 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.425 + 10033.405 + -7613.597 = 76325.230 \text{ KN}$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.590 + 9168.591 + 7897.566 = 63565.750 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 : } e_b = 832.83 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 : } \epsilon_t = 0.00202$$

$$\text{강 도 감 소 계 수 : } \phi = 0.65181$$

$$\text{평 형 축 하 중 : } \phi P_b = 49749.92 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 : } \phi M_b = 41433.10 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_b < e \text{ ----> 인장지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 761.011 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 2602.027 \text{ mm} \approx e = 2602.027 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비 : } \rho_{used} = 1.070 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.007542 \geq 0.004 \text{ ... } \therefore \text{O.K.}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 26813.239 + 5967.719 + -15799.777 = 16981.180 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 27456.839 + 6729.672 + 9998.976 = 44185.490 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00754$$

$$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00754 \text{ -----> 인장지배단면}$$

$$\text{강도 감 소 계 수 : } \phi = 0.900$$

$$\text{설계축하중강도 : } \phi P_n = 15283.062 \text{ KN} \geq P_u = 10037.643 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{설 계 휨 강 도 : } \phi M_n = 39766.937 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 26118.216 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$$

(6) Load Case 6

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 6852.447 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) : } M_{ux} = 3161.911 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.s} = 3161.911 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 17256.660 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 17256.660 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비 : } \lambda_x = 33.0$$

$$\text{Y축 세장비 : } \lambda_y = 33.0$$

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 : $\delta M_{ux} = 3209.666 \text{ KN}\cdot\text{m}$
Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 17517.289 \text{ KN}\cdot\text{m}$
합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 17808.913 \text{ KN}\cdot\text{m}$
중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 79.617^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.61 \text{ mm}$
작 용 편 심 : $e = 2598.91 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.469 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.321 + 10033.727 + -7613.909 = 76325.140 \text{ KN}$
 $M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.665 + 9168.678 + 7897.742 = 63566.090 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 832.83 \text{ mm}$
최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$
강도 감소 계수 : $\phi = 0.65183$
평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49750.93 \text{ KN}$
평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41434.21 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 761.381 \text{ mm}$ 로 가정하면...
 $e' = M_n/P_n = 2598.913 \text{ mm} \approx e = 2598.913 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$
계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..
순인장변형률 $\epsilon_t = 0.007537 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 26835.196 + 5969.992 + -15795.697 = 17009.490 \text{ KN}$
 $M_n = M_c + M_s + M_t = 27473.736 + 6731.806 + 10000.644 = 44206.190 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00754$
 $0.005 \leq \epsilon_t = 0.00754 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.900$

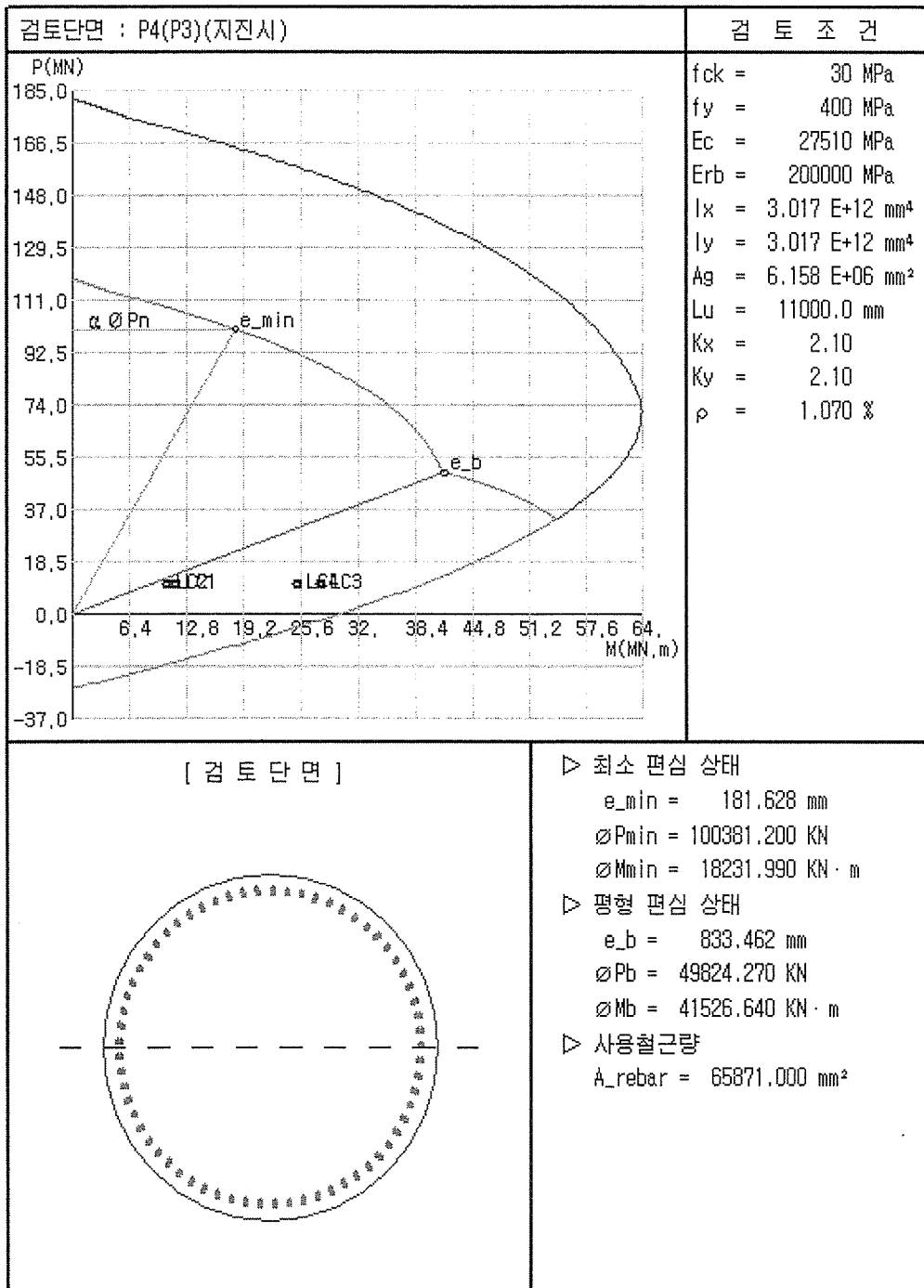
설계축하중강도 : $\phi P_n = 15308.542 \text{ KN} \geq P_u = 6852.447 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 39785.566 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 17808.913 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

7.2 기동해석

2) 지진시

▶ P - M 상관도



▶ P4(P3)(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P4(P3)(지진시)

2) 설계조건

콘크리트 설계기준 강도 (f_{ck}) : 30 MPa

철근 항복강도 (f_y) : 400 MPa

강재 항복강도 (f_{sy}) : 0 MPa

콘크리트 탄성계수 (E_c) : 27510 MPa

철근 설계피복두께 (d') : 137.5 mm

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

3) 원형단면 검토조건

직경 (Diameter) : 2800.00 mm

비지지 길이 (L_u) : 11000.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

-. 1단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

-. 2단 철근 : $H25 \times 65ea = 32935.5 \text{ mm}^2$ ($d_c = 150.0 \text{ mm}$)

-. 총 사용 철근량 : $A_{st} = 65871.0 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10122.726 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 11202.715 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 11202.715 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 429.021 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 429.021 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 33.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 33.0$

지속 계수하중비 : $\beta dx = 0.000$

: $\beta dy = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta x.ns = 1.000$

: $\delta x.s = 1.022$

Y축 확대계수 : $\delta y.ns = 1.000$

: $\delta y.s = 1.022$

X축 확대모멘트 : $\delta Mux = 11454.473 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta Muy = 438.662 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta Mu = 11462.870 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 2.193^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.60 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1132.39 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.499 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73905.442 + 10033.380 + -7613.635 = 76325.200 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.394 + 9168.548 + 7897.586 = 63565.530 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 832.83 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.65253$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49804.80 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41478.68 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1307.34 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1132.39 \text{ mm} \approx e = 1132.39 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.003136 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 56760.841 + 8755.313 + -10817.118 = 54699.040 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 43322.548 + 8669.861 + 9948.212 = 61940.620 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00314$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00314 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.783$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 42805.564 \text{ KN} \geq P_u = 10122.726 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 48472.577 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 11462.870 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용 하중

계수축하중 : $P_u = 10122.726 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 206.774 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux.s} = 206.774 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 10282.057 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy.s} = 10282.057 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 33.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 33.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

$\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

$\delta_{x.s} = 1.022$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

$\delta_{y.s} = 1.022$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 211.421 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 10513.125 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 10515.251 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 88.848^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 181.62 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 1038.78 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1596.063 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73907.656 + 10020.024 + -7628.060 = 76299.620 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.817 + 9170.652 + 7906.930 = 63577.400 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평형 편심 : $e_b = 833.26 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00203$

강도 감소 계 수 : $\phi = 0.653$
 평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49823.76 \text{ KN}$
 평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41516.13 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1388.433 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1038.777 \text{ mm} \approx e = 1038.777 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.002777 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 61592.640 + 9135.532 + -10013.767 = 60714.410 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 44639.427 + 8847.257 + 9582.021 = 63068.700 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00278$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00278 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계 수 : $\phi = 0.741$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 44970.147 \text{ KN} \geq P_u = 10122.726 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 힘 강 도 : $\phi M_n = 46713.937 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 10515.251 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10122.726 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 27214.349 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{ux,s} = 27214.349 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 429.021 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$M_{uy,s} = 429.021 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 33.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 33.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta x.ns = 1.000$

: $\delta x.s = 1.022$

Y축 확대계수 : $\delta y.ns = 1.000$

: $\delta y.s = 1.022$

X축 확대모멘트 : $\delta Mux = 27825.936 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta Muy = 438.662 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta Mu = 27829.394 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 0.903^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 181.61 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 2749.20 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1597.499 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 73904.225 + 10015.671 + -7618.193 = 76301.700 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.307 + 9168.524 + 7898.192 = 63566.020 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 833.09 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.00202$

강도 감소 계 수 : $\phi = 0.6527$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 49802.43 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 41489.80 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 741.771 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 2749.20 \text{ mm} \approx e = 2749.20 \text{ mm} \rightarrow$ say O.K.

사용철근비 : $P_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.007818 \geq 0.004 \dots \therefore$ O.K

$P_n = C_c + C_s + T_t = 25856.550 + 5855.429 + -15968.357 = 15743.620 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 26718.478 + 6630.123 + 9933.760 = 43282.360 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00782$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00782 \rightarrow$ 인장지배 단면

강도 감소 계 수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 15743.623 \text{ KN} \geq P_u = 10122.726 \text{ KN} \therefore$ O.K

$$\text{설 계 휨 강 도} : \phi M_n = 43282.361 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 27829.394 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 10122.726 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 206.774 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ux.s} = 206.774 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 24629.460 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.ns} = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy.s} = 24629.460 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 33.0$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 33.0$$

$$\text{지속 계수하중비} : \beta_{dx} = 0.000$$

$$: \beta_{dy} = 0.000$$

$$\text{X축 확대계수} : \delta_{x.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{x.s} = 1.022$$

$$\text{Y축 확대계수} : \delta_{y.ns} = 1.000$$

$$: \delta_{y.s} = 1.022$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 211.421 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 25182.957 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 25183.845 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 89.519^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{min} = 181.63 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 2487.85 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축} x = 600 / (600 + f_y) \times d = 1595.235 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 73899.665 + 10018.760 + -7632.095 = 76286.330 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 46499.307 + 9170.725 + 7911.734 = 63581.770 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 833.46 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.00203$$

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.65312$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 49824.27 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 41526.64 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 775.591 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 2487.852 \text{ mm} \approx e = 2487.852 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.070 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 18472.565 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.007339 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K.}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 27660.346 + 6070.435 + -15655.077 = 18075.710 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 28098.027 + 6820.641 + 10051.010 = 44969.680 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00734$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00734 \rightarrow$ 인장지배 단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 18075.704 \text{ KN} \geq P_u = 10122.726 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 44969.678 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 25183.845 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 2533.010 \text{ KN}$ (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{2800}{2} - 138 \right) = 803.7 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Z_s = \frac{2800}{2} + 803.732 = 2203.73 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 2533.010 / 1 = 2533.010 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 2800.0 \times 2203.73 / 1000 = 5632.820 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 5632.820 \text{ KN} > V_n = 2533.010 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 2816.410 \text{ KN} > V_n = 2533.010 \text{ KN}$$

∴ 이므로 전단보강 불필요

· 전단철근 간격 $s = 300.0 \text{ mm}$

$$\text{Req. As} \left[\begin{array}{l} 0.35 b_w s / f_y = 0.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{최소전단철근 필요시}) \\ V_s s / (\phi_v f_y d) = 0.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{전단철근 필요시}) \end{array} \right.$$

$$\therefore \text{USE } A_v = \frac{H}{19} \times 2 \text{ ea} = \frac{573.000 \text{ mm}^2}{573.000 \text{ mm}^2} > 0.000 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

$$\text{부재최소단면치수의 } 1/4 = 700.000$$

$$\text{축방향 철근지름의 6배} = 150.000$$

중 작은값이므로 150 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

$$\cdot \text{기둥의 최대단면치수} = 2800.000$$

$$\cdot \text{기둥 순높이의 } 1/6 = 1500.000$$

$$\cdot 45 \text{ cm 이상} = 450.000$$

중 큰값이므로 2800 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

$$\cdot \text{기둥치수의 0.5배이상연장} = 1400.000$$

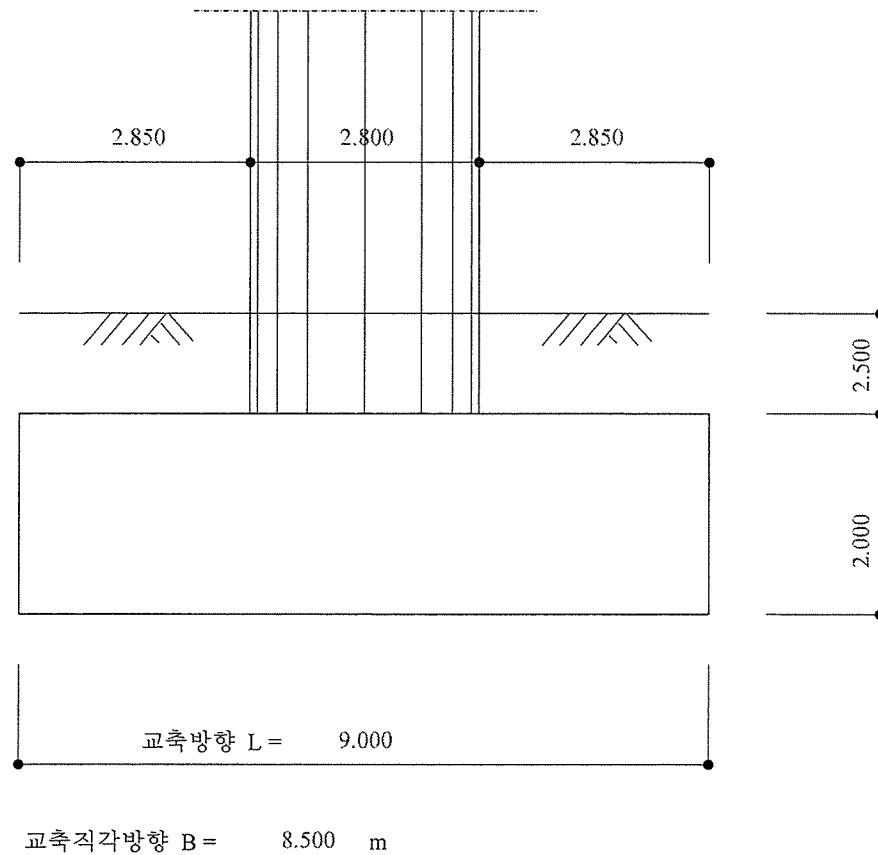
$$\cdot 38 \text{ cm 이상} = 380.000$$

중 큰값이므로 1400 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

$$\begin{array}{rcl}
 9.000 & \times & 2.000 \times 8.500 \times 24.500 = 3748.500 \text{ kN} \\
 \hline
 \Sigma & = & 3748.500 \text{ kN}
 \end{array}$$

나) 흙의 자중

$$\begin{array}{rcl}
 9.000 & \times & 2.500 \times 8.500 \times 19.000 = 3633.750 \text{ kN} \\
 - \pi & \times & 2.800 \times \frac{\pi}{4} \times 2.500 \times 19.000 = -292.482 \text{ kN} \\
 \hline
 \Sigma & = & 3341.268 \text{ kN}
 \end{array}$$

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V_2 = 3748.500 + 3341.268 = 7089.77 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 51	1000.000	10128.261	9338.433	
적 용	combo 51	1000.000	10128.261	9338.433	
평상시 최대모멘트	combo 52	1820.906	7613.830	16399.040	
적 용	combo 52	1820.906	7613.830	16399.040	
지진시	combo 56	2009.498	10128.261	24605.507	1.0

나) 교축방향

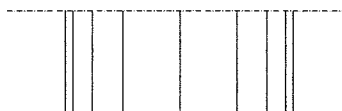
(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1393.369	10128.261	15914.505	
적 용	combo 49	1393.369	10128.261	15914.505	
평상시 최대모멘트	combo 49	1393.369	10128.261	15914.505	
적 용	combo 49	1393.369	10128.261	15914.505	
지진시	combo 55	2533.010	10128.261	27213.825	1.0

3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

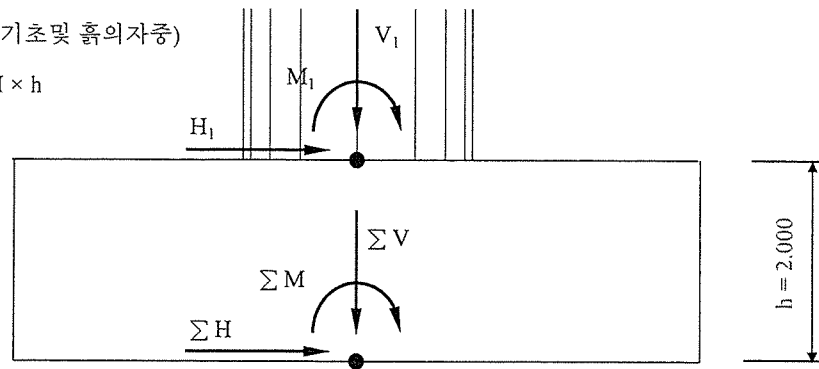
$$\sum H = H_1 \text{ (평상시)}$$

$$\sum H = H_1 + K_h \times V_2 \text{ (지진시)}$$



$$\Sigma V = V_1 + V_2 \text{ (기초 및 흙의 자중)}$$

$$\Sigma M = M_1 + \Sigma H \times h$$



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1000.000	17218.029	11338.433	0.659	
평상시 최대모멘트	1820.906	14703.598	20040.852	1.363	
지진시	2009.498	17218.029	28624.503	1.662	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1393.369	17218.029	18701.243	1.086	
평상시 최대모멘트	1393.369	17218.029	18701.243	1.086	
지진시	2533.010	17218.029	32279.845	1.875	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

$$Q_u = A' \times [\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r + q \cdot N_q]$$

$$N = 50 \text{ (기초지반은 지질주상도 참조)}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 8.500 / 9.000 = 1.283 \text{ m}$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 8.500 / 9.000 = 0.406 \text{ m}$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 4.500 = 85.500 \text{ kN/m}^2$$

$$\Phi = 15 + \sqrt{15N} = 15 + \sqrt{15} \times 50 = 42.39^\circ \approx 40^\circ$$

$$C = 0$$

$$\text{지지력계수} \quad N_c = 95.70 \quad N_q = 100.40 \quad N_r = 81.30$$

가) 평상시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2e_b = 8.500 - 2 \times 1.363 = 5.774 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 9.000 - 2 \times 1.086 = 6.828 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 5.774 \times 6.828 = 39.425 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 39.425 \times [1.283 \times 0.000 \times 95.700 + 0.406 \times 19.0 \times 5.774 \times 81.30 + 85.500 \times 100.4] = 481,040 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u/3 = 481,040 / 3 = 160,347 \text{ kN}$$

$$Q_a = 160,347 \text{ kN} > V_{\max} = 17,218 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

나) 지진시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\text{유효재하폭 } B' = B - 2eb = 8.500 - 2 \times 1.662 = 5.175 \text{ m}$$

$$L' = L - 2el = 9.000 - 2 \times 1.875 = 5.250 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적 } A' = B' \times L' = 5.175 \times 5.250 = 27.169 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 27.169 \times [1.283 \times 0.000 \times 95.700 + 0.406 \times 19.0 \\ \times 5.175 \times 81.30 + 85.500 \times 100.4] = 321,304 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 321,304 / 2 = 160,652 \text{ kN}$$

$$Q_a = 160,652 \text{ kN} > V_{\max} = 17,218 \text{ kN} \quad - \text{O.K.} -$$

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)

$$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 17218.029 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.659) / 8.500 \}$$

$$q_{\max} = 329.694 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 120.450 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 14703.598 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.363) / 8.500 \}$$

$$q_{\max} = 377.125 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 7.283 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.662 > B/6 = 1.417$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 17218.029 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.662) / 8.500 \} \\ &= 489.197, \quad -39.052 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2 \sum V / Lx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 34436.057 / (9.000 \times 8.513) = 449.479 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 449.479 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1050.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 17218.029 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.086) / 9.000 \} \\ q_{\max} &= 388.046 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 62.098 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 17218.029 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.086) / 9.000 \} \\ q_{\max} &= 388.046 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 62.098 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 700.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.875 > L/6 = 1.500$$

$$\begin{aligned} q &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 17218.029 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.875) / 9.000 \} \\ &= 506.378, \quad -56.234 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2 \sum V / Bx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 34436.057 / (8.500 \times 7.126) = 568.549 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 568.549 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1050.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} - \end{aligned}$$

3) 전도에 대한 검토

기초저면에 대한 하중의 작용위치는 기초 외연단에서 측정하여
저면폭의 1/6(평상시), 1/3(지진시)보다 내측에 있어야 한다.

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 1.363 \text{ m}$$

$$B/6 = 8.500 / 6 = 1.417 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 1.662 \text{ m}$$

$$B/3 = 8.500 / 3 = 2.833 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 1.086 \text{ m}$$

$$L/6 = 9.000 / 6 = 1.500 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 1.875 \text{ m}$$

$$L/3 = 9.000 / 3 = 3.000 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

4) 활동에 대한 검토

기초 저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면 지반 안전율은
평상시 1.5, 지진시 1.2 이상으로 한다.

$$H_u = C_b \cdot A' + V \cdot \tan \Phi_b$$

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중(부력을 뺀값)

Φ_b : 기초저면과 지반과의 마찰각

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 14703.598 \times 0.538 = 7910.536 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 7910.5 / 1820.906 = 4.344 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 17218.029 \times 0.538 = 9263.299 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 9263.3 / 2009.50 = 4.610 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 17218.03 \times 0.538 = 9263.299 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 9263.3 / 1393.37 = 6.648 > 1.5 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 17218.03 \times 0.538 = 9263.299 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 9263.3 / 2533.01 = 3.657 > 1.2 \quad \text{- O.K. -}$$

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	426.446	16692.503	7848.988	
적 용	comb 14	426.446	16692.503	7848.988	
평상시 최대모멘트	comb 19	2020.906	9136.595	17263.800	
적 용	comb 19	2020.906	9136.595	17263.800	
지진시	comb 26	2009.498	10122.726	24629.460	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	16692.503	371.728	
적 용	comb 14	0.000	16692.503	371.728	
평상시 최대모멘트	comb 19	1936.139	14225.249	22159.447	
적 용	comb 19	1936.139	14225.249	22159.447	
지진시	comb 25	2533.010	10122.726	27214.349	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 7089.768 \times 1.6 = 11343.628 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 7089.768 \times 1.35 = 9571.186 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

$$\Sigma = 7089.768 \times 1.0 = 7089.768 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 3748.500 \times 0.154 = 577.269 \text{ kN}$$

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	426.446	28036.131	8701.880	0.310	
평상시 최대모멘트	2020.906	18707.781	21305.612	1.139	
지진시	2586.767	17212.494	29802.994	1.731	

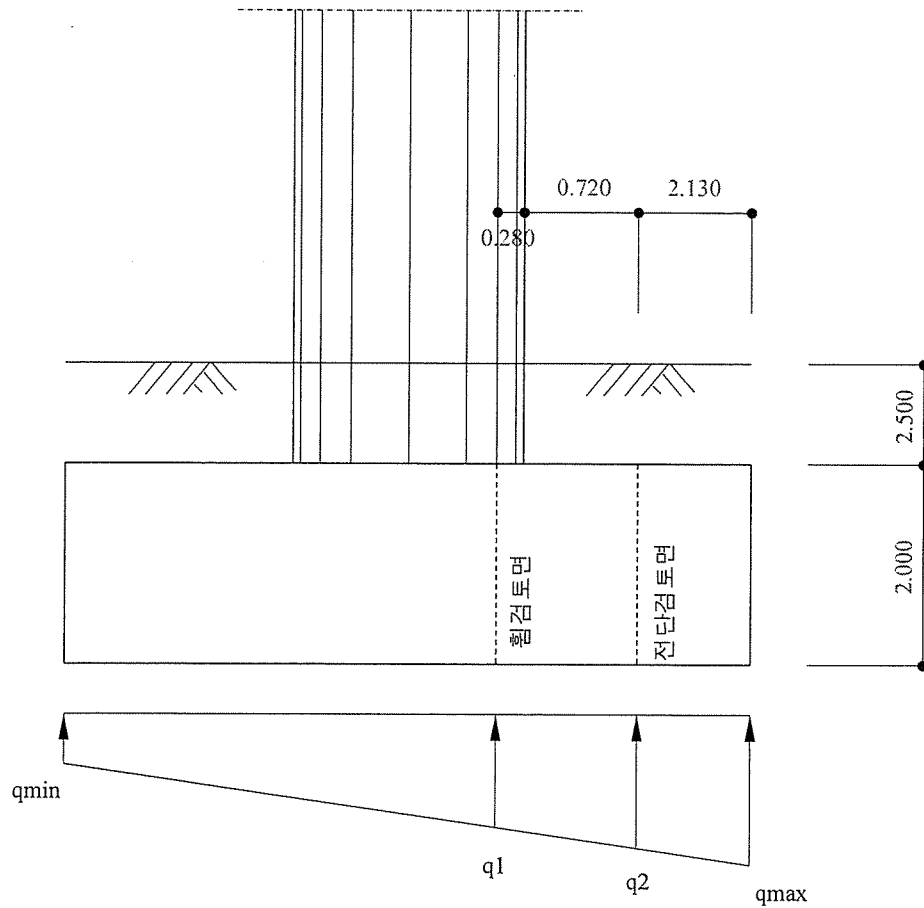
나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	28036.131	371.728	0.013	
평상시 최대모멘트	1936.139	23796.435	26031.725	1.094	
지진시	3110.279	17212.494	33434.907	1.942	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}}$$

$$= \frac{17218.029}{(9.000 \times 8.500) \times \left\{ 1 \pm \left(\frac{6 \times 0.659}{8.500} \right) \right\}}$$

$$q_{\max} = 329.694 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 252.643 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 120.450 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 277.260 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}}$$

$$= \frac{14703.598}{(9.000 \times 8.500) \times \left\{ 1 \pm \left(\frac{6 \times 1.363}{8.500} \right) \right\}}$$

$$q_{\max} = 377.125 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 240.936 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 7.283 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 284.447 \text{ kN/m}^2$$

㉔. 지진시

$$q = \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= 17218.029 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.662) / 8.500 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}$$

$$= 34436.057 / (9.000 \times 7.763) = 492.907 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 492.907 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 340.983 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 404.481 \text{ kN/m}^2$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 329.694 + 252.643) - \frac{2.000 \times 3.130^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1249.157 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.130}{24.5} \times \frac{1}{2} \times (329.694 + 277.260) - \frac{2.000 \times 2.130}{24.5 \times 1.000}$$

$$= 542.037 \text{ kN}$$

㉖. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 377.125 + 240.936) - \frac{2.000 \times 3.130^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1384.933 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.130}{24.5} \times \frac{1}{2} \times (377.125 + 284.447) - \frac{2.000 \times 2.130}{24.5 \times 1.000}$$

$$= 600.204 \text{ kN}$$

㉗. 지진시

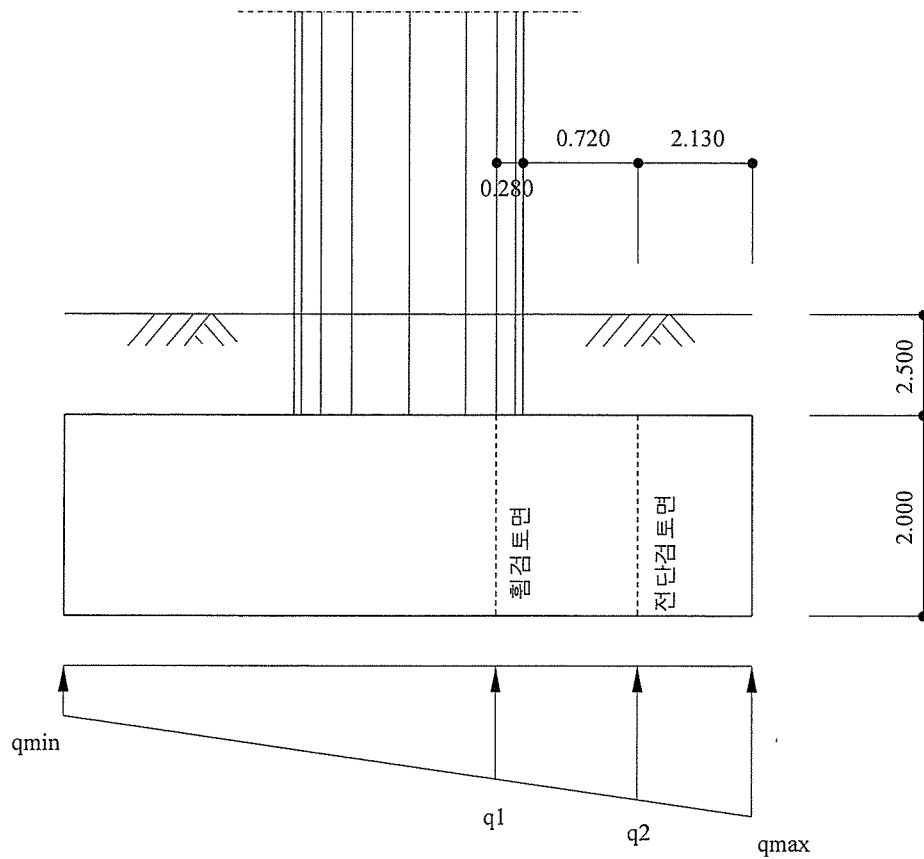
$$M_d = \frac{3.130^2}{6} \times (2 \times 492.907 + 340.983) - \frac{2.000 \times 3.130^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1926.391 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.130}{24.5} \times \frac{1}{2} \times (492.907 + 404.481) - \frac{2.000 \times 2.130}{24.5 \times 1.000}$$

$$= 851.348 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{28036.131}{(9.000 \times 8.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.310}{8.500} \right\}$$

$$q_{\max} = 446.780 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 387.645 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 286.191 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 406.538 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{18707.781}{(9.000 \times 8.500)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 1.139}{8.500} \right\}$$

$$q_{\max} = 441.138 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 296.354 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 47.955 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 342.611 \text{ kN/m}^2$$

㉔. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= 17212.494 / (9.000 \times 8.500) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.731) / 8.500 \} \\
 q_{\max} &= 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)} \\
 &= 34424.987 / (9.000 \times 7.556) = 506.248 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\max} &= 506.248 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 296.528 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 0.000 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 363.531 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.130^2 / 6 \times (2 \times 446.780 + 387.645) - \\
 &\quad 1.60 \times 2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \\
 &= 1707.933 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= 2.130 / 2 \times (446.780 + 406.538) - 1.60 \times 2.000 \times \\
 &\quad 2.130 \times 24.5 \\
 &= 741.791 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

㉖. 모멘트 최대인 경우

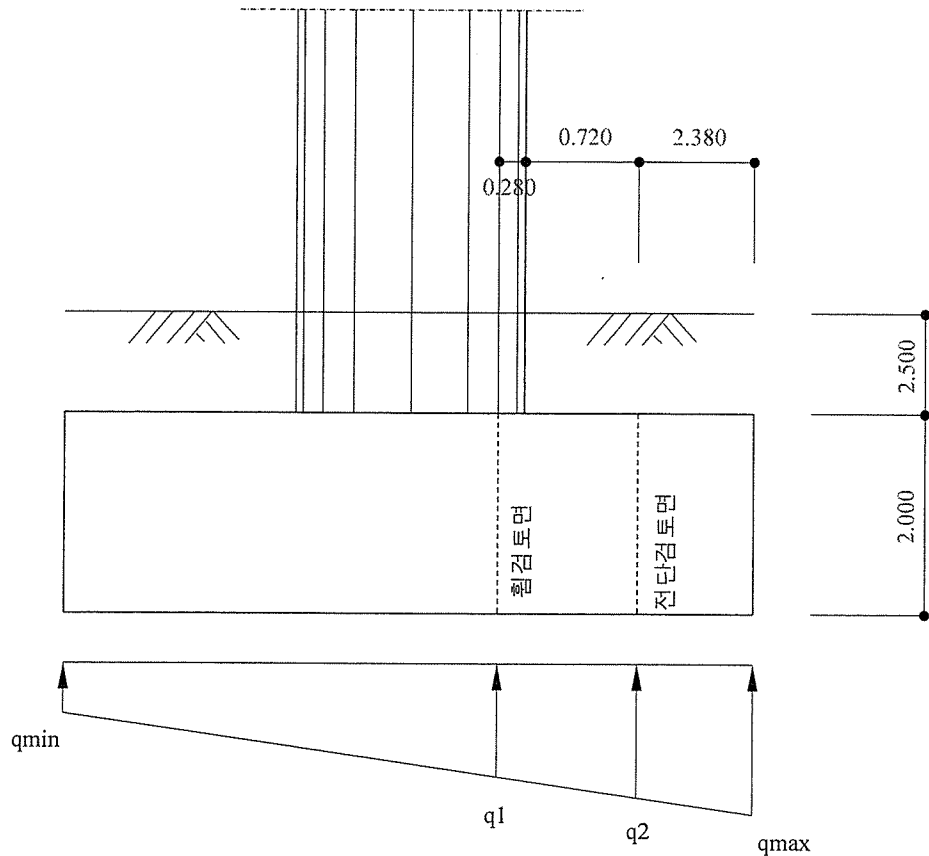
$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.130^2 / 6 \times (2 \times 441.138 + 296.354) - \\
 &\quad 1.35 \times 2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \\
 &= 1600.453 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= 2.130 / 2 \times (441.138 + 342.611) - 1.35 \times 2.000 \times \\
 &\quad 2.130 \times 24.5 \\
 &= 693.793 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

㉗. 지진시

$$\begin{aligned}
 M_d &= 3.130^2 / 6 \times (2 \times 506.248 + 296.528) - \\
 &\quad 1.0 \times 2.000 \times 3.130^2 / 2 \times 24.5 \\
 &= 1897.374 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= 2.130 / 2 \times (506.248 + 363.531) - 1.0 \times 2.000 \times \\
 &\quad 2.130 \times 24.5 \\
 &= 821.946 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \right\}$$

$$= \frac{17218.029}{(8.500 \times 9.000)} \times \left\{ 1 \pm (6 \times 1.086) / 9.000 \right\}$$

$$q_{\max} = 388.046 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 265.635 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 62.098 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 301.851 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \right\}$$

$$= \frac{17218.029}{(8.500 \times 9.000)} \times \left\{ 1 \pm (6 \times 1.086) / 9.000 \right\}$$

$$q_{\max} = 388.046 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 265.635 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 62.098 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 301.851 \text{ kN/m}^2$$

㉔. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= \frac{17218.029}{(8.500 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.875) / 9.000 \} \\
 q_{\max} &= \frac{2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}}{=} \\
 &= \frac{34436.057}{(8.500 \times 7.876)} = 514.406 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{\max} &= 514.406 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 293.639 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 0.000 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 358.955 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

㉕. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 Md &= \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 388.046 + 265.635) - \\
 &\quad \frac{2.000}{2} \times \frac{3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000 \\
 &= 1703.619 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Sd &= \frac{2.380}{2} \times (388.046 + 301.851) - 2.000 \times 2.380 \times \\
 &\quad 24.5 \times 1.000 \\
 &= 704.358 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

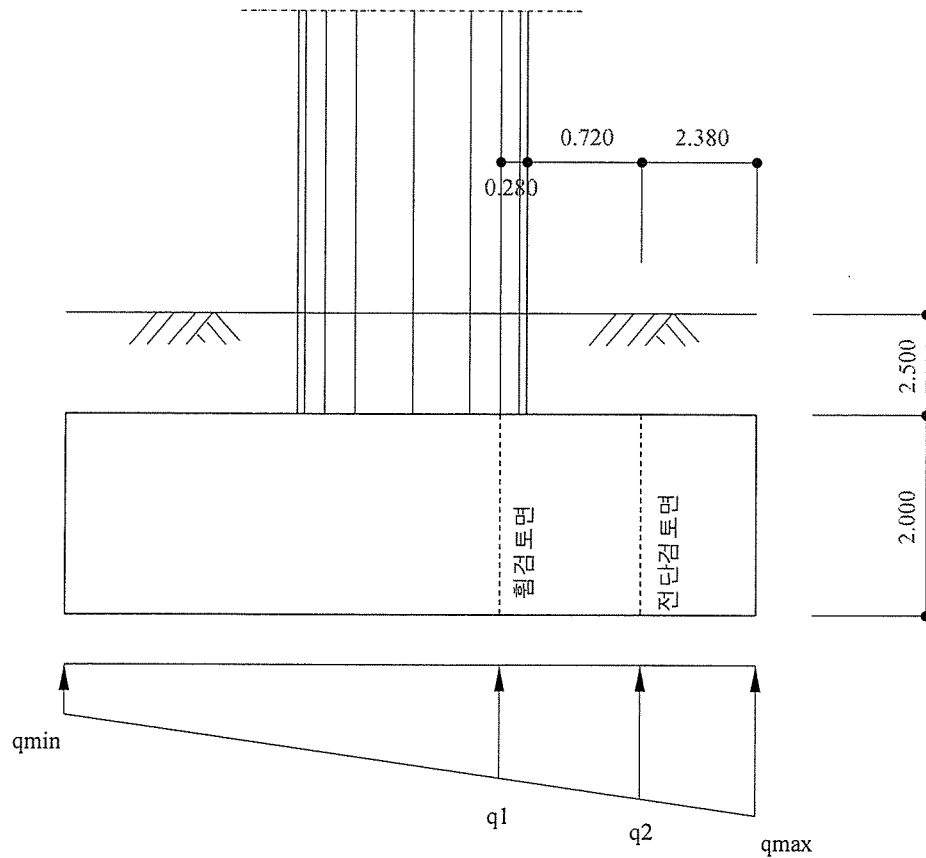
㉖. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 Md &= \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 388.046 + 265.635) - \\
 &\quad \frac{2.000}{2} \times \frac{3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000 \\
 &= 1703.619 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Sd &= \frac{2.380}{2} \times (388.046 + 301.851) - 2.000 \times 2.380 \times \\
 &\quad 24.5 \times 1.000 \\
 &= 704.358 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

㉗. 지진시

$$\begin{aligned}
 Md &= \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 514.406 + 293.639) - \\
 &\quad \frac{2.000}{2} \times \frac{3.380^2}{2} \times 24.5 \times 1.000 \\
 &= 2238.136 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 Sd &= \frac{2.380}{2} \times (514.406 + 358.955) - 2.000 \times 2.380 \times \\
 &\quad 24.5 \times 1.000 \\
 &= 922.679 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \right\}$$

$$= 28036.131 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.013) / 9.000 \}$$

$$q_{\max} = 369.725 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 367.292 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 363.246 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 368.012 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \right\}$$

$$= 23796.435 / (8.500 \times 9.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.094) / 9.000 \}$$

$$q_{\max} = 537.921 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 367.526 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 84.209 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 417.939 \text{ kN/m}^2$$

㉞. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{17212.494}{(8.500 \times 9.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.942) / 9.000 \}$$

$$q_{\max} = 2 \sum V / Lx \quad (e > B/6 \text{ 일 경우})$$

$$= \frac{34424.987}{(8.500 \times 7.673)} = 527.855 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 527.855 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 295.318 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 364.116 \text{ kN/m}^2$$

㉟. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 369.725 + 367.292) - \frac{1.6 \times 2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5$$

$$= 1659.473 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (369.725 + 368.012) - 1.6 \times 2.000 \times \frac{2.380}{24.5}$$

$$= 691.314 \text{ kN}$$

㊱. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 537.921 + 367.526) - \frac{1.35 \times 2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2370.406 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (537.921 + 417.939) - 1.35 \times 2.000 \times \frac{2.380}{24.5}$$

$$= 980.036 \text{ kN}$$

㊲. 지진시

$$M_d = \frac{3.380^2}{6} \times (2 \times 527.855 + 295.318) - \frac{1.0 \times 2.000 \times 3.380^2}{2} \times 24.5$$

$$= 2292.549 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.380}{2} \times (527.855 + 364.116) - 1.0 \times 2.000 \times \frac{2.380}{24.5}$$

$$= 944.825 \text{ kN}$$

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 $B = 8.500 \text{ m}$

2) 교축방향 $B = 9.000 \text{ m}$

$$\beta = 1.059$$

$$A_{sm} = 2 / (\beta + 1) = 0.971 \text{ Ass}$$

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	1384.933	1703.619
계수하중	전 단 력(KN)	821.946	980.036
	모 멘 트(KN·m)	1897.374	2370.406

* 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)	1425.667	1703.619
계수하중	전 단 력(KN)	821.946	980.036
	모 멘 트(KN·m)	1953.179	2370.406

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.90 \quad \Phi_v = 0.85$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	1953.179	821.946	1425.667

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 4584.000 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.543 \quad]$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 71.906 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06153 > 0.004 \quad - \text{O.K.} -$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$$

$$\because \epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면}, \quad \Phi_f = 0.90 \quad \text{적용}$$

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 2970.100 \text{ mm}^2$$

나) 철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \quad \Rightarrow \quad \text{MAX } A_s = 74044.76 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 6475.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 3960.13 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \text{ -----} \Rightarrow \text{철근비 만족} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

다) 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 73.110 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 2992.619 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 1953.179 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.532 \quad] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1850.00 / 1000$$

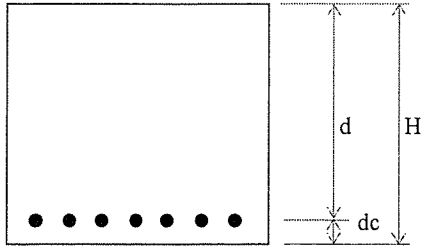
$$= 1435.49 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1435.49 > V_u = 821.946 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 2000.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 1850.00 \text{ mm}, \quad d_c = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 1425.667 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 4584.000 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 313.969 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 178.194 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 183.994 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 19 / 2 = 90.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 201.753 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 202 \text{ mm OK!!}$$

2) 교축방향

$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ Mpa} \quad k_1 = 0.84 \quad \Phi_f = 0.90 \quad \Phi_v = 0.85$$

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
1000.00	2000.00	1850.00	150.00	2370.406	980.036	1703.619

가) 휨검토

Use As (1단) :	H 22	- 8	EA =	3096.800	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H 22	- 8	EA =	3096.800	mm ² ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H 0	- 0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use As (total)} = 6193.600 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} \quad 1.714 \quad]$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 97.155 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.04476 > 0.004 \quad \text{- O.K -}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$$

$$\Rightarrow \epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면}, \quad \Phi_f = 0.90 \quad \text{적용}$$

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \quad \text{----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \quad \text{----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 3614.558 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \quad \Rightarrow \quad \text{MAX } A_s = 74044.76 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 6475.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 4819.41 \text{ mm}^2$$

$$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max} \quad \text{-----} \quad \text{철근비 만족} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 98.781 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 4014.811 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 2370.406 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.694 \quad] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1850.00 / 1000$$

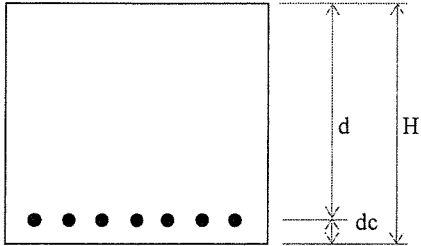
$$= 1435.49 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1435.49 > V_u = 980.036 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 2000.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 1850.00 \text{ mm}, \quad dc = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 1703.619 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 6193.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 359.502 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 158.980 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - dc_{\min} - x) / (D - x) = 153.647 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 290.040 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 290 \text{ mm OK!!}$$

10.7 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 기둥검토

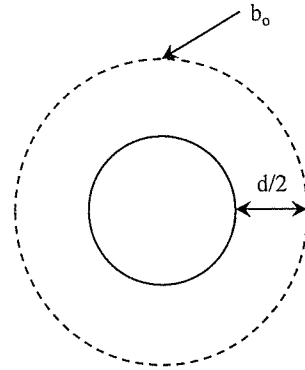
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 16692.503 kN

■ 편치 전단 검토위치 : 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.400 + 0.925) \\ &= 14.608 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.059$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 1.89) \times 5477.226 \times 14.608 \times 1.850 \\ &= 71269.340 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.533) \times 5477.226 \times 14.608 \times 1.850 \\ &= 87159.662 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 14.608 \times 1.850 \\ &= 49340.312 \text{ kN} \end{aligned}$$

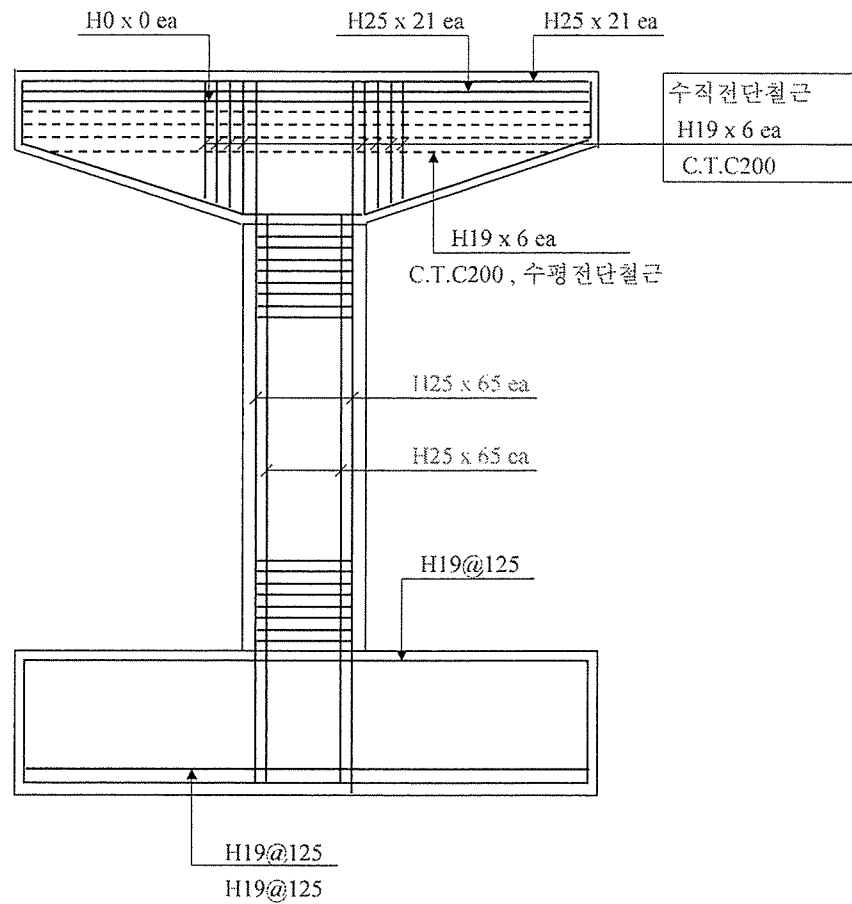
■ $\text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 49340.312 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 49340.312 \\ &= 41939.265 \text{ kN} \geq V_u = 16692.503 \text{ kN} \text{ ---- O.K} \end{aligned}$$

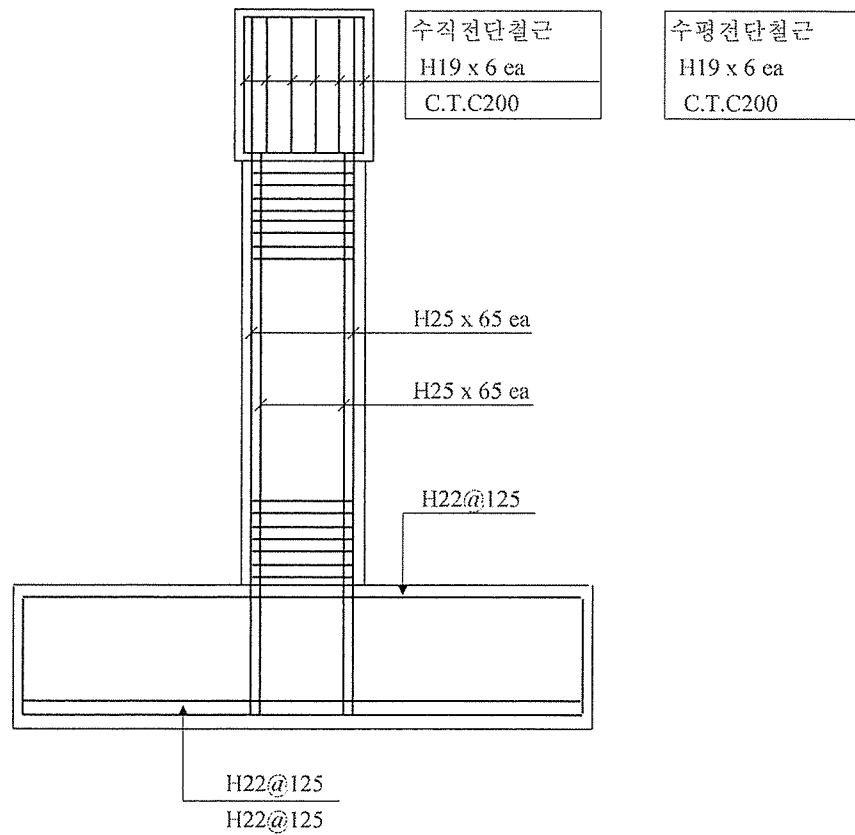
11. 주철근 조립도

P4(P3)

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\Sigma R_d = 2807.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 878.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 111.40 / 3 = 37.134 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 183.75 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하 중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.408 \times 24.950 / 2 / 3 \text{ shoe} = 46.207 \text{ kN}$$

$$P_w = 185.692 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 346.797 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 521.650 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\Sigma R_d = 2807.00 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 878.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 539.63 / 3 \text{ shoe} = 179.875 \text{ kN}$$

- 장대레일종하중

$$H_R = 74.85 / 3 \text{ shoe} = 24.950 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 421.05 / 3 \text{ shoe} = 140.35 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 809.855 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 878.00 \quad + \quad 865.76 \quad = \quad 1743.761 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 140.350 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1743.76 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 1743.761 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 140.35 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 140.350 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	878.00	+	865.76	+	183.75	=	1743.761	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	37.134	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1743.76	/	1.00			=	1743.761	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	37.13	/	1.00			=	37.134	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	878.00	+	865.76			=	1743.761	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1743.76	/	1.00			=	1743.761	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	878.000	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	878.00	/	1.00			=	878.000	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	878.00	+	865.76			=	1743.761	kN
교축방향하중	179.88	+	24.95			=	204.825	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1743.76	/	1.15			=	1516.314	kN
할증적용 교축하중	204.83	/	1.15			=	178.109	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	878.00	+	865.76	+	183.75			
		+	0.00	+	185.69	=	2113.201	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	37.13	+	0.00	+	46.21	=	83.341	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2113.20	/	1.25			=	1690.561	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	83.34	/	1.25			=	66.673	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	878.00	+	865.76	+	521.65	=	2265.411	kN
교축방향하중						=	809.855	kN
교축직각방향하중						=	346.797	kN
허용응력 활중계수						=	1.60	
활중적용 연직하중	2265.41	/	1.60			=	1415.882	kN
활중적용 교축하중	809.86	/	1.60			=	506.159	kN
활중적용 교직하중	346.80	/	1.60			=	216.748	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2113.201	83.341	346.797
교축방향		204.825	809.855

3) 교좌장치 제원

- 규격 : 365 × 519 mm
- 높이 : 183 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 250 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 717.500 > 250.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P8-108]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 301.607$$

② 연단 거리에 대한 검토

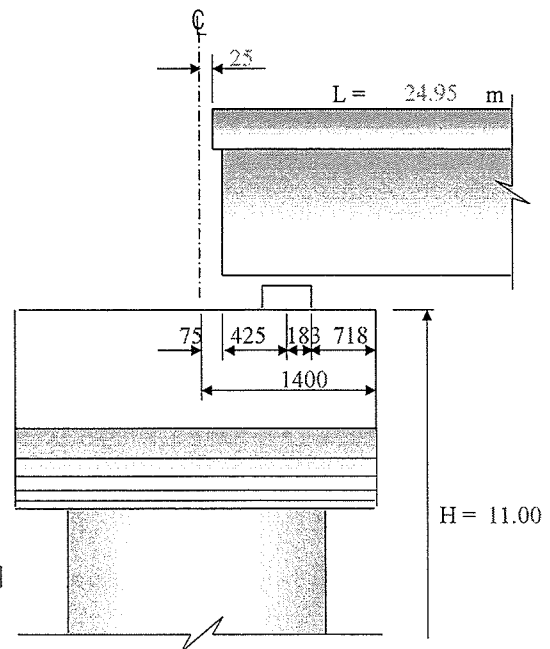
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 365 / 2 = 182.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 200 + 0.5L = 325 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 182.5 + 325 = 932.5 \text{ mm}$$

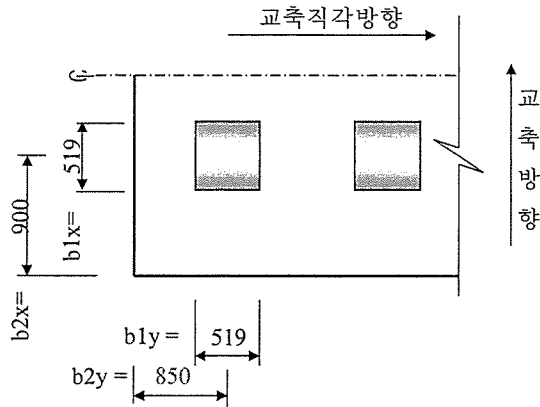
$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 932.5 \text{ mm} < 1325.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1743.76 kN	- 연직하중 지진시 :	1415.88 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교축 방향 :	178.11 kN	- 교축 방향 :	506.16 kN
- 교축직각방향 :	66.67 kN	- 교축직각방향 :	216.75 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2595.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2595.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P/f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519/1800) \times 1743761 / 180 = 1723.58 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519/1800) \times 1415882 / 180 = 1399.49 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P/f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519/1700) \times 1743761 / 180 = 1682.50 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519/1700) \times 1415882 / 180 = 1366.14 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 178109 / 180 = 989.49 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 506159 / 180 = 2812.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

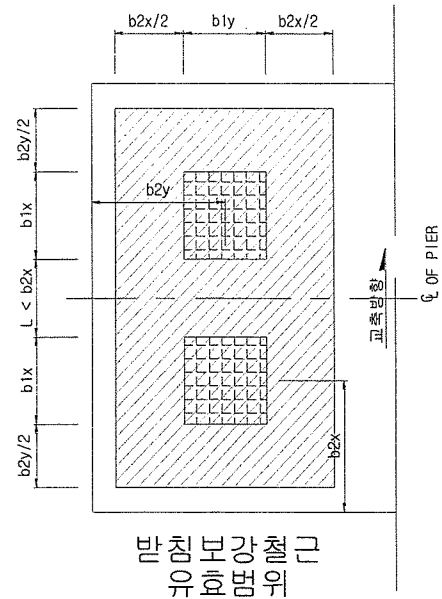
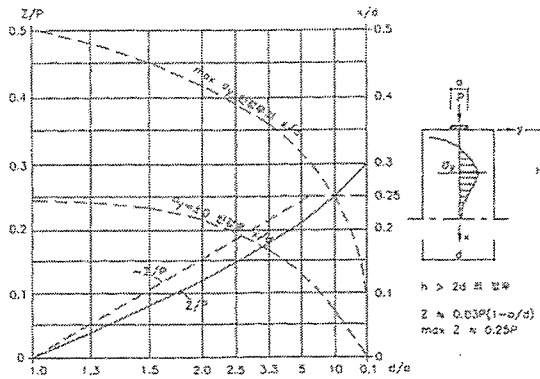
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 66673 / 180 = 370.41 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 216748 / 180 = 1204.16 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1419.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인장철근의 교편의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 709.5 + 500.0 = 1209.5 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1369.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<그림> $h > 2d$ 인 경우 Z/P 및 x/d 에 대한 횡방향 인장응력 $\max \sigma_y$ 와 $\sigma_y = 0$ 의 위치.

구 분	d/a			x/d	x
교축직각방향	1369.0	/	519.0 = 2.638	0.43	589
교 축 방 향	1419.0	/	519.0 = 2.734	0.42	596

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sx} &= Asx1 + Asx2 \\
 A_{sx(\text{상시})} &= 1723.58 + 989.49 = 2713.07 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sx(\text{지진})} &= 1399.49 + 2812.00 = 4211.49 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asx = H19 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 5730 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sy} &= Asy1 + Asy2 = \\
 A_{sy(\text{상시})} &= 1682.50 + 370.41 = 2052.91 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sy(\text{지진})} &= 1366.14 + 1204.16 = 2570.30 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asy = H16 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{506159}{180} = 2812.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 422 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 4258 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{216748}{180} = 1204.16 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 1116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 Mpa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 519) = 3078884 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{506159}{3078884} = 0.164 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 519) = 2787627 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{66673}{2787627} = 0.024 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

12.2 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2807.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 878.00 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 155.13 / 3 = 51.709 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 255.87 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 3 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 7.408 \times 24.950 / 2 / 3 \text{ shoe} = 46.207 \text{ kN}$$

$$P_w = 185.692 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 254.310 \text{ kN}$$

$$R_{EQ} = 382.699 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 2807.00 \text{ kN}$$

$$R_{dl} = 878.000 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 865.76 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 412.500 / 3 \text{ shoe} = 137.500 \text{ kN}$$

- 장대레일종하중

$$H_R = 74.85 / 3 \text{ shoe} = 24.950 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 421.05 / 3 \text{ shoe} = 140.35 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 878.00 \quad + \quad 865.76 \quad = \quad 1743.761 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 140.350 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1743.76 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 1743.761 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 140.35 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 140.350 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	878.00	+	865.76	+	255.87	=	1743.761	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	51.709	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1743.76	/	1.00			=	1743.761	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	51.71	/	1.00			=	51.709	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일중하중

연직하중	878.00	+	865.76			=	1743.761	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1743.76	/	1.00			=	1743.761	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일중하중

연직하중						=	878.000	kN
교축방향하중						=	24.950	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	878.00	/	1.00			=	878.000	kN
할증적용 교축하중	24.95	/	1.00			=	24.950	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시계동하중 + 장대레일중하중

연직하중	878.00	+	865.76			=	1743.761	kN
교축방향하중	137.50	+	24.95			=	162.450	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1743.76	/	1.15			=	1516.314	kN
할증적용 교축하중	162.45	/	1.15			=	141.261	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	878.00	+	865.76	+	255.87			
		+	0.00	+	185.69	=	2185.322	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	51.71	+	0.00	+	46.21	=	97.916	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	2185.32	/	1.25			=	1748.257	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	97.92	/	1.25			=	78.333	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	878.00	+	865.76	+	382.70	=	2126.460	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	254.310	kN
허용응력 활중계수						=	1.60	
활중적용 연직하중	2126.46	/	1.60			=	1329.037	kN
활중적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
활중적용 교직하중	254.31	/	1.60			=	158.944	kN

2) 받침용량 산정 (PSC BEAM-용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	2185.322	97.916	254.310
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규격 : 435 × 501 mm
- 높이 : 166 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 250 \text{ mm} \quad [\ell > 40\text{m}]$$

$$= 682.500 > 250.00$$

5) 최소받침 지지거리 [철도설계기준 P662]

① 최소받침 지지길이에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H) (1 + 0.000125\Phi^2)$$

여기서, N : 최소받침 지지길이(mm)

L : 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H : 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의평균높이. 단경간 교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 301.607$$

② 연단 거리에 대한 검토

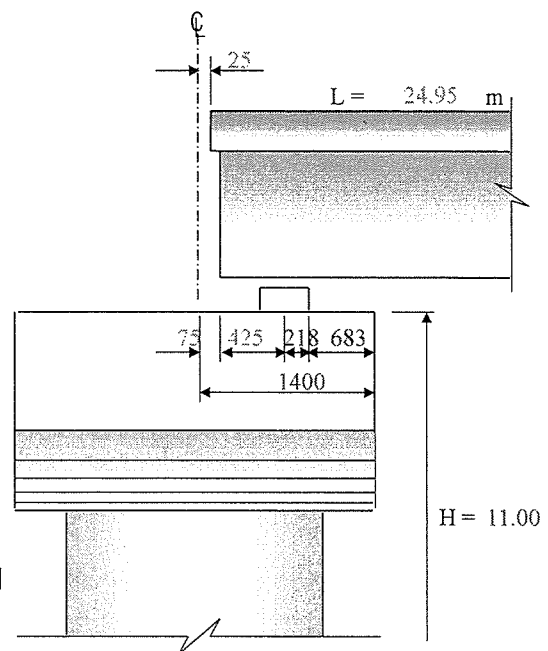
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 435 / 2 = 217.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 325 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 217.5 + 325 = 967.5 \text{ mm}$$

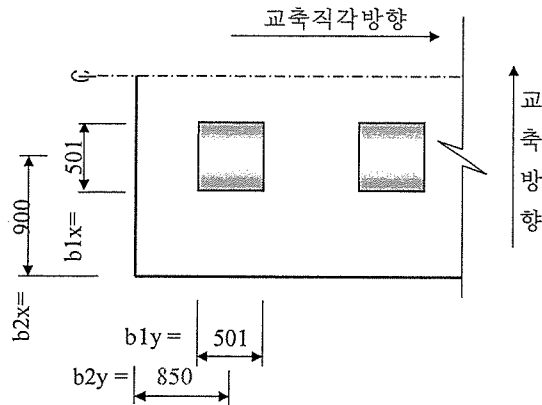
$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 967.5 \text{ mm} < 1325.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1748.26 kN	- 연직하중 지진시 :	1329.04 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	141.26 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	78.33 kN	- 교축직각방향 :	158.94 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1x = 2505.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 850 = 1700.0 < 5 \times b1y = 2505.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1800) \times 1748257 / 180 = 1752.30 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1800) \times 1329037 / 180 = 1332.11 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1700) \times 1748257 / 180 = 1712.55 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 1700) \times 1329037 / 180 = 1301.89 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 141261 / 180 = 784.78 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 78333 / 180 = 435.18 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 158944 / 180 = 883.02 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$B_{x1} = b_{1y} + b_{2x} = 1401.0 \text{ mm}$$

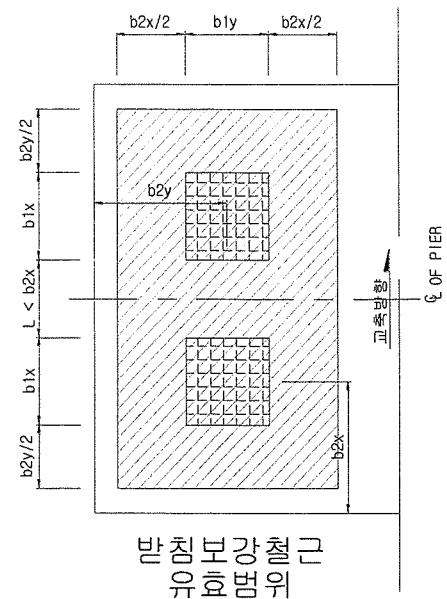
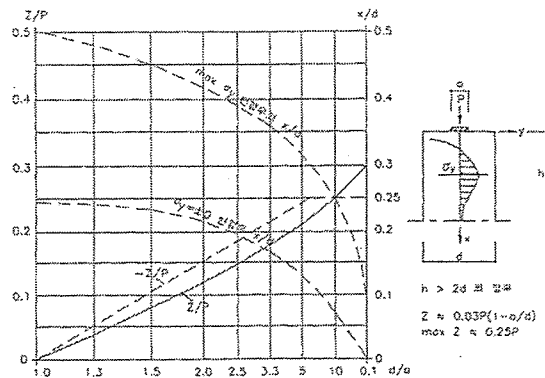
(인입수와 보행의 크기를 고려)

$$B_{x2} = 700.5 + 500.0 = 1200.5 \text{ mm}$$

$$B_{xuse} = 125 \times 9 = 1125.0 \text{ mm}$$

$$B_{y1} = b_{1x} + b_{2y} = 1351.0 \text{ mm}$$

$$B_{yuse} = 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm}$$



<그림> $h > 2d$ 인 경우 Z/P 및 x/d 에 대한 횡방향 인장응력 $\max \sigma_y$ 와 $\sigma_y = 0$ 의 위치.

구 분	d / a	x / d	x
교축직각방향	1351.0 / 501.0 = 2.697	0.41	553.91
교 축 방 향	1401.0 / 501.0 = 2.796	0.42	588.42

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$A_{sx} = A_{sx1} + A_{sx2}$$

$$A_{sx(\text{상시})} = 1752.30 + 784.78 = 2537.09 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx(\text{지진})} = 1332.11 + 0.00 = 1332.11 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } A_{sx} = \text{H16} - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$A_{sy} = A_{sy1} + A_{sy2} =$$

$$A_{sy(\text{상시})} = 1712.55 + 435.18 = 2147.73 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy(\text{지진})} = 1301.89 + 883.02 = 2184.91 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } A_{sy} = \text{H16} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{141261}{180} = 784.78 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = 116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{158944}{180} = 883.02 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = 116 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

12) 교좌의 허용전단응력 검토

$$V = \frac{H_s}{A_r} \quad \begin{array}{l} H_s: \text{수평력(N)} \\ A_r: \text{전단 파괴 면적 (mm}^2\text{)} \\ V: \text{전단응력 [0.7 MPa]} \end{array}$$

- 교축방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 501) = 3055974 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{141261}{3055974} = 0.046 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 850 \times (2 \times 850 + 2 \times 50 + 501) = 2765990 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{158944}{2765990} = 0.057 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

2.4 내진해석

1. 설계대상 교량제원 및 설계상수

1.1 교량형식 : PSC BEAM

1.2 해석 대상 교량 총연장 : $5 \times 25.00 = 125.000 \text{ m}$

1.3 교 폭 : 5.600 m

1.4 교각형식 : T형교각

1.5 교각기초형식 : 직접기초

1.6 내진설계상수

- (1) 내진등급 : 내진 1 등급교 (도로교 설계기준 pp.456)
- (2) 지진구역계수 : 0.11 (도로교 설계기준 pp.456)
- (3) 위험도계수 : $I = 1.4$ (도로교 설계기준 pp.456)
- (4) 가속도계수 : $A = 0.154$ (도로교 설계기준 pp.455)
- (5) 지반계수 : $S = 1.2$ (지반종류 2, 도로교 설계기준)
- (6) 응답수정계수 (도로교 설계기준 pp.458)
- (7) 고유치 해석방법 : Ritz Vector 해석법
- (8) MODE 조합방법 : C.Q.C방법
- (9) 받침형식 : ESB 받침

1.7 해석방법

- (1) 해석방법 선정
다중모드 스펙트럼 해석
- (2) 모드조합방법 : CQC방법
- (3) 방향조합방법 : 100-30%방법

1.8 해석모델

- (1) 사용프로그램 : MIDAS CIVIL
- (2) 모델링 : Frame요소사용
- (3) 질량산정 : 1,2차 사하중 및 자중을 각 요소에
단위길이당 분포질량으로 입력

2. 단면특성

2.1 상부구조

: 상부구조는 PSC BEAM로 이루어져 있으며 교폭은 5.600 m이다. 상부구조의 일반도는 아래와 같다.

* 도 면 참 조

2.2 하부구조

: 하부구조는 T형교각으로 구성되어 있으며 받침의 수평전단력을 알기위해 선형요소를 이용하여 ESB 받침을 모델링하였다.

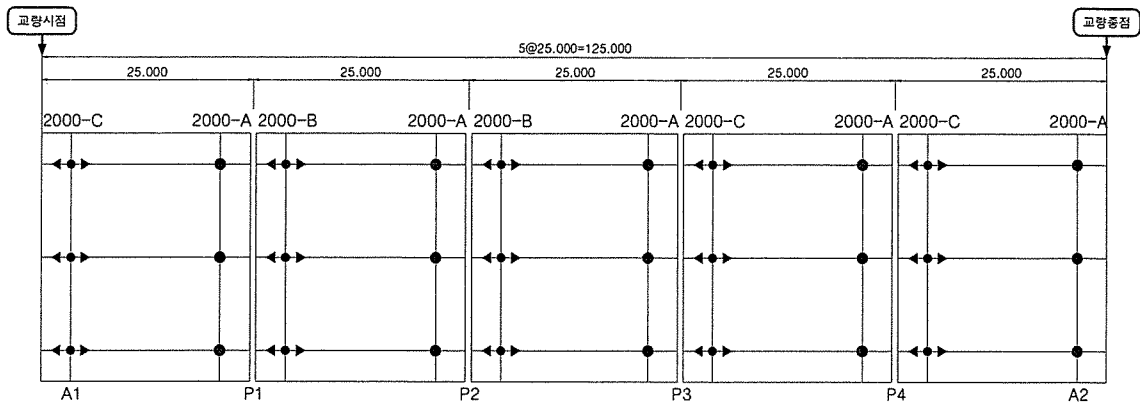
* 도 면 참 조

2.3 적용 받침 특성

1) 받침 모델링

: MIDAS CIVIL의 ELASTIC LINK를 사용하여 각 받침의 spring 계수에 대해 모델링

2) 받침 배치

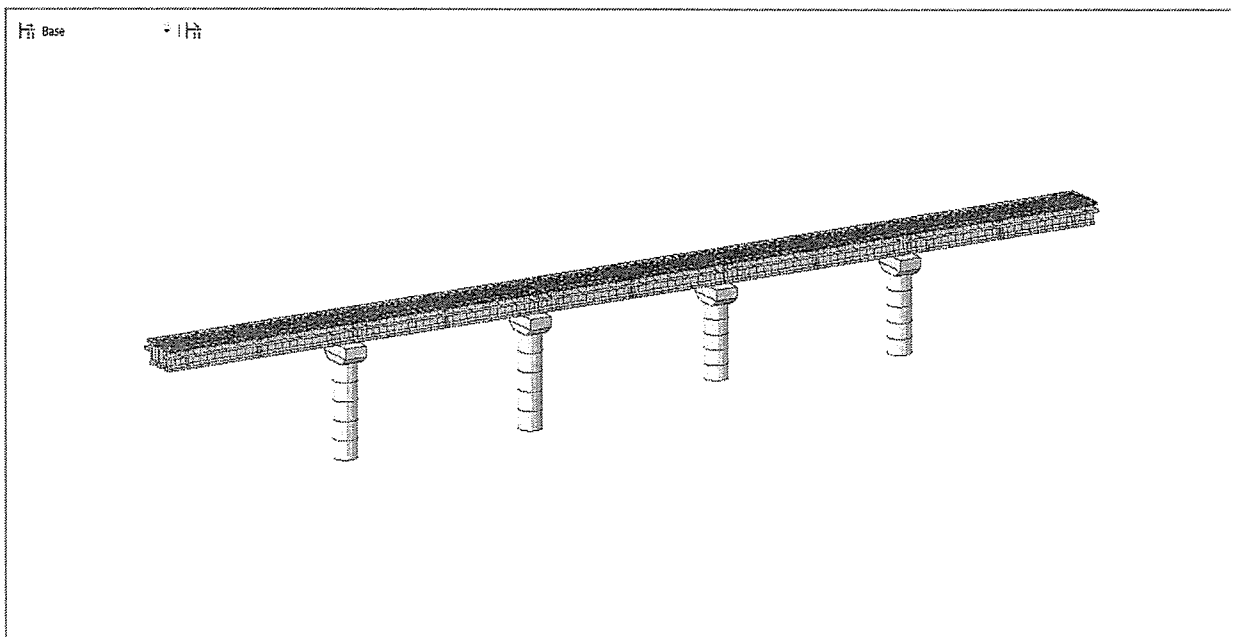


3. 구조해석

3.1 MODELING

해석대상 교량의 상부구조인 PSC BEAM는 그 특성을 가지는 뼈대구조로 모델링하였다. 기초 중심부를 고정점으로 하였으며 받침은 선형요소를 사용하여 ESB 받침에 맞는 축방향강성 및 수평방향 강성을 적용하여 모델링하였다. 지진해석시 가장 중요한 요소중의 하나인 상부 질량은 프로그램 자동계산과 프레임요소의 단위길이당 질량으로 모델링하였다.

1) 교량전체 모델



3.2 탄성지진 응답계수 산정

(1) 탄성지진응답계수

[도.설.기. 6.3.1, 6.3.2]

1) 가속도계수

구분	적용 계수	비고
구역계수 (Z)	0.110	지진구역1
지진위험도계수 (I)	1.400	내진등급 1등급 (재현주기 1000년)
가속도계수 (A)	0.154	$A = Z \times I$

2) 지반계수

구분	적용 계수	비고
지반계수 (S)	1.200	지반종류 II

3) 탄성지진응답계수(Cs) 산정

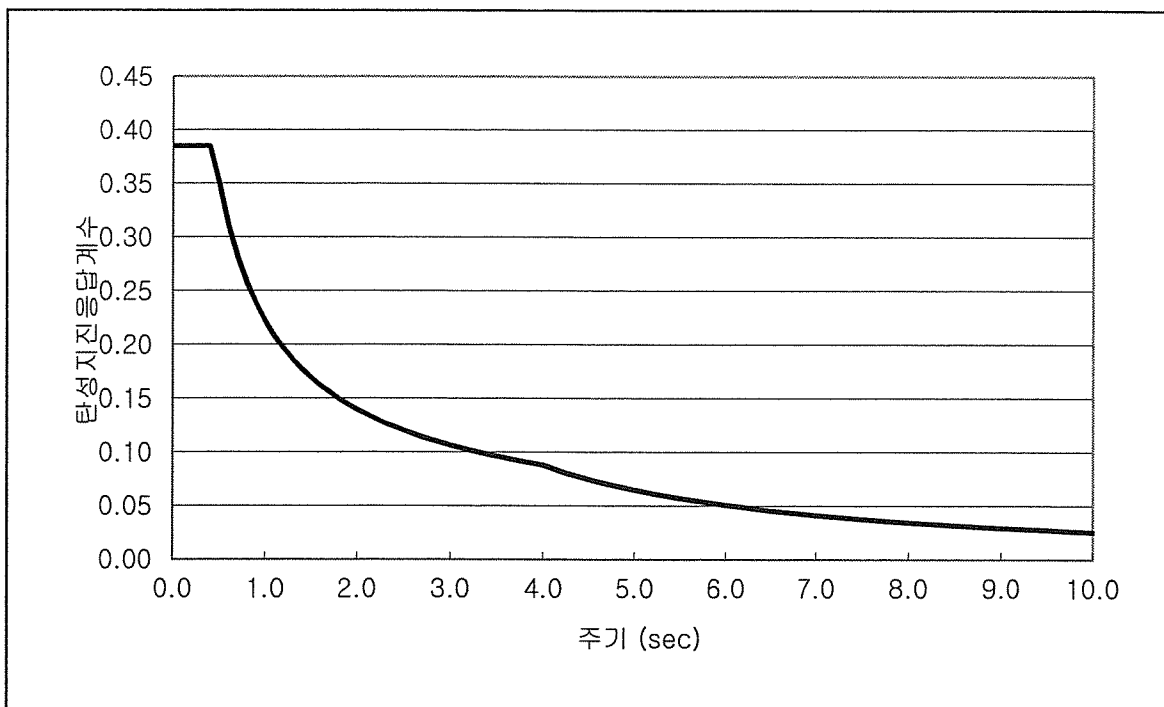
① $T \leq 4.0 \text{ sec}$

$$C_s = (1.2 \times A \times S) / T^{2/3} \leq 2.5 \times A$$

② $T > 4.0 \text{ sec}$

$$C_s = (3 \times A \times S) / T^{4/3}$$

여기서, T : 교량의 주기



4) 탄성지진응답계수

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec ²)	비고
0.0000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.1000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.2000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.3000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.4000	0.1540	1.2000	0.3850	3.7769	
0.5000	0.1540	1.2000	0.3520	3.4533	
0.6000	0.1540	1.2000	0.3117	3.0581	
0.7000	0.1540	1.2000	0.2813	2.7594	
0.8000	0.1540	1.2000	0.2573	2.5244	
0.9000	0.1540	1.2000	0.2379	2.3338	
1.0000	0.1540	1.2000	0.2218	2.1755	
1.1000	0.1540	1.2000	0.2081	2.0415	
1.2000	0.1540	1.2000	0.1964	1.9265	
1.3000	0.1540	1.2000	0.1862	1.8264	
1.4000	0.1540	1.2000	0.1772	1.7383	
1.5000	0.1540	1.2000	0.1692	1.6602	
1.6000	0.1540	1.2000	0.1621	1.5903	
1.7000	0.1540	1.2000	0.1557	1.5273	
1.8000	0.1540	1.2000	0.1499	1.4702	
1.9000	0.1540	1.2000	0.1446	1.4181	
2.0000	0.1540	1.2000	0.1397	1.3705	
2.1000	0.1540	1.2000	0.1352	1.3266	
2.2000	0.1540	1.2000	0.1311	1.2861	
2.3000	0.1540	1.2000	0.1273	1.2485	
2.4000	0.1540	1.2000	0.1237	1.2136	
2.5000	0.1540	1.2000	0.1204	1.1810	
2.6000	0.1540	1.2000	0.1173	1.1505	
2.7000	0.1540	1.2000	0.1144	1.1220	
2.8000	0.1540	1.2000	0.1116	1.0951	
2.9000	0.1540	1.2000	0.1090	1.0698	
3.0000	0.1540	1.2000	0.1066	1.0459	
3.2000	0.1540	1.2000	0.1021	1.0018	
3.4000	0.1540	1.2000	0.0981	0.9621	
3.6000	0.1540	1.2000	0.0944	0.9262	
3.8000	0.1540	1.2000	0.0911	0.8934	
4.0000	0.1540	1.2000	0.0880	0.8633	
4.2500	0.1540	1.2000	0.0805	0.7900	
4.5000	0.1540	1.2000	0.0746	0.7321	

주기 (sec)	가속도 계수	지반 계수	탄성지진 응답계수	탄성지진 가속도 (m/sec ²)	비고
4.7500	0.1540	1.2000	0.0694	0.6811	
5.0000	0.1540	1.2000	0.0648	0.6361	
5.2500	0.1540	1.2000	0.0608	0.5960	
5.5000	0.1540	1.2000	0.0571	0.5602	
5.7500	0.1540	1.2000	0.0538	0.5280	
6.0000	0.1540	1.2000	0.0508	0.4988	
6.2500	0.1540	1.2000	0.0482	0.4724	
6.5000	0.1540	1.2000	0.0457	0.4483	
6.7500	0.1540	1.2000	0.0435	0.4263	
7.0000	0.1540	1.2000	0.0414	0.4062	
7.2500	0.1540	1.2000	0.0395	0.3876	
7.5000	0.1540	1.2000	0.0378	0.3705	
7.7500	0.1540	1.2000	0.0361	0.3546	
8.0000	0.1540	1.2000	0.0347	0.3399	
8.2500	0.1540	1.2000	0.0333	0.3263	
8.5000	0.1540	1.2000	0.0320	0.3135	
8.7500	0.1540	1.2000	0.0307	0.3016	
9.0000	0.1540	1.2000	0.0296	0.2905	
9.2500	0.1540	1.2000	0.0286	0.2801	
9.5000	0.1540	1.2000	0.0276	0.2703	
9.7500	0.1540	1.2000	0.0266	0.2611	
10.0000	0.1540	1.2000	0.0257	0.2524	
15.0000	0.1540	1.2000	0.0150	0.1470	
20.0000	0.1540	1.2000	0.0102	0.1002	

4. 고유치 해석결과

4.1 주기 및 진동수

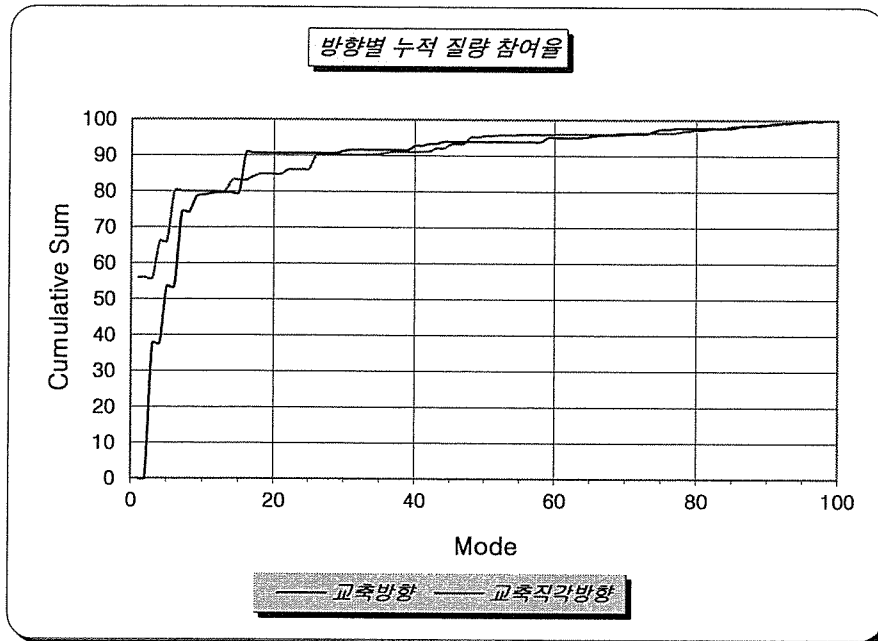
< 모드별 주기 및 진동수 >

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
1	13.5571	2.1577	0.4635	
2	14.5049	2.3085	0.4332	
3	14.5782	2.3202	0.4310	
4	16.4559	2.6190	0.3818	
5	17.8538	2.8415	0.3519	
6	18.0971	2.8802	0.3472	
7	18.9632	3.0181	0.3313	
8	23.1151	3.6789	0.2718	
9	31.4507	5.0055	0.1998	
10	34.0691	5.4223	0.1844	
11	34.4989	5.4907	0.1821	
12	34.7018	5.5230	0.1811	
13	35.1641	5.5965	0.1787	
14	43.3956	6.9066	0.1448	
15	46.9719	7.4758	0.1338	
16	49.2061	7.8314	0.1277	
17	52.4204	8.3430	0.1199	
18	52.7082	8.3888	0.1192	
19	52.8473	8.4109	0.1189	
20	54.0888	8.6085	0.1162	
21	54.3752	8.6541	0.1156	
22	58.5941	9.3255	0.1072	
23	69.8483	11.1167	0.0900	
24	82.6590	13.1556	0.0760	
25	111.3640	17.7241	0.0564	
26	116.0678	18.4728	0.0541	
27	118.3716	18.8394	0.0531	
28	120.7343	19.2155	0.0520	
29	122.2972	19.4642	0.0514	
30	124.0338	19.7406	0.0507	
31	128.7902	20.4976	0.0488	
32	130.7266	20.8058	0.0481	
33	138.5941	22.0579	0.0453	
34	145.3244	23.1291	0.0432	
35	146.4100	23.3019	0.0429	
36	147.9389	23.5452	0.0425	
37	150.0232	23.8769	0.0419	
38	151.1259	24.0524	0.0416	
39	152.4904	24.2696	0.0412	
40	154.8864	24.6509	0.0406	
41	158.5392	25.2323	0.0396	
42	168.7392	26.8557	0.0372	
43	173.1315	27.5547	0.0363	
44	173.2451	27.5728	0.0363	
45	177.0482	28.1781	0.0355	
46	180.9222	28.7947	0.0347	
47	193.4709	30.7919	0.0325	
48	206.3511	32.8418	0.0304	
49	220.9735	35.1690	0.0284	
50	226.9798	36.1250	0.0277	

MODE	FREQUENCY		PERIOD (SEC)	비고
	(rad/sec)	(cycle/sec)		
51	231.9025	36.9084	0.0271	
52	236.5692	37.6512	0.0266	
53	239.8248	38.1693	0.0262	
54	240.9906	38.3548	0.0261	
55	250.1049	39.8054	0.0251	
56	252.1028	40.1234	0.0249	
57	257.5489	40.9902	0.0244	
58	257.6822	41.0114	0.0244	
59	270.9196	43.1182	0.0232	
60	274.0884	43.6225	0.0229	
61	276.9566	44.0790	0.0227	
62	279.1837	44.4335	0.0225	
63	286.9959	45.6768	0.0219	
64	287.9596	45.8302	0.0218	
65	292.0215	46.4767	0.0215	
66	308.1765	49.0478	0.0204	
67	316.5807	50.3854	0.0198	
68	319.6023	50.8663	0.0197	
69	326.5373	51.9700	0.0192	
70	333.9747	53.1537	0.0188	
71	335.9098	53.4617	0.0187	
72	349.9721	55.6998	0.0180	
73	353.4387	56.2515	0.0178	
74	369.3309	58.7808	0.0170	
75	390.9943	62.2287	0.0161	
76	408.5894	65.0290	0.0154	
77	416.4454	66.2793	0.0151	
78	426.2218	67.8353	0.0147	
79	436.6928	69.5018	0.0144	
80	449.8625	71.5978	0.0140	
81	467.8166	74.4553	0.0134	
82	499.0888	79.4325	0.0126	
83	539.5884	85.8782	0.0116	
84	567.8977	90.3837	0.0111	
85	576.0811	91.6861	0.0109	
86	652.7849	103.8939	0.0096	
87	672.1720	106.9795	0.0093	
88	699.7730	111.3723	0.0090	
89	762.1151	121.2944	0.0082	
90	813.1645	129.4192	0.0077	
91	883.5862	140.6271	0.0071	
92	907.7136	144.4671	0.0069	
93	1059.671	168.6518	0.0059	
94	1088.489	173.2383	0.0058	
95	1272.472	202.5201	0.0049	
96	1364.245	217.1264	0.0046	
97	1589.616	252.9953	0.0040	
98	1679.126	267.2412	0.0037	
99	1980.642	315.2290	0.0032	
100	2027.822	322.7378	0.0031	

4.2 질량 참여율

고유치 해석결과 방향별 유효 질량 참여율의 합이 90%를 상회함을 확인하여 본 해석이 교량의 동적거동을 충분히 구현하고 있음을 확인하였다.



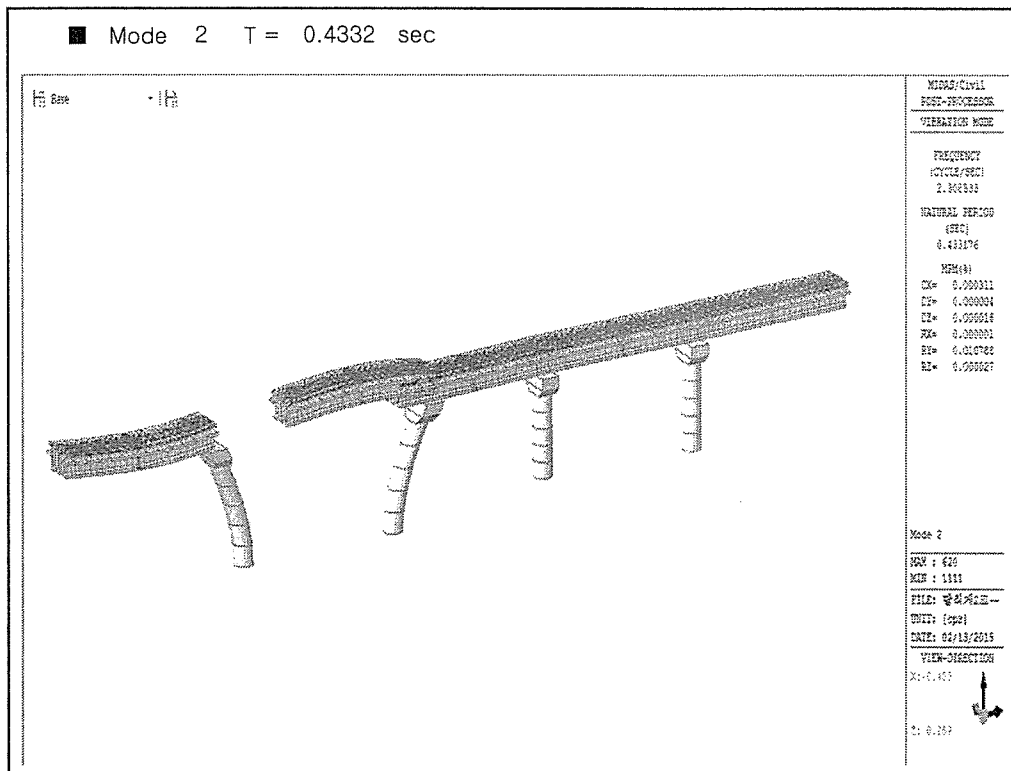
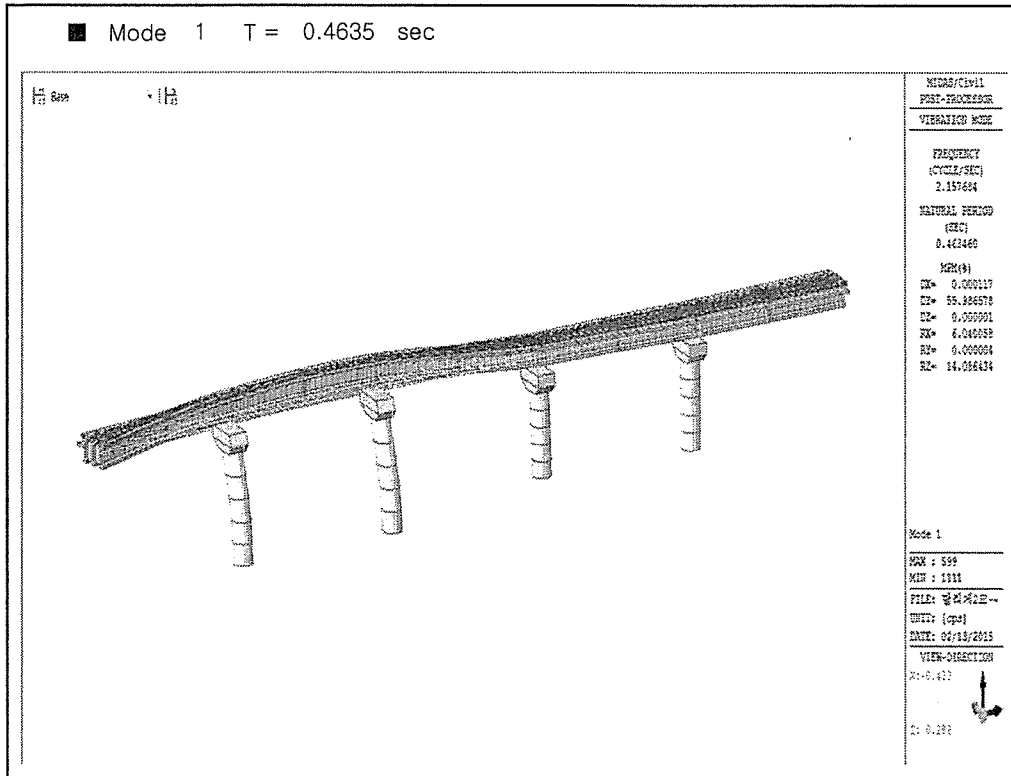
< 질량참여율 >

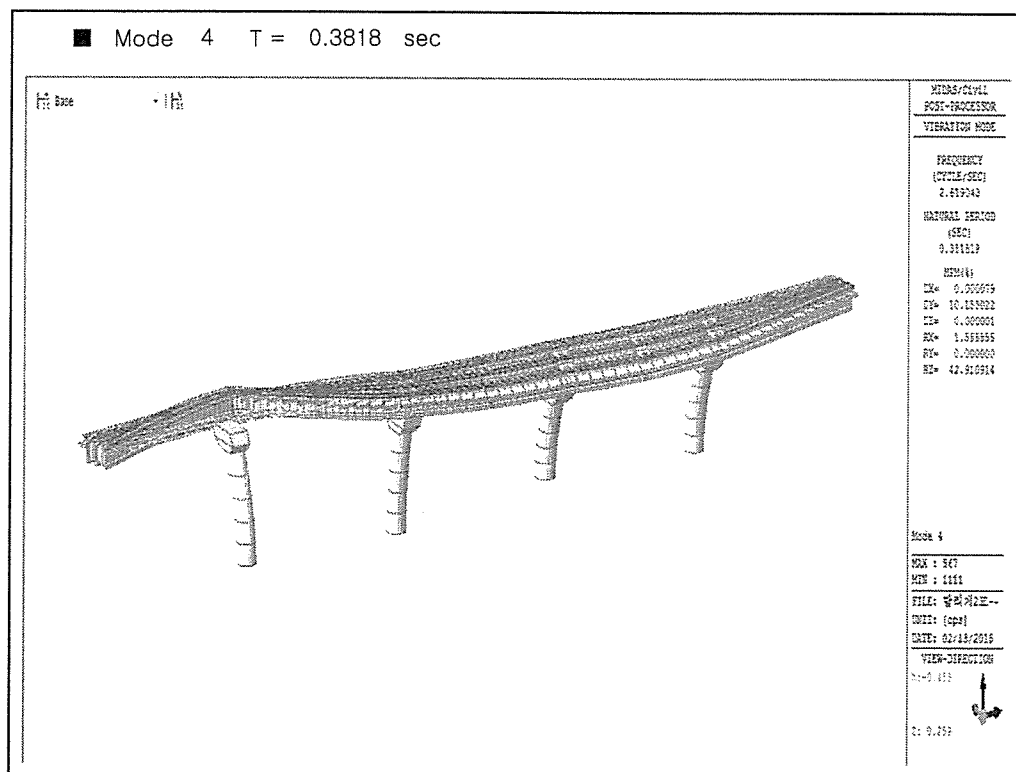
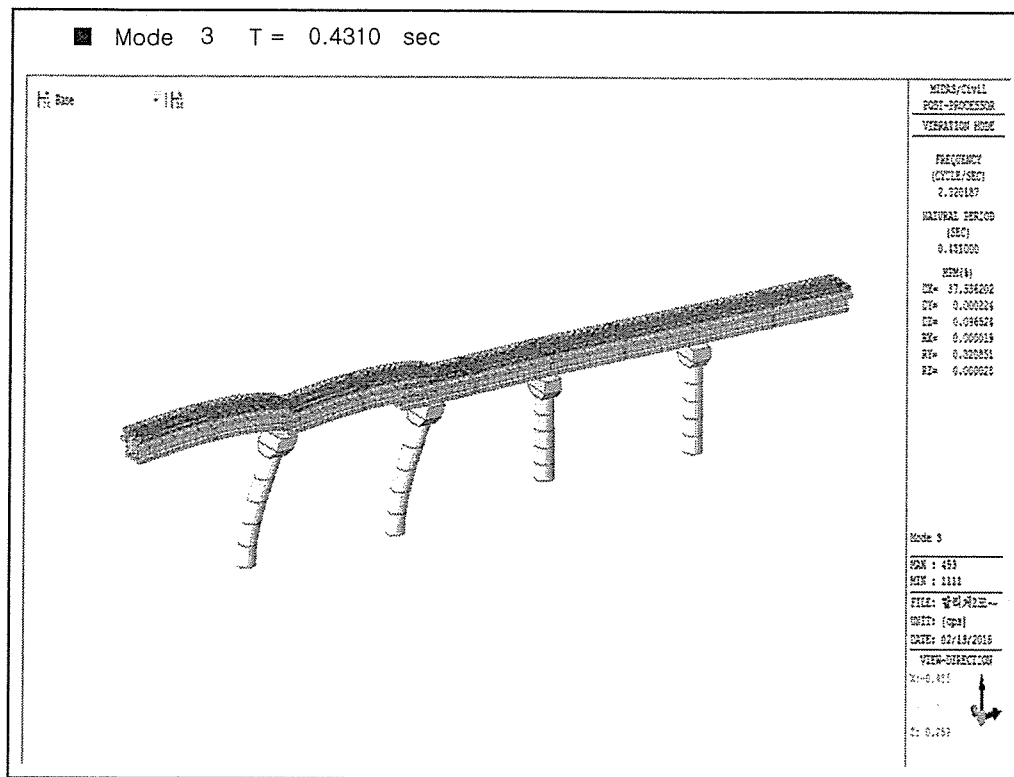
MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.4635	0.000	55.990	0.000	0.000	55.990	0.000
2	0.4332	0.000	0.000	0.000	0.000	55.990	0.000
3	0.4310	37.540	0.000	0.100	37.540	55.990	0.100
4	0.3818	0.000	10.150	0.000	37.540	66.140	0.100
5	0.3519	15.970	0.000	0.130	53.510	66.140	0.220
6	0.3472	0.000	13.870	0.000	53.510	80.010	0.220
7	0.3313	20.620	0.000	0.230	74.140	80.010	0.460
8	0.2718	0.000	0.000	0.000	74.140	80.010	0.460
9	0.1998	4.220	0.000	10.810	78.360	80.010	11.270
10	0.1844	0.680	0.000	36.140	79.030	80.010	47.410
11	0.1821	0.320	0.000	4.390	79.350	80.010	51.800
12	0.1811	0.310	0.000	5.810	79.660	80.010	57.620
13	0.1787	0.000	0.000	0.070	79.670	80.010	57.680
14	0.1448	0.000	3.110	0.000	79.670	83.120	57.680
15	0.1338	0.000	0.000	0.000	79.670	83.120	57.680
16	0.1277	10.920	0.000	2.830	90.590	83.120	60.520
17	0.1199	0.000	0.980	0.000	90.590	84.100	60.520
18	0.1192	0.000	0.700	0.000	90.590	84.800	60.520

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
19	0.1189	0.000	0.010	0.000	90.590	84.810	60.520
20	0.1162	0.000	0.030	0.000	90.590	84.840	60.520
21	0.1156	0.000	0.000	0.000	90.590	84.840	60.520
22	0.1072	0.000	1.210	0.000	90.590	86.060	60.520
23	0.0900	0.000	0.000	0.000	90.590	86.060	60.520
24	0.0760	0.000	0.120	0.000	90.590	86.180	60.520
25	0.0564	0.000	0.150	0.000	90.590	86.320	60.520
26	0.0541	0.000	3.810	0.000	90.590	90.140	60.520
27	0.0531	0.020	0.000	0.010	90.620	90.140	60.530
28	0.0520	0.000	0.000	0.020	90.620	90.140	60.550
29	0.0514	0.180	0.000	0.000	90.800	90.140	60.550
30	0.0507	0.520	0.000	0.020	91.320	90.140	60.570
31	0.0488	0.280	0.000	0.030	91.600	90.140	60.600
32	0.0481	0.000	0.010	0.000	91.600	90.150	60.600
33	0.0453	0.000	0.100	0.000	91.600	90.250	60.600
34	0.0432	0.000	0.020	0.000	91.600	90.270	60.600
35	0.0429	0.000	0.210	0.000	91.600	90.470	60.600
36	0.0425	0.000	0.320	0.000	91.600	90.790	60.600
37	0.0419	0.000	0.230	0.000	91.600	91.030	60.600
38	0.0416	0.010	0.010	0.000	91.620	91.030	60.600
39	0.0412	0.010	0.000	0.000	91.630	91.030	60.610
40	0.0406	1.180	0.000	0.360	92.800	91.030	60.970
41	0.0396	0.000	0.140	0.000	92.800	91.180	60.970
42	0.0372	0.480	0.000	0.050	93.280	91.180	61.020
43	0.0363	0.040	0.850	0.000	93.320	92.030	61.020
44	0.0363	0.620	0.050	0.020	93.940	92.080	61.040
45	0.0355	0.000	1.060	0.000	93.940	93.140	61.040
46	0.0347	0.000	0.180	0.000	93.940	93.320	61.040
47	0.0325	0.000	0.010	0.000	93.940	93.330	61.040
48	0.0304	0.000	1.870	0.000	93.940	95.200	61.040
49	0.0284	0.010	0.000	17.010	93.950	95.200	78.050
50	0.0277	0.000	0.390	0.000	93.950	95.590	78.060
51	0.0271	0.000	0.000	2.440	93.950	95.590	80.490
52	0.0266	0.000	0.170	0.000	93.950	95.760	80.490
53	0.0262	0.000	0.000	2.020	93.950	95.770	82.510
54	0.0261	0.000	0.000	0.010	93.950	95.770	82.520
55	0.0251	0.000	0.200	0.000	93.950	95.970	82.520
56	0.0249	0.000	0.000	0.000	93.950	95.970	82.520
57	0.0244	0.000	0.000	0.000	93.950	95.970	82.520
58	0.0244	0.000	0.000	0.240	93.950	95.970	82.770

MODE	PERIOD (SEC)	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
59	0.0232	1.170	0.000	0.030	95.120	95.970	82.800
60	0.0229	0.000	0.070	0.020	95.120	96.040	82.820
61	0.0227	0.000	0.000	0.010	95.120	96.040	82.830
62	0.0225	0.000	0.010	0.000	95.120	96.040	82.830
63	0.0219	0.010	0.000	0.060	95.130	96.040	82.890
64	0.0218	0.000	0.000	0.000	95.130	96.040	82.890
65	0.0215	0.330	0.000	0.160	95.450	96.040	83.040
66	0.0204	0.350	0.000	1.560	95.800	96.040	84.610
67	0.0198	0.060	0.000	0.100	95.860	96.040	84.710
68	0.0197	0.020	0.000	0.140	95.870	96.040	84.850
69	0.0192	0.000	0.270	0.020	95.880	96.320	84.870
70	0.0188	0.330	0.010	0.000	96.210	96.320	84.870
71	0.0187	0.020	0.070	0.020	96.230	96.400	84.890
72	0.0180	0.000	0.020	1.140	96.230	96.410	86.030
73	0.0178	0.020	0.000	5.010	96.250	96.420	91.040
74	0.0170	0.670	0.000	0.000	96.930	96.420	91.040
75	0.0161	0.550	0.000	0.010	97.480	96.420	91.050
76	0.0154	0.020	0.040	0.030	97.500	96.460	91.080
77	0.0151	0.260	0.010	0.200	97.750	96.470	91.280
78	0.0147	0.010	0.440	0.150	97.760	96.910	91.430
79	0.0144	0.010	0.150	0.350	97.770	97.060	91.790
80	0.0140	0.000	0.270	0.000	97.770	97.330	91.790
81	0.0134	0.000	0.030	0.310	97.780	97.360	92.100
82	0.0126	0.000	0.310	0.000	97.780	97.670	92.100
83	0.0116	0.000	0.200	0.000	97.780	97.870	92.100
84	0.0111	0.030	0.020	0.060	97.810	97.890	92.170
85	0.0109	0.000	0.370	0.000	97.810	98.260	92.170
86	0.0096	0.500	0.010	0.000	98.310	98.270	92.170
87	0.0093	0.200	0.090	0.000	98.510	98.370	92.170
88	0.0090	0.080	0.110	0.000	98.590	98.470	92.170
89	0.0082	0.010	0.370	0.000	98.600	98.840	92.170
90	0.0077	0.250	0.020	0.000	98.840	98.870	92.170
91	0.0071	0.330	0.080	0.000	99.170	98.940	92.170
92	0.0069	0.080	0.250	0.000	99.250	99.190	92.170
93	0.0059	0.040	0.280	0.000	99.280	99.470	92.170
94	0.0058	0.280	0.030	0.000	99.570	99.500	92.180
95	0.0049	0.000	0.280	0.000	99.570	99.780	92.180
96	0.0046	0.290	0.000	0.000	99.860	99.790	92.180
97	0.0040	0.000	0.170	0.000	99.860	99.960	92.180
98	0.0037	0.110	0.000	0.000	99.970	99.960	92.180
99	0.0032	0.000	0.040	0.000	99.970	100.000	92.180
100	0.0031	0.030	0.000	0.000	100.000	100.000	92.180

4.3 모드형상(Mode Shape)





5. 내진해석결과

5.1 탄성지진력

1) 교각 하부 전단력

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
P1	2686.590	4.990	6.870	2570.340
P2	2661.000	5.060	5.850	2972.730
P3	2621.040	4.250	6.390	1860.830
P4	2530.280	6.760	9.100	2007.470

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)
P1	33055.460	53.520	70.550	35225.120
P2	32826.300	54.500	59.170	40805.210
P3	26664.890	36.180	25.830	22349.610
P4	26988.480	69.530	63.650	24179.580

5.2 탄성지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

1) 교각 하부 전단력

교각 번호	교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	2688.651	812.847	776.092	2571.837
P2	2662.755	804.150	896.879	2974.248
P3	2622.957	792.702	562.499	1862.105
P4	2533.010	768.184	609.001	2009.498

2) 교각 하부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	33076.625	9987.188	10621.056	35241.176
P2	32844.051	9907.060	12296.063	40821.560
P3	26672.639	8025.297	6741.063	22360.464
P4	27007.575	8160.194	7323.404	24200.439

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	2688.651	2571.837	33076.625	35241.176
P2	2662.755	2974.248	32844.051	40821.560
P3	2622.957	1862.105	26672.639	22360.464
P4	2533.010	2009.498	27007.575	24200.439

5. 내진해석결과

5.1 탄성지진력

1) 교각 상부 전단력

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
P1	2533.200	4.240	5.680	2417.720
P2	2508.450	4.270	4.800	2798.740
P3	2514.080	4.030	4.210	1796.390
P4	2417.030	6.030	6.330	1908.550

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호	교축방향 해석		교축직각방향 해석	
	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)	교축방향 모멘트 (Mx, kN-m)	교축직각방향 모멘트(My, kN-m)
P1	4649.980	12.650	11.300	8101.810
P2	4696.680	12.830	9.500	9415.840
P3	4725.440	11.060	7.310	6793.070
P4	4605.340	24.360	12.510	6477.550

5.2 탄성지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

1) 교각 상부 전단력

교각 번호	교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	2534.904	765.640	729.556	2418.992
P2	2509.890	757.335	843.892	2800.021
P3	2515.343	758.434	542.947	1797.599
P4	2418.929	731.439	578.595	1910.359

2) 교각 상부 모멘트

교각 번호	교축방향 Mx (kN-m)		교축직각방향 My (kN-m)	
	하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
P1	4653.370	1406.294	2443.193	8105.605
P2	4699.530	1418.504	2837.582	9419.689
P3	4727.633	1424.942	2048.981	6796.388
P4	4609.093	1394.112	1967.625	6484.858

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

교각 번호	전단력 Fx (kN)		모멘트 My (kN-m)	
	교축방향	교축직각방향	교축방향	교축직각방향
P1	2534.904	2418.992	4653.370	8105.605
P2	2509.890	2800.021	4699.530	9419.689
P3	2515.343	1797.599	4727.633	6796.388
P4	2418.929	1910.359	4609.093	6484.858

5.3 받침부에 작용하는 탄성지진력

1) 발생 지진력

받침1개당 단면력

구분		교축방향 해석		교축직각방향 해석	
		교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)	교축방향 전단력 (Fx, kN)	교축직각방향 전단력(Fy, kN)
A1	B1	0.000	1.660	0.000	219.140
	B2	0.000	1.670	0.000	220.540
	B3	0.000	1.660	0.000	219.080
P1-L	B1	761.870	1.270	636.960	298.070
	B2	752.780	1.290	2.180	301.400
	B3	754.710	1.270	637.210	297.870
P1-R	B1	0.000	1.360	0.000	446.460
	B2	0.000	1.370	0.000	451.600
	B3	0.000	1.360	0.000	446.180
P2-L	B1	753.250	1.070	395.910	478.630
	B2	744.920	1.080	1.310	484.060
	B3	747.520	1.070	394.020	478.340
P2-R	B1	0.000	1.110	0.000	372.160
	B2	0.000	1.120	0.000	376.190
	B3	0.000	1.110	0.000	371.930
P3-L	B1	766.900	1.610	842.500	338.200
	B2	757.700	1.630	1.900	342.070
	B3	759.540	1.610	840.900	338.020
P3-R	B1	0.000	1.650	0.000	292.870
	B2	0.000	1.670	0.000	296.260
	B3	0.000	1.650	0.000	292.690
P4-L	B1	733.970	2.170	252.950	342.240
	B2	725.490	2.190	1.630	346.140
	B3	727.610	2.170	251.250	342.030
P4-R	B1	0.000	2.080	0.000	250.990
	B2	0.000	2.100	0.000	253.680
	B3	0.000	2.080	0.000	250.830
A2	B1	566.530	2.640	460.930	192.560
	B2	564.110	2.660	2.350	193.670
	B3	566.330	2.640	460.280	192.500

5.4 받침지진력 조합

- 하중경우 1 : 1.0 X (교축방향해석) + 0.3 X (교축직각방향해석)
- 하중경우 2 : 0.3 X (교축방향해석) + 1.0 X (교축직각방향해석)

구 분		교축방향 Fx (kN)		교축직각방향 Fy (kN)	
		하중경우 1	하중경우 2	하중경우 1	하중경우 2
A1	B1	0.000	0.000	67.402	219.638
	B2	0.000	0.000	67.832	221.041
	B3	0.000	0.000	67.384	219.578
P1-L	B1	952.958	865.521	90.691	298.451
	B2	753.434	228.014	91.710	301.787
	B3	945.873	863.623	90.631	298.251
P1-R	B1	0.000	0.000	135.298	446.868
	B2	0.000	0.000	136.850	452.011
	B3	0.000	0.000	135.214	446.588
P2-L	B1	872.023	621.885	144.659	478.951
	B2	745.313	224.786	146.298	484.384
	B3	865.726	618.276	144.572	478.661
P2-R	B1	0.000	0.000	112.758	372.493
	B2	0.000	0.000	113.977	376.526
	B3	0.000	0.000	112.689	372.263
P3-L	B1	1019.650	1072.570	103.070	338.683
	B2	758.270	229.210	104.251	342.559
	B3	1011.810	1068.762	103.016	338.503
P3-R	B1	0.000	0.000	89.511	293.365
	B2	0.000	0.000	90.548	296.761
	B3	0.000	0.000	89.457	293.185
P4-L	B1	809.855	473.141	104.842	342.891
	B2	725.979	219.277	106.032	346.797
	B3	802.985	469.533	104.779	342.681
P4-R	B1	0.000	0.000	77.377	251.614
	B2	0.000	0.000	78.204	254.310
	B3	0.000	0.000	77.329	251.454
A2	B1	704.809	630.889	60.408	193.352
	B2	564.815	171.583	60.761	194.468
	B3	704.414	630.179	60.390	193.292

- 설계에 사용되는 탄성지진력 : 최대값(하중경우1, 하중경우2)

구분		R	교축방향		교축직각방향	
			설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시	설계전단력 Fx (kN)	응답수정계수 적용시
A1	B1	0.8	0.000	0.000	219.638	274.548
	B2	0.8	0.000	0.000	221.041	276.301
	B3	0.8	0.000	0.000	219.578	274.473
P1-L	B1	1.0	952.958	952.958	298.451	298.451
	B2	1.0	753.434	753.434	301.787	301.787
	B3	1.0	945.873	945.873	298.251	298.251
P1-R	B1	1.0	0.000	0.000	446.868	446.868
	B2	1.0	0.000	0.000	452.011	452.011
	B3	1.0	0.000	0.000	446.588	446.588
P2-L	B1	1.0	872.023	872.023	478.951	478.951
	B2	1.0	745.313	745.313	484.384	484.384
	B3	1.0	865.726	865.726	478.661	478.661
P2-R	B1	1.0	0.000	0.000	372.493	372.493
	B2	1.0	0.000	0.000	376.526	376.526
	B3	1.0	0.000	0.000	372.263	372.263
P3-L	B1	1.0	1072.570	1072.570	338.683	338.683
	B2	1.0	758.270	758.270	342.559	342.559
	B3	1.0	1068.762	1068.762	338.503	338.503
P3-R	B1	1.0	0.000	0.000	293.365	293.365
	B2	1.0	0.000	0.000	296.761	296.761
	B3	1.0	0.000	0.000	293.185	293.185
P4-L	B1	1.0	809.855	809.855	342.891	342.891
	B2	1.0	725.979	725.979	346.797	346.797
	B3	1.0	802.985	802.985	342.681	342.681
P4-R	B1	1.0	0.000	0.000	251.614	251.614
	B2	1.0	0.000	0.000	254.310	254.310
	B3	1.0	0.000	0.000	251.454	251.454
A2	B1	0.8	704.809	881.011	193.352	241.690
	B2	0.8	564.815	706.019	194.468	243.085
	B3	0.8	704.414	880.518	193.292	241.615

2.5 가시설공

2.5.1 P1,P2 버팀보 사보강

I. 설 계 조 건

I-1. 지 반 자 료

1) 각 토층의 토질점수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	단위중량 (KN/m ³)	N (KN/m ²)	점착력 (KN/m ²)	전단 저항각(DO)	토질 형태	지반반력계수 (KN/m ²)	마찰저항 (N/mm ²)
1	0.000	-0.890	17.50	5	30.000	0.00	CLAY	13281.890	0.00
2	-0.890	-6.680	20.00	50	29.000	31.00	WEA.ROCK	33826.715	0.00
3	-6.680	-15.000	23.00	50	250.000	33.00	SOFTROCK	33826.715	0.00

2) 각 토층의 토압계수

토층 번호	상단 EL(m)	하단 EL(m)	RANKINE식		COULOMB식		CAQUOT & KERISEL		점지토압 Ko
			Ka	Kp	Ka	Kp	Ka	Kp	
1	0.000	-0.890	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	-0.890	-6.680	0.320	3.124	0.286	6.679	0.320	5.284	0.485
3	-6.680	-15.000	0.295	3.392	0.264	8.084	0.295	6.099	0.455

I-2. 상 재 하 중

NO	X-NEAR (m)	X-FAR (m)	EL. (m)	LOAD (KN/m ²)
1	0.000	20.000	0.000	15.000

I-3. 지하수위(토류벽 근입장 계산시 사용)

- * 지하수위 고려하는 시점 EL. = -3.000 (m)
- * 지하수위 고려하는 종점 EL. = -3.500 (m)
- * 물의 단위중량 = 10.000 (KN/m³)

I-4. 최종 굴착바닥의 위치및 굴착단계별 위치

- * 최종 굴착바닥 EL. = -4.350 (m)
- * 엄지말뚝 근입깊이 = 1.500 (m)
- * 총 굴착 단계의 수 = 3
- * 굴착 단계별 Elevation(m) = -1.500 -4.350 -4.350

Next Page

I-5. 얹지말뚝(H-PILE, SLURRY WALL등의 수직토류벽)의 제원

- 1) 사용 얹지말뚝(H-Pile, SLURRY WALL등의)의 규격 : U-600X180X13.4
- * 탄성계수 (E) = 210000. (MPa)
 - * 단면적 (A) = 17320.0 (mm²)
 - * 단면 2차 모멘트 (Ix) = 324000000.0 (mm⁴)
 - * 단면 2차 반경 (Zx) = 180000.0 (mm)
 - * 단면 2차 반경 강축방향 (Rx) = 75.600 (mm)
 - * 단면 2차 반경 약축방향 (Ry) = 28.500 (mm)
 - * 얹지말뚝에 작용하는 축하중 (N) = 0.000 (KN)
 - * 얹지말뚝 설치 간격 = 0.60 (m)

I-6. 버팀보(E/A, Tierod, Nail & Strut) 및 Wale의 Type

○. S T R U T T Y P E

NO	T Y P E	탄성계수(E) (MPa)	단면적(A) (mm ²)	단면2차반경(mm) Rx	단면2차반경(mm) Ry	단면계수 Zx(mm ³)
1	H-250X250X9X14	210000.	9218.000	108.000	62.900	867000.00

○. W A L E T Y P E

NO	T Y P E	단면적(A) (mm ²)	단면2차반경(mm) Rx	단면2차반경(mm) Ry	단면계수(Z) (mm ³)
1	H-250X250X9X14	9218.000	108.000	62.900	867000.00

Next Page

Page No : 3

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

I-7. 각 단계 설치한 버팀보(E/A. Tierod. Nail & Strut) 및 Wale의 재원

NO	EL. (m)	버 팀 보 형 식	설치각 (D0)	자유 감 축	점착 약 축	설치각 (m)	Cable Spring 수(ea)	점수 (KN/m')	S/Type 하계 압력	W A L E Type	설치 수
1	-1.000	Strut	45.0	7.03	5.27	1.80	1	108171.5	1	1	1

Next Page

I-8. 가 설 구 조 물

1) 적 용 설 계 방 법

가설 구조물의 설계는 허용응력 설계법을 적용하며, 가설구조물은 공사 목적물을 만들기 위한 가설비(본체 구조물 일부로 사용되는 경우도 있음)로서 설치되므로 다음 규정에 따라 합증된 허용응력을 채택한다.

2) 강 재 의 허 용 응 력 도 (SS-400,SS-490)

종 류	허 용 응 력 도 (MPa)
1. 축방향 인장	$140 \times 1.5 = 210$
2. 축방향 압축 L(Cm):유효 좌굴장 R(Cm):단면 2차반경	L/R ≤ 20 $140 \times 1.5 = 210$
	$20 < L/R < 93$ $210 - 1.3 (L/R - 20)$
	$93 \leq L/R$ $\frac{1.800.000}{6.700 + (L/R)^2}$
3. 휨 응 력 B:압축Flange폭 L:Flange 고정점간거리	인 장 $140 \times 1.5 = 210$
	압 축 $L/B \leq 4.5$ $140 \times 1.5 = 210$ $4.5 < L/B \leq 30$ $210 - 3.6(L/B - 4.5)$
4. 전단응력	$80 \times 1.5 = 120$
5. 용접강도	공 장 : 모재의 100% 현 장 : 모재의 90%

(도로교설계기준, 2000)

3) 강 재 의 허 용 응 력 도 보 정

제2항에서 규정한 강재의 허용응력도는 신규강재의 단기하중에 대한 값으로서 실제 시공시에 반복 재사용과 장기사용등을 고려할 때에는 보정계수를 고려하여야 하는데 다음과 같은 값을 적용한다.

강재의 허용응력도 보정계수 = 1.00

Next Page

II. 토류벽의 근입심도 검토

토류벽의 근입깊이는 다음 조건에 대하여 검토하여 결정한다.

- 근입부에 작용하는 주동토압과 수동토압에 대한 안정
- 역약한 점성토 지반에서의 Heaving 현상에 대한 안정
- 지수토류벽등을 사용하는 경우로 모래지반에서의 Boiling 현상에 대한 안정

또한 토류벽의 근입심도 검토는 최종굴착의 경우와 최종굴착 전단계 경우에 대하여 실시하며 수동측에서 발휘되는 전수동토압을 자유단지지방법(free earth support method)인 경우에는 2.0이상의 안전율을 적용하며 고정단지지방법(fixed earth support method)인 경우에는 수동토압에 대하여 안전율을 적용시키지 않았다.

II-1. 최종 굴착 경우

1) 토 압 계산 : By method of Rankin - Resal

* 주 동 토 압 계산

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$P_a = (\sigma + R_t \cdot h) \cdot K_a - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}$$

σ : 상재 하중 (= 15.0 KN/m²)

NO.	EL. (m)	C(KN/m ²)		K _a		수 압 (KN/m ²)		토 압(KN/m ²)		계 (KN/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)			(1)	(2)	Pa1	Pa2
1	-1.000	29.0	29.0	0.320	0.320	0.000	0.000	0.000	0.000	h= 0.11 Rt=20.00	0.000
2	-3.000	29.0	29.0	0.320	0.320	0.000	0.000	0.000	0.000	h= 2.00 Rt=20.00	0.000
3	-4.350	29.0	29.0	0.320	0.320	5.000	0.000	0.000	5.000	h= 1.35 Rt=20.00	5.000
4	-5.850	29.0	0.0	0.320	0.000	5.000	8.726	0.000	13.726	h= 1.50 Rt=20.00	5.000

* 수 동 토 압 계산

$$K_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$P_p = R_t \cdot h \cdot K_p + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$$

NO.	EL. (m)	C(KN/m ²)		K _p		수 압 (KN/m ²)		토 압(KN/m ²)		계 (KN/m ²)	
		(1)	(2)	(1)	(2)			(1)	(2)	Pp1	Pp2
1	-4.350	0.0	29.0	0.000	3.124	0.000	0.000	102.514	0.000	h= 1.50 Rt=20.00	102.514
2	-5.850	29.0	0.0	3.124	0.000	15.000	196.235	0.000	211.235	0.000	0.000

Next Page

2) 근 입 십 검 토 : $d = 1.50 \text{ m}$ 일 때

* 토 압 의 작 용 폭

- 주 동 측 굴착면 상부 = 0.60 m , 굴착면 하부 = 0.60 m
- 수 동 측 = 0.60 m

* o 점 에 서 의 휨 모 멘 트 계 산 (EL. -1.000 M)

- 주 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

$$1. (0.000 + 5.000) \times 0.5 \times 1.350 \times 2.900 \times 0.6 = 5.872 \text{ KN-m}$$

$$2. (5.000 + 13.726) \times 0.5 \times 1.500 \times 4.216 \times 0.6 = 35.531 \text{ KN-m}$$

$$\text{Total moment (Ma)} = 41.403 \text{ KN-m}$$

- 수 동 토 압 에 의 하 모 멘 트

$$1. (102.514 + 211.235) \times 0.5 \times 1.500 \times 4.187 \times 0.6 = 591.098 \text{ KN-m}$$

$$\text{Total moment (Md)} = 591.098 \text{ KN-m}$$

- 근 입 부 의 안 전 륜

$$S.F = M_d / M_a = 591.098 / 41.403$$

$$= 14.277 > 1.20 \quad \text{O.K.}$$

Next Page

III. 각 굴착 단계별 각 절점의 변위, 전단력, 모멘트 및 반력 집계표

(* 여기서 출력되는 값은 1.0m 단위폭당 값임.)

1) 각 절점의 토압 집계표(단위:KN/m²/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)			
		1 -1.50	2 -4.35	3 -4.35	MAX.
1	0.000	5.36	4.93	59.23	59.23
	-0.890	0.00	0.00	59.23	59.23
2	-0.890	0.00	0.00	21.22	21.22
	-1.000	0.00	0.00	21.22	21.22
3	-1.000	0.00	0.00	21.22	21.22
	-1.500	0.00	0.00	21.22	21.22
4	-1.500	0.00	0.00	21.22	21.22
	-2.250	0.00	0.00	21.22	21.22
5	-2.250	0.00	0.00	21.22	21.22
	-3.000	0.00	0.00	21.22	21.22
6	-3.000	0.00	0.00	21.22	21.22
	-3.500	0.00	0.00	21.22	21.22
7	-3.500	0.00	0.00	21.22	21.22
	-4.350	0.00	0.00	21.22	21.22
8	-4.350	0.00	0.00	0.00	0.00
	-5.100	0.00	0.00	0.00	0.00
9	-5.100	0.00	0.00	0.00	0.00
	-5.850	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		5.36	4.93	59.23	59.23

Next Page

2) 각 점점의 변위 집계표(단위:mm/M)

점점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)			EL.(m) MAX.
		1 -1.50	2 -4.35	3 -4.35	
1	0.000	0.18	0.22	1.09	1.09
2	-0.890	0.12	0.15	0.95	0.95
3	-1.000	0.12	0.14	0.94	0.94
4	-1.500	0.09	0.10	0.91	0.91
5	-2.250	0.05	0.06	0.87	0.87
6	-3.000	0.02	0.02	0.80	0.80
7	-3.500	0.01	0.01	0.72	0.72
8	-4.350	-0.01	-0.01	0.53	0.53
9	-5.100	-0.02	-0.03	0.33	0.33
10	-5.850	-0.03	-0.04	0.13	0.00
MAX.		0.18	0.22	1.09	1.09

Next Page

3) 각 접점의 전단력 집계표(단위:KN/M)

접점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)			
		1 -1.50	2 -4.35	3 -4.35	MAX.
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
	-0.890	2.38	2.20	52.71	52.71
2	-0.890	-2.38	-2.20	-52.70	-52.70
	-1.000	2.38	2.20	55.03	55.03
3	-1.000	-2.38	0.38	46.88	46.88
	-1.500	2.38	-0.38	-36.27	-36.27
4	-1.500	-0.55	0.38	36.27	36.27
	-2.250	0.55	-0.38	-20.35	-20.35
5	-2.250	0.70	0.38	20.35	20.35
	-3.000	-0.70	-0.38	-4.44	-4.44
6	-3.000	1.14	0.38	4.44	4.44
	-3.500	-1.14	-0.38	6.18	6.18
7	-3.500	1.30	0.38	-6.18	-6.18
	-4.350	-1.30	-0.38	24.21	24.21
8	-4.350	1.01	0.34	-9.81	-9.81
	-5.100	-1.01	-0.34	9.81	9.81
9	-5.100	0.43	0.28	-1.36	-1.36
	-5.850	-0.43	0.09	1.74	1.74
MAX.		-2.38	-2.20	55.03	55.03

Next Page

Page No : 10

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

4) 각 접점의 모멘트 집계표(단위:KN-m/M)

접점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)			EL.(m) MAX.
		1 -1.50	2 -4.35	3 -4.35	
1	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.890	1.41	1.30	23.46	23.46
3	-1.000	1.68	1.54	29.39	29.39
4	-1.500	2.87	1.36	8.61	8.61
5	-2.250	3.28	1.07	-12.63	-12.63
6	-3.000	2.76	0.79	-21.92	-21.92
7	-3.500	2.19	0.60	-21.49	-21.49
8	-4.350	1.08	0.28	-8.57	-8.57
9	-5.100	0.32	0.03	-1.21	-1.21
10	-5.850	0.00	0.00	0.00	0.00
MAX.		3.28	1.54	29.39	29.39

Next Page

Page No : 11

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

5) 각 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:KN/M)

절점 번호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)			
		1	2	3	MAX.
		-1.50	-4.35	-4.35	
3	-1.000	0.00	-2.57	-101.93	-101.93
MAX.		0.00	-2.57	-101.93	-101.93

Next Page

IV. 굴착 주변의 지반침하 예측

굴착의 시공계획에 있어서는 굴착에 따른 주변지반의 변형을 추정하고 인접 건물에 대한 영향에 대하여 검토 하여야 하는데, 침하 추정 방법은 무수히 많으며 주장하는 학자에 따라서도 상당한 차이가 있다.

여기서는 Caspe의 방법(1966)에 의하여 다음과 같은 단계로 구하였다.

- 횡방향 벽의 처짐을 구한다.
- 처짐의 체적 V_s 를 구한다.(평균단면적법 또는 Simpson의 제1공식 사용)
- 지반침하 영향거리(균열거리) D 를 계산한다.
- 벽면에서의 지표면 침하 S_w 를 계산한다.
- D 로부터 벽까지 S_i 의 포물선 변화를 가정하여 잔존침하를 계산한다.
- 해체검토시, 콘크리트 벽체 및 슬래브가 시공된 구간은 콘크리트벽체 및 슬래브 시공전 단계까지의 최대변위를 최대값으로 적용한다

1) 토류벽의 횡방향 변위량

절점 번호	Elevation (m)	변위량 (mm)	절점 번호	Elevation (m)	변위량 (mm)
1	0.000	1.09172	2	-0.890	0.95445
3	-1.000	0.94234	4	-1.500	0.90618
5	-2.250	0.86962	6	-3.000	0.80140
7	-3.500	0.72284	8	-4.350	0.53213
9	-5.100	0.33304			

2) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (V_s)

$$V_s = 0.00413 \text{ m}^3/\text{m}$$

3) 굴착 폭 (B) 및 굴착 심도 (Hw)

$$B = 14.0 \text{ m} \quad , \quad H_w = 4.3 \text{ m}$$

Next Page

4) 굴착 거리 (Ht)

$$\begin{aligned} \text{평균 내부마찰각 } \phi &= 24.66 \text{ 도} \\ H_p &= 0.5 \times B \times \tan (45 + \phi/2) \\ &= 0.5 \times 14.0 \times \tan (45 + 24.66 /2) = 10.92 \text{ m} \\ H_t &= H_p + H_w = 10.92 \text{ m} + 4.35 \text{ m} = 15.27 \text{ m} \end{aligned}$$

5) 침하영향 거리 (D)

$$\begin{aligned} D &= H_t \times \tan (45 - \phi/2) \\ &= 15.27 \text{ m} \times \tan (45 - 24.66 /2) = 9.79 \text{ m} \end{aligned}$$

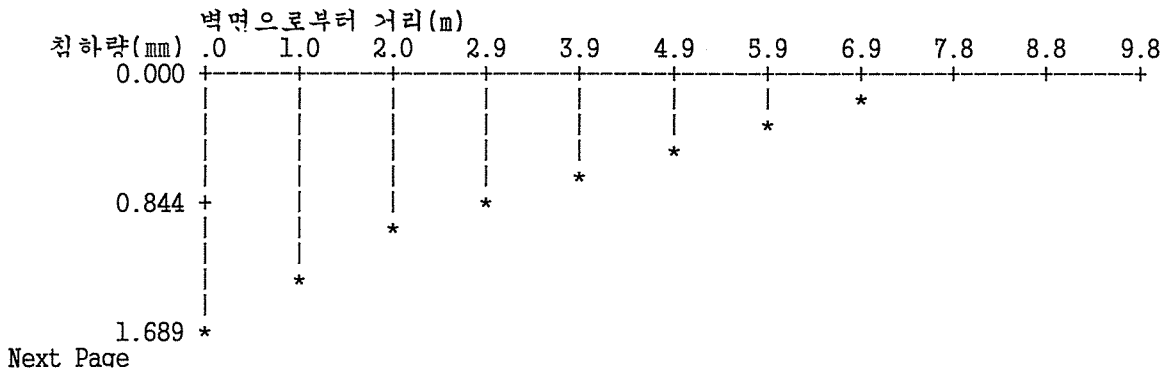
6) 흙막이벽 주변 최대침하량 (Sw)

$$\begin{aligned} S_w &= 4 \times V_s / D = 4 \times 0.00413 / 9.79 \\ &= 0.001689 \text{ m} = 1.689 \text{ mm} \end{aligned}$$

7) 거리별 침하량 (Si) 및 접점간 침하구배

$$S_i = S_w \times ((D - X_i)/D)^{**2} = 0.169 \times ((9.79 - X_i) / 9.79)^{**2}$$

접점 NO.	거리 Xi(m)	침하량 Si(mm)	접점간 부등침하량	접점 NO.	거리 Xi(m)	침하량 Si(mm)	접점간 부등침하량
1	0.000	1.68886	0.000	2	0.979	1.36798	0.032
3	1.958	1.08087	0.029	4	2.937	0.82754	0.025
5	3.916	0.60799	0.022	6	4.895	0.42222	0.019
7	5.874	0.27022	0.015	8	6.853	0.15200	0.012
9	7.832	0.06755	0.008	10	8.811	0.01689	0.005
11	9.790	0.00000	0.017				



Page No : 14

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

V . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod 및 Strut등)의 설 계

V-1 . 버팀보(E/A. Nail. Tie Rod & Strut)의 축력 계산

1) 각 굴착 단계별 버팀대 지점의 반력 집계표(단위:KN/m/M)

버팀대 번 호	EL. (m)	굴착 단계 번호 및 굴착 EL.(m)			
		1	2	3	MAX.
		-1.50	-4.35	-4.35	
1	-1.000	0.00	0.26	10.19	10.19
MAX.		0.00	2.57	101.93	101.93

Next Page

2) 각 버팀보의 설계축력(T) 계산

i단계의 버팀보 위치에 있어서 설계축력(T)는 다음식으로 구한다.

축력(T) = 반력(F) x 버팀보 설치간격 / Cos(설치각도)

[버팀보(Strut or Raker) 설치 No.= 1] . number of Strut or Raker = 1 ea

$$T = 101.935 \times 1.800 / \cos(45.0) = 259.484 \text{ (KN)}$$

○ Strut 의 최대축력

NO. 1 : Tmax = 259.484 KN/ea

Next Page

V-2 . STRUT 의 설 계

1) 최대축력 작용지점의 STRUT CHECK

. 최대축력 작용 Strut No. : 1
 $T_{max} = 259.484 \text{ (KN)}$
 . 온도차에 의한 축력 = 120.000 (KN)
 . Strut 의 규 격 : H-250X250X9X14
 . 탄 성 계 수 (E) = $0.210 \times 10^6 \text{ (MPa)}$
 . 단 면 적 (A) = 9218.000 (mm²)
 . 단 면 제 수 (Zx) = 867000.000 (mm³)
 . 단면2차 반경 각축방향(Rx) = 108.000 (mm)
 약축방향(Ry) = 62.900 (mm)
 . Strut 의 자 중 (Wd) = 5.000 (KN)

(1) f(c), f(b) 계 산

설계축력 (T) = 379.484 (KN)
 설계휨모멘트 = $WdxLxL/8 = 5.000 \times 7.030 \times 2/8.0 = 30.888 \text{ (KN.m)}$
 $f(c) = N \times 1000 / A = 379.484 \times 1000 / 9218.000 = 41.168 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $f(b) = M \times 1000000 / Zx = 30.888 \times 1000000 / 867000.000 = 35.626 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

(2) L1/Rx, L2/Ry, L2/B 계 산

$L1/Rx = 703.000 / 10.800 = 65.093$. $L2/Ry = 527.000 / 6.290 = 83.784$
 $L2/B = 527.000 / 25.000 = 21.080$

(3) 각 축 방 향 검 토 (Rx)

0. f(cax), f(ca0), f(eax) 계 산

$f(ca0) = 1.5 \times 140.0 \times 1.00 = 210.0 \text{ (MPa)}$

$20 < L/R < 93$;

$f(Cax) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) \times 1.00$

$= (210 - 1.3 (65.09 - 20)) \times 1.00 = 151.380 \text{ N/mm}^2$

허용 Euler 좌굴응력 ;

$f(eax) = 1.00 \times 1.800.000 / (65.093 \times 65.093) = 424.824 \text{ N/mm}^2$

0. 응 력 검 토

$f(c)$ $f(b)$

$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(ca0) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$

$= \frac{41.17}{151.38} + \frac{35.63}{210.00(1.0 - 41.17/424.82)}$

$= 0.27 + 0.19 = 0.46$

따 라 서 . $F = 0.460 < 1.0$ O.K

(4) 약 축 방 향 검 토 (Ry)

0. f(cay), f(bax), f(eax) 계 산

$L/B > 4.5$; $f(bax) = (210 - 3.6 \times (L/B - 4.5)) \times 1.00 = 150.3 \text{ (MPa)}$

$20 < L/R < 93$;

$f(Cay) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) \times 1.00$

$= (210 - 1.3 (83.78 - 20)) \times 1.00 = 127.081 \text{ N/mm}^2$

허용 Euler 좌굴응력 ;

$f(eax) = 1.00 \times 1.800.000 / (83.784 \times 83.784) = 256.420 \text{ N/mm}^2$

0. 응 력 검 토

$f(c)$ $f(b)$

$F = \frac{f(c)}{f(cay)} + \frac{f(b)}{f(bax) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$

$= \frac{41.17}{127.08} + \frac{35.63}{150.31(1.0 - 41.17/256.42)}$

$= 0.32 + 0.28 = 0.61$

따 라 서 . $F = 0.606 < 1.0$ O.K

Next Page

Page No : 17

Calculator : SunKoo Engineering Co., Ltd. BY "EXCAV/W VER. 3.00" PROGRAM

2) 각 단의 STRUT CHECK

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	설계축력 (KN/개소)	f(c) (MPa)	f(b) (MPa)	안 전 강축	율 약축	C H E C K 강축	약축
1	-1.000	H-250X250X9X14@1	259.484	41.168	35.626	0.46	0.61	0.K	0.K

Next Page

VI. 얹지말뚝(H-PILE등)의 휨 모멘트와 전단력 검토

VI-1. 얹지말뚝(H-Pile등)의 규격 : U-600X180X13.4
 * 탄성계수 (E) = 210000.00 (MPa)
 * 단면적 (A) = 17320.000 (mm²)
 * 단면 2차 모멘트 (IX) = 324000000.0 (mm⁴)
 * 단면계수 (Zx) = 1800000.00 (mm³)
 * 단면 2차 반경 강축방향 (Rx) = 75.600 (mm)
 * 단면 2차 반경 약축방향 (Ry) = 28.500 (mm)
 * 얹지말뚝에 작용하는 축하중 = 0.000 (KN)
 * 얹지말뚝의 설치 간격 = 0.60 (m)

1) 축하중력 및 휨 모멘트 검토

(1) f(c), f(b) 계산

최대 휨 모멘트 = $29.393 \times 0.600 = 17.636 \text{ (KN-m)}$ [at Nodal point No. 3 : Step 3]
 $f(c) = N \times 1000 / A = 0.000 \times 1000 / 17320.000 = 0.000 \text{ (N/mm}^2\text{)}$
 $f(b) = M \times 1000000 / Zx = 17.636 \times 1000000 / 1800000.000 = 9.798 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

(2) f(cax), f(ba), f(eax) 계산

$L/B = 410.000 / 60.000 = 6.833$, $L/Rx = 410.000 / 75.600 = 54.233$

소요 단면계수 $Zx = \text{Max. } M / f(BA)$
 $= 17.636 \times 1.0E+6 / 270.0$
 $= 65318.090 \text{ (mm}^3\text{)}$

강널말뚝간의 이음감성은 실험의 결과 전체감성의 60%이므로 소요단면계수

(Z)값은 60% 합증하여야 한다. 따라서,

소요 단면계수 $Zx = 65318.1 / 0.6 = 108863.5$

따라서 , $108.863 < 1800.000$ O.K

2) 전단력 검토

최대 전단력 = $55.031 \times 0.600 = 33.019 \text{ (KN)}$

전단강도 = S_{max} / A_w
 $= 33.019 \times 1000 / 17320.000$
 $= 1.906 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

따라서 , $1.906 < 150.000$ O.K

Next Page

VII. 떠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

1) 최대측력 작용지점의 WALE CHECK . 떠장의 종류 : 연 속 보
 . 최대측력 버팀보 NO. = 1 . Wale 의 규 격 = H-250X250X9X14
 . 상 부 거 리 (X1) = 0.000 (mm) . 하 부 거 리 (X2) = 0.000 (mm)
 . 단 면 적 (A) = 9218.000 (mm²) . 단 면 계 수 (Zx) = 867000.000 (mm³)
 . 단 면 2 차 반 경 Rx = 108.000 (mm) . Rv = 62.900 (mm)

(1) 작 용 하 주 (Pmax) 및 측 력 (N) 계 산 : Wale 의 수 = 1
 버팀보에 작용하는 최대측력 = 259.484 KN/ea
 작용하중 = T x COS(θ) / L = 259.484 x COS(45.00) / 1.800 = 101.935 KN/m
 측력계산 = P x L1 - P x Tan(θ) x L2
 = 101.935 x 2.700 - 101.935 x 0.000 x 0.000 = 275.224 (KN)

(2) 측방향력 및 휨 모멘트 검토

(가) f(c), f(b) 계 산
 최대 휨 모멘트 = 101.935 x 1.800 x 1.800 / 10.000 = 33.027 KN-m
 f(c) = N x 1000 / A = 275.224 x 1000 / 9218.000 = 2.986 (N/mm²)
 f(b) = M x 100000 / Zx = 33.027 x 100000 / 867000.000 = 38.093 (N/mm²)

(나) L1/Rx, L2/Rv, L2/B 계 산
 L1/Rx = 180.000 / 10.800 = 16.667 . L2/Rv = 180.000 / 6.290 = 28.617
 L2/B = 180.000 / 25.000 = 7.200

(다) 각 측 방 향 검 토 (수 평 방 향 . Rx)

0. f(cax), f(ca0), f(eax) 계 산
 L/B > 4.5 ;
 f(ca0) = (210 - 3.6 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 200.3 (N/mm²)
 L/R < 20 ;
 f(Cax) = 210 x 1.00 = 210.00 N/mm²
 허용 Euler 좌굴응력 ;
 f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (16.667 x 16.667) = 6480.000 N/mm²
 0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cax)} + \frac{f(b)}{f(ca0) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$$

$$= \frac{2.986/}{210.00} + \frac{38.09/}{200.28(1.0 - 2.986/6480.00)}$$

$$= \frac{0.14}{0.19} = \frac{0.33}{0.33}$$
 따 라 서 . F = 0.333 < 1.0 O.K

(라) 약 측 방 향 검 토 (수 직 방 향 . Rv)

0. f(cav), f(bax), f(eax) 계 산
 L/B > 4.5 ;
 f(bax) = (210 - 3.6 x (L/B - 4.5)) x 1.00 = 200.3 (N/mm²)
 20 < L/R < 93 ;
 f(Cav) = (210 - 1.3 (L/R - 20)) x 1.00
 = (210 - 1.3 (28.62 - 20)) x 1.00 = 198.798 N/mm²
 허용 Euler 좌굴응력 ;
 f(eax) = 1.00 x 1.800.000 / (28.617 x 28.617) = 2198.006 N/mm²
 0. 응 력 검 토

$$F = \frac{f(c)}{f(cav)} + \frac{f(b)}{f(bax) \times [1 - f(c)/f(eax)]}$$

$$= \frac{2.986/}{198.80} + \frac{38.09/}{200.28(1.0 - 2.986/2198.01)}$$

$$= \frac{0.15}{0.19} = \frac{0.34}{0.34}$$
 따 라 서 . F = 0.343 < 1.0 O.K

Next Page

(3) 전 단 력 검 토

$$\text{최대 전단력} = 101.935 \times 1.800 \times (6.00 / 10.00) = 110.090 \text{ (KN)}$$

$$A_w = T_1 \times (H - T_2 \times 2) \times 0.01$$

$$= 90.0 \times 2220.0 \times 0.01 = 1998.000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{전 단 강 도} = \text{Max. } S / A_w = 110.090 \times 1000 / 1998.000 = 55.100 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{따 라 서 } 55.100 \text{ N/mm}^2 < 120.000 \text{ N/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

2) 각 단 떠 장 (WALE) 의 응 력 검 토

STRUT NO	EL. (m)	사 용 강 재 Type	작용하중 (KN/m)	단 면 력 M(KN-m)	N(KN)	전단강도 S(KN) (N/mm ²)	휨안전율 감축 약축
1	-1.00	H-250X250X9X14@1	101.93	33.03	275.22	110.09	55.10
THE END						0.33	0.34