

계약번호	
문서번호	

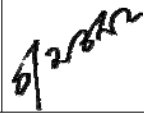
자료번호	
개정번호	

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

구 조 계 산 서
(1차 우선시공분)

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

2017. 04.

확 인	작성자	검토자	승인자
	이정선 	박재용 	최석운 

 한국철도시설공단

 시현기술단
SEOHYUN ENGINEERING

SEO.YOUNG

 주식회사 동명기술공단

 (주)선구엔지니어링
SunKoo Engineering

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

구 조 계 산 서

(1차 우선시공분)

개 정 현 황					
00	2017.04.	현 장 자 문 회 의 시 행	이정선	박재용	최석운
개정 번호	일 자	개 정 사 유	작 성	검 토	승 인

구교 및 하수공

중앙선 도담~영천 복선전철사업 안동~영천간 제5공구 복선화 재설계

1. C (함) 산 운 제 3

2. C (함) 산 운 제 4

3. C (함) 산 운 제 5

1.1 C(합) 산운 제3

1.2 C(합) 산운 제4

1.3 C(합) 산운 제5

교량공

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계

10

100

1. 산운교

중앙선 도담~영천 철도건설(안동~영천간) 제5공구 노반 재설계

- 1.1 교대
- 1.2 교각
- 1.3 가시설

1.1 교 대

산운교

교대 A1

- 상부형식 : 1@25 (PSC)+4@50(SCP)+2@25(PSC)
- 교대형식 : 역 T 형 교대
- 높 이 : 10.50m
- 기 초 : mass (2.0m)

목 차

1. 설계조건	
2. 단면가정	
3. 하중계산	
4. 안정검토	
5. 벽체단면설계	
6. FOOTING 설계	
7. 교좌받침부 검토	
8. 주철근 상세	

※ 교대부 반력 집계표(충격하중 포함)

1. KL2012 하중 재하시

구 분	고 정 하 중	활하중(충격미포함)	활하중(충격포함)	계	지진력-교축	지진력-교직
G1	1038.510	719.524	548.530	1587.040	711.780	195.470
G2	914.010	718.999	985.860	1899.870	668.390	296.570
G3	917.660	721.628	617.440	1535.100	644.280	334.780
G4	914.010	718.999	985.860	1899.870	668.330	296.530
G5	1038.510	719.524	548.530	1587.040	711.640	195.440
계	4822.700	3598.675	3686.220	8508.920	3404.420	1318.790
Pmax	1899.870				711.780	334.780

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (복선 : 고정단)

나. 기 초 : mass 기초

다. 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

라. 설 계 하 중

1) 사하중

가) 원지반 (N = 50 , 연암)

흙자중 (γ_t) : 19.0 kN/m³ 내부마찰각(Φ) = $15 + \sqrt{(15 \times N)} = 42.00^\circ$

흙자중 (γ_{sub}) : 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) : 0.532

라) 기초저면의 점착력 (C) : 0.0

2) 활하중 : KL2012 (복선)

3) 충 격

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

4) 상부 하중 (상부구조계산서 참조) < KL2012 재하시 >

가) 고정하중 Rd = 4822.700 kN

나) 활하중 (충격 포함) - 단선 : $R_1(1+i) = 1843.110$ kN

- 복선 : $R_2(1+i) = 3686.220$ kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 단선 : $R_1 = 1799.337$ kN

- 복선 : $R_2 = 3598.675$ kN

5) 지진하중

가) 설계수평지진계수 : $K_h = 0.5 \cdot A \cdot S = 0.5 \times 0.154 \times 1.2 = 0.092$ "철도설계기준(2004), p677"

나) 상부 관성력 : $K_h' = A \cdot S = 1.0 \times 0.154 \times 1.2 = 0.185$ "상부하중 적용"

다) 설계수직지진계수 : $K_v = 0.000$

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

7) 시동 및 제동하중

가) KL2012

㉠ 제동하중 : $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000 \text{ kN}$

㉡ 시동하중 : $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000 \text{ kN}$

8) 장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - $f_0 = \pm 3 L$
 레일 신축이음장치가 있는 경우 - $f_0 = \pm 1000$

9) 토압 (안정검토시의 토압은 뒷굽에서부터 연직의 가상면에 작용하는 것으로 가정한다 - Rankine토압 사용)

가) 상시토압계수 (Coulomb 식 주동토압계수)

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

나) 지진시토압계수 (Mononobe-Okabe 식 주동토압계수)

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

	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 (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
토 압 계 수	0.249	0.230	0.230	0.298	0.298	0.298

마. 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

나) 탄성계수 : $E_c = 8500 \sqrt[3]{(f_{ck} + 8)} = 28577 \text{ kN/m}^2$

다) 단위중량 : $\gamma = 24.5 \text{ kN/m}^3$

2) 철근

가) 항복응력 : $f_y = 400 \text{ MPa}$

나) 허용응력 : $f_{sa} = 180 \text{ MPa}$

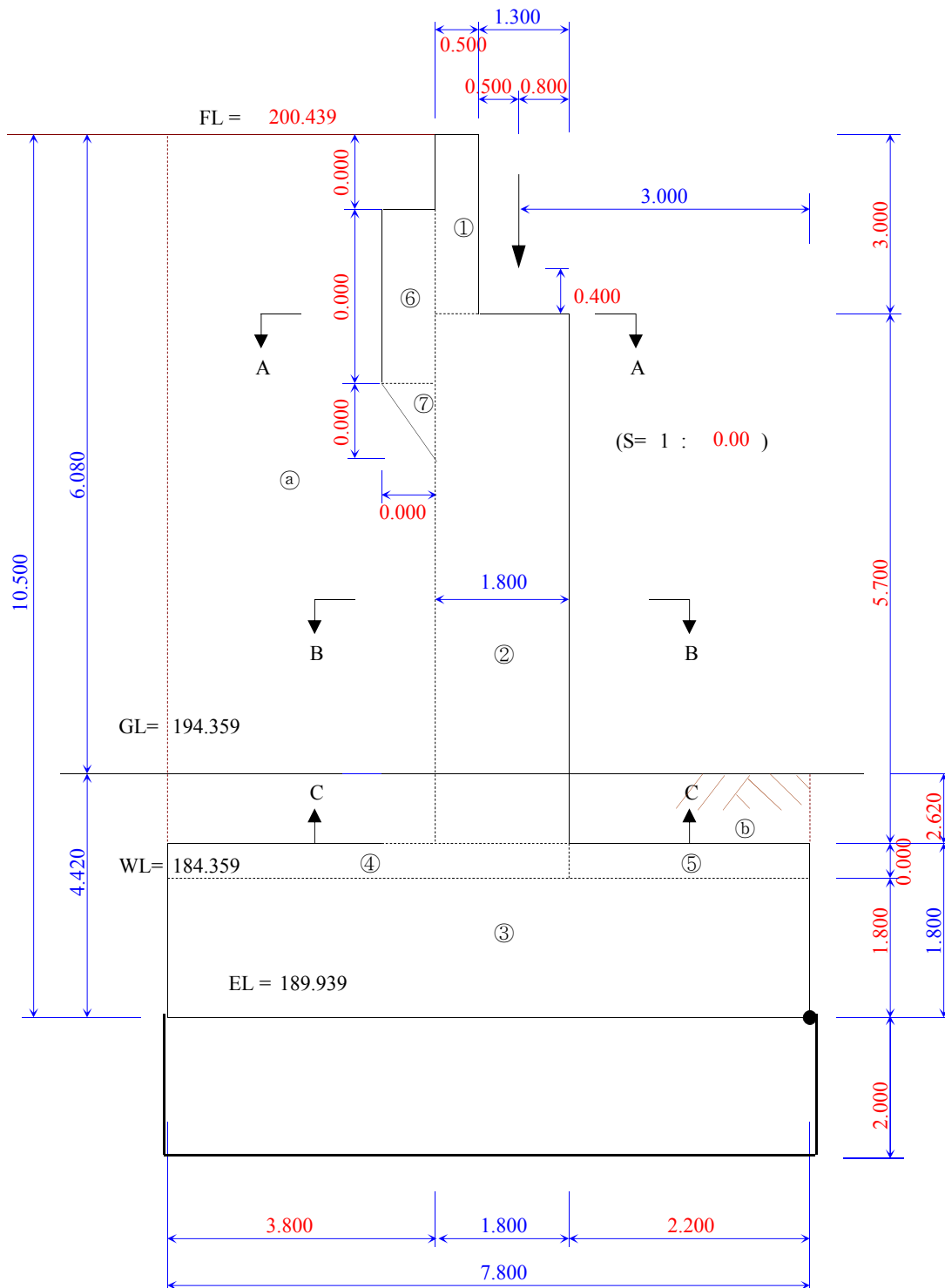
나) 탄성계수 : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

바. 참고문헌

- 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)
- 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2015)
- 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

2. 단면가정

◎ 구 체 폭 : L = 10.900 m
◎ 기 초 폭 : L' = 10.900 m
◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.000	×	10.900	=	16.350	m ³
②	1.800	×	5.700	×	10.900	=	111.834	m ³
③	1.800	×	7.800	×	10.900	=	153.036	m ³
④	0.000	×	5.600	×	10.900	=	0.000	m ³
⑤	0.000	×	2.200	×	10.900	=	0.000	m ³
⑥	0.000	×	0.000	×	10.900	=	0.000	m ³
⑦	0.000	×	0.000	×	10.900 / 2	=	0.000	m ³
a	3.800	×	8.700	×	10.900	=	360.354	m ³
b	2.200	×	2.620	×	10.900	=	62.828	m ³

2) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
교대 자중	①	16.350	24.500	400.575	3.750	1502.156	37.013	9.000	333.118
	②	111.834	24.500	2739.933	3.100	8493.792	253.170	4.650	1177.240
	③	153.036	24.500	3749.382	3.900	14622.590	346.443	0.900	311.799
	④	0.000	24.500	0.000	5.000	0.000	0.000	1.800	0.000
	⑤	0.000	24.500	0.000	1.467	0.000	0.000	1.800	0.000
	⑥	0.000	24.500	0.000	4.000	0.000	0.000	10.500	0.000
	⑦	0.000	24.500	0.000	4.000	0.000	0.000	10.500	0.000
	계	281.220		6889.890		24618.538	636.626		1822.156
합	㉠	360.354	20.000	7207.080	5.900	42521.772	665.934	6.150	4095.495
	㉡	62.828	20.000	1256.552	1.100	1382.207	116.105	-	-
	계	423.182		8463.632		43903.979	782.040		4095.495

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

① KL2012

■ R_d = 4822.700 kN

■ x = 3.000 m

2) 활하중 반력 (충격 미포함)

① KL2012

■ 단선 : R₁ = 1799.337 kN

■ 복선 : R₂ = 3598.675 kN

■ x = 3.000 m

다. 부력

$$V_w = 7.800 \times (184.359 - 189.939) \times 10.900 \times \gamma_w = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_w = V_w \times (7.800 / 2) = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

$$V_d = 15.0 \times (3.800 + 0.500) \times 10.900 = 703.050 \text{ kN}$$

$$X_c = 7.800 - (3.800 + 0.500) / 2 = 5.650 \text{ m}$$

$$Y_c = 1.800 + 5.700 + 3.000 = 10.500 \text{ m}$$

$$M_{Vd} = V_d \times X_c = 3972.233 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_d = V_d \times 0.249 = 174.767 \text{ kN}$$

$$M_{Hd} = H_d \times Y_c = 1835.050 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상재 활하중

KL2012

■ 단선재하시 (열차하중)

$$q_l = (220.0 / 3.00 + 80.00) \times (10.900 / 2) = 28.135 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{ql} = 28.135 \times (3.800 + 0.500) \times 5.450 = 659.333 \text{ kN}$$

$$M_{ql} = V_{ql} \times X_c = 3725.233 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 복선재하시 (열차하중)

$$q_l = (220.0 / 3.00 + 80.00) \times (10.900 / 2) = 28.135 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{ql} = 28.135 \times (3.800 + 0.500) \times 10.900 = 1318.667 \text{ kN}$$

$$M_{ql} = V_{ql} \times X_c = 7450.467 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

마. 슈에 작용하는 수평하중

1) 제동하중 및 시동하중

㉠ 고정측 :	$T - 1/2 \cdot \mu_m \cdot R_m$	(단 T_f 는 $1/2 T$ 이상)	적용!!
㉡ 가동측 :	$\mu_m \cdot R_m$	(단 T_m 은 $1/2 T$ 이하)	

여기서 T : 교형으로부터 발생하는 전 수평력

R_m : 교각에 작용하는 연직 반력

μ_m : 받침의 마찰계수 (0.150)

KL2012

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

$$T = 20 \times 25.000 = 500.000 \text{ kN} \leq 6000.000$$

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

$$T = 33 \times 25.000 = 825.000 \text{ kN} \leq 1000.000$$

㉢ 고정단에 작용하는 수평력

$$R_m \text{ (지점 반력)} = 4822.7 + 3598.675 = 8421.375 \text{ kN}$$

$$T_f \text{ (고정단수평력)} = 1,325.000 - 1/2 \times 0.15 \times 8,421.375$$

$$= 693.397 > 662.500 \text{ (= } T/2 \text{)}$$

$$T_{fb} \text{ (설계수평력)} = 693.397 \text{ kN} \text{ (} T_f \text{은 } T/2 \text{ 이상)} = 693.397 \text{ kN}$$

2) 장래레일 종하중

$$T = 4 \times 3 \times 25.000 = 300.000 \text{ kN}$$

■ 고정단에 작용하는 수평력

$$R_m \text{ (지점 반력)} = 4822.7 = 4822.700 \text{ kN}$$

$$T_f \text{ (고정단수평력)} = 300.00 - 1/2 \times 0.15 \times 4,822.700 \\ = -61.703 < 150.000 \text{ (= T/2)}$$

$$T_{fb} \text{ (설계수평력)} = 150.000 \text{ kN} \quad (T_f \text{은 } T/2 \text{ 이상}) = 150.000 \text{ kN}$$

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

1) KL2012

$$- q_d = 15.000 \text{ kN/m}^2$$

$$- q_l = 28.135 \text{ kN/m}^2$$

① 상시 토압

① 상재하중에 의한 토압

$$Pa_{1d} = K_A \times q_d \times H \times L = 426.756 \text{ kN}$$

$$Pa_{1l} = K_A \times q_l \times H \times L = 800.439 \text{ kN}$$

$$y_1 = H / 2 = 5.250 \text{ m}$$

② 토압

$$h_1 = 10.500 \text{ m} \quad (\text{지하수면 이상})$$

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

- 지하수면 이상

$$Pa_2 = 1/2 \times K_A \times \gamma_t \times h_1^2 \times L = 2987.292 \text{ kN}$$

$$y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 3.500 \text{ m}$$

- 지하수면 이하

$$Pa_3 = K_A \times \gamma_t \times h_1 \times h_2 \times L = 0.000 \text{ kN}$$

$$y_3 = h_2 / 2 = 0.000 \text{ m}$$

$$Pa_4 = 1/2 \times K_A \times \gamma_s \times h_2^2 \times L = 0.000 \text{ kN}$$

$$y_4 = h_2 / 3 = 0.000 \text{ m}$$

② 지진시 토압

① 상재하중에 의한 토압

$$Pa_{ed} = K_{AE} \times q_d \times H \times L = 512.338 \text{ kN}$$

$$ye_1 = H / 2 = 5.250 \text{ m}$$

② 토압

$$Pa_{e2} = 1/2 \times K_{AE} \times (1-K_v) \times \gamma_1 \times H^2 \times L = 3586.367 \text{ kN}$$

$$ye_2 = H / 2 = 5.250 \text{ m}$$

사. 온도하중

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

㉔ 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$T_{s1} = 1038.51 \times 0.150 = 155.777 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 914.01 \times 0.150 = 137.102 \text{ kN}$$

$$T_{s3} = 917.66 \times 0.150 = 137.649 \text{ kN}$$

$$T_{s4} = 914.01 \times 0.150 = 137.102 \text{ kN}$$

$$T_{s5} = 1038.51 \times 0.150 = 155.777 \text{ kN}$$

$$\blacktriangleright \Sigma T_u \text{ (복선재하시)} = 723.405 \text{ kN}$$

아. 지진하중

㉕ 지진 관성력

$$T_e = 4822.7 \times 2.00 \times 0.185 = 1782.470 \text{ kN}$$

- 고정단에 작용하는 수평력

$$R_m \text{ (지점 반력)} = 4822.7 = 4822.700 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T_{ef} \text{ (고정단수평력)} &= 1,782.470 - 1/2 \times 0.15 \times 4,822.700 \\ &= 1420.767 > 891.235 \quad (= T/2) \end{aligned}$$

$$T_{efb} \text{ (설계수평력)} = 1420.767 \text{ kN} \quad (T_f \text{은 } T/2 \text{ 이상}) = 1420.767 \text{ kN}$$

㉖ 내진계산서

구분		교 축	교 직
교 대	①	711.780	195.470
	②	668.390	296.570
	③	644.280	334.780
	④	668.330	296.530
	⑤	711.640	195.440
	⑥	0.000	0.000
	⑦	0.000	0.000
	⑧	0.000	0.000

4. 안정 검토

4-1. KL2012하중 재하시

- 하 중 조 합 (고정하중에는 부력을 포함하며, 장대레일종하중은 고려하지 않는다.) "철도설계기준(2011), p11-17"

고정하중 + 토압

고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m²) + 토압

고정하중 + 토압 + 열차하중

고정하중 + 토압 + 열차하중 + 시동 또는 제동하중

고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

고정하중 + 토압 + 지진하중

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	6889.890	-	24618.538	-	-	-
	배 면 토	8463.632	-	43903.979	-	-	-
	부 력	0.000	3.900	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	426.756	5.250	2240.469
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2987.292	-	10455.520
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20879.272		86962.850	3414.047		12695.989

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (86962.850 - 12695.989) / 20879.272 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.343 \text{ m} \\
 M_o &= 20879.272 \times 0.343 = 7162.300 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	Mv	H	Y	Mh
자 중	교 대	6889.890	-	24618.538	-	-	-
	배 면 토	8463.632	-	43903.979	-	-	-
	부 력	0.000	3.900	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	468.700	5.650	2648.155	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	284.504	5.250	1493.646
토 압		-	-	-	2987.292	-	10455.520
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		15822.222		71170.673	3271.795		11949.166

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (71170.673 - 11949.166) / 15822.222 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.157 \text{ m} \\
 M_o &= 15822.222 \times 0.157 = 2485.159 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	6889.890	-	24618.538	-	-	-
	배 면 토	8463.632	-	43903.979	-	-	-
	부 력	0.000	3.900	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	3598.675	3.000	10796.025	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	1318.667	5.650	7450.467	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	426.756	5.250	2240.469
	PL	-	-	-	800.439	5.250	4202.306
토 압		-	-	-	2987.292	-	10455.520
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		25796.614		105209.341	4214.487		16898.295

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (105209.341 - 16898.295) / 25796.614 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.477 \text{ m} \\
 M_o &= 25796.614 \times 0.477 = 12295.746 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	6889.890	-	24618.538	-	-	-
	배 면 토	8463.632	-	43903.979	-	-	-
	부 력	0.000	3.900	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	3598.675	3.000	10796.025	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	1318.667	5.650	7450.467	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	426.756	5.250	2240.469
	PL	-	-	-	800.439	5.250	4202.306
토 압		-	-	-	2987.292	-	10455.520
시동 또는 제동 하중		-	-	-	693.397	7.900	5477.835
합 계		25796.614		105209.341	4907.884		22376.130

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (105209.341 - 22376.130) / 25796.614 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.689 \text{ m} \\
 M_o &= 25796.614 \times 0.689 = 17773.582 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	6889.890	-	24618.538	-	-	-
	배 면 토	8463.632	-	43903.979	-	-	-
	부 력	0.000	3.900	0.000	-	-	-
상 부	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
하 중	활 하 중	3598.675	3.000	10796.025	-	-	-
상 재	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
하 중	활 하 중	1318.667	5.650	7450.467	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	426.756	5.250	2240.469
토 압	PL	-	-	-	800.439	5.250	4202.306
토 압		-	-	-	2987.292	-	4202.306
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온 도		-	-	-	723.405	7.900	5714.900
합 계		25796.614		105209.341	4937.892		16359.980

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (105209.341 - 16359.980) / 25796.614 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.456 \text{ m} \\
 M_o &= 25796.614 \times 0.456 = 11757.432 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

바. LOAD CASE 6 = 고정하중 + 토압 + 지진하중

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	6889.890	-	24618.538	636.626	-	1822.156
	배 면 토	8463.632	-	43903.979	782.040	-	4095.495
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	3404.420	7.900	26894.918
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	고정하중	703.050	-	3972.233	174.767	10.500	1835.050
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	512.338	5.250	2689.775
토 압	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3586.367	5.250	18828.427
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		20879.272		86962.850	9096.557		56165.822

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (86962.850 - 56165.822) / 20879.272 - 7.800 / 2 \\
 &= -2.425 \text{ m} \\
 M_o &= 20879.272 \times 2.425 = 50632.133 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

사. 하중 집계

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	20879.272	3414.047	7162.300	-0.343	
LOAD CASE 2	15822.222	3271.795	2485.159	-0.157	
LOAD CASE 3	25796.614	4214.487	12295.746	-0.477	축력최대
LOAD CASE 4	25796.614	4907.884	17773.582	-0.689	모멘트최대
LOAD CASE 5	25796.614	4937.892	11757.432	-0.456	
LOAD CASE 6	20879.272	9096.557	50632.133	-2.425	지진시

4-2 허용 지지력에 대한검토 (Terzaghi식)

"철도교 설계기준(2004) P.540"

- 교 축 방 향

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

$$N = 50 \text{ [기초지반은 지질주상도 참조]}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/L = 1.000 + 0.300 \times 7.800 / 10.900 = 1.215$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 \cdot B/L = 0.500 - 0.100 \times 7.800 / 10.900 = 0.428$$

$$C = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 10.000 \times 4.420 = 44.200 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi' = 15 + \sqrt{15 \cdot N} = 42^\circ \leq 45^\circ$$

$$\therefore 42^\circ \text{ (적용)}$$

$$\text{지지력계수 : } N_c = 119.670$$

$$N_r = 165.690$$

$$N_q = 108.750$$

A. 상 시

축력최대

평상시 최대지반반력 -	1000	kN/m ²	기초 지반 종류 -	연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭 } B' = B - 2eb = 7.800 - 2 \times -0.477 = 8.753 \text{ m}$$

$$L' = L - 2el = 10.900 - 2 \times 0.000 = 10.900 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적 } A' = B' \times L' = 8.753 \times 10.900 = 95.411 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 95.411 \times (0 + 0.428 \times 10.000 \times 8.753 \times 165.690 + 44.200 \times 108.750)$$

$$= 1051479.99 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 3 = 1051479.99 / 3 = 350493.33 \text{ kN}$$

$$q_a = Q_a / A' = 350493.33 / 95.411 = 3673.519 \text{ kN/m}^2$$

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

$$= 25796.614 / (7.800 \times 10.900) \times [1 \pm (6 \times -0.477 / 7.800)]$$

$$q_{\max} = 192.171 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 414.666 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 1000.000 \text{ kN/m}^2 > q_{\max} = 461.666 \text{ kN/m}^2$$

-0.K-

(지지력 상한값 적용)

* Mass기초의 작용력 산정

구 분	B(m)	H(m)	A(m ²)	거리(m)	V(kN)	M(kN.m)
(a)	8.000	2.000	16.000	4.000	376.000	1504.000
계	-	-	16.000	-	376.000	1504.000

* 작용거리는 앞굽쪽연단을 기준으로 산정한다.

$$e = B/2 - M/V = 8.000 / 2 - 1504.000 / 376.000 = 0.000 \text{ m}$$

$$x = 3 \times (B/2 - e) = 3 \times (8.000 / 2 - 0.000) = 12.000 \text{ m}$$

* 지면반력의 작용폭(x = 12.000m)이 B(= 8.000m)보다 큰 경우 : 사다리꼴 분포

$$Q_{\max} = 376.000 / 8.000 \times (1 + 6 \times 0.000 / 8.000) = 47 \text{ kN}$$

$$Q_{\min} = 376.000 / 8.000 \times (1 - 6 \times 0.000 / 8.000) = 47 \text{ kN}$$

$$q_a = 1000.000 \text{ kN/m}^2 > q_{\max} = 461.666 \text{ kN/m}^2 \quad -0.K-$$

(계산결과 적용)

모멘트최대

평상시 최대지반반력 -	1000	kN/m ²	기초 지반 종류 -	연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인 경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2eb = 7.800 - 2 \times -0.689 = 9.178 \text{ m}$$

$$L' = L - 2el = 10.900 - 2 \times 0.000 = 10.900 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 9.178 \times 10.900 = 100.040 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 100.040 \times (0 + 0.428 \times 10.000 \times 9.178 \times 165.690 + 44.200 \times 108.750) = 1132656.33 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 3 = 1132656.33 / 3 = 377552.11 \text{ kN}$$

$$q_a = Q_a / A' = 377552.11 / 100.040 = 3774.013 \text{ kN/m}^2$$

$$q = \Sigma V / (B \cdot L) \cdot [1 \pm (6 \cdot e) / B]$$

$$= 25796.614 / (7.800 \times 10.900) \times [1 \pm (6 \times -0.689 / 7.800)]$$

$$q_{\max} = 142.609 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 464.227 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 1000.000 \text{ kN/m}^2 > q_{\max} = 464.227 \text{ kN/m}^2 \quad -0.K-$$

(지지력 상한값 적용)

B. 지진시

지진시 최대지반반력 -	1333.333	kN/m ²	기초 지반 종류 -	연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인 경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2eb = 7.800 - 2 \times -2.425 = 12.650 \text{ m}$$

$$L' = L - 2el = 10.900 - 2 \times 0.000 = 10.900 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 12.650 \times 10.900 = 137.885 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 137.885 \times (0 + 0.428 \times 10.000 \times 12.650 \times 165.690 + 44.200 \times 108.750) = 1900986.09 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 1900986.09 / 2 = 950493.04 \text{ kN}$$

$$q_a = Q_a / A' = 950493.04 / 137.885 = 6893.381 \text{ kN/m}^2$$

$$q = \Sigma V / (B \cdot L) \cdot [1 \pm (6 \cdot e) / B]$$
$$= 20879.272 / (7.800 \times 10.900) \times [1 \pm (6 \times -2.425 / 7.800)]$$

$$q_{\max} = -212.521 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 703.682 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 1333.000 \text{ kN/m}^2 > q_{\max} = 703.682 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--0.K--}$$

(지반부 검토결과 적용)

4-3 전도에 대한 검토 (철도교 설계기준 P.537)

하중의 편심거리가 평상시에는 저면의 중심으로부터 저면폭의 1/6 이내,
지진시에는 저면폭의 1/3 이내에 있어야 한다.

- 교 축 방 향

A. 축력최대인 경우 (상시)

$$b/6 = 7.800 / 6 = 1.300 \text{ m}$$
$$e = 0.477 \text{ m} < b/6 = 1.300 \text{ m} \quad \text{--0.K--}$$

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

$$b/6 = 7.800 / 6 = 1.300 \text{ m}$$
$$e = 0.689 \text{ m} < b/6 = 1.300 \text{ m} \quad \text{--0.K--}$$

C. 지진시

$$b/6 = 7.800 / 3 = 2.600 \text{ m}$$
$$e = 2.425 \text{ m} < b/3 = 2.600 \text{ m} \quad \text{--0.K--}$$

4-4 활동에 대한 검토 (철도교 설계기준 P.549)

기초저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면지반에 대한 안전율은 상시 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

- 교 축 방 향

A. 축력최대인 경우 (상시)

$$H_u = 25796.614 \times 0.532 = 13716.303 \text{ kN}$$

$$H_u/H = 13716.303 / 4214.487 = 3.255 > 1.5 \quad -0.K-$$

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

$$H_u = 25796.614 \times 0.532 = 13716.303 \text{ kN}$$

$$H_u/H = 13716.303 / 4907.884 = 2.795 > 1.5 \quad -0.K-$$

C. 지진시

$$H_u = 20879.272 \times 0.532 = 11101.706 \text{ kN}$$

$$H_u/H = 11101.706 / 9096.557 = 1.587 > 1.2 \quad -0.K-$$

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

LOAD CASE 1 =	1.35고정하중+1.6토압
LOAD CASE 2 =	1.35고정하중+1.6토압+1.4장대레일중하중
LOAD CASE 3 =	1.35고정하중+1.6토압+1.4복선열차하중(충격미포함)+1.4(시동+제동)+1.4장대레일중하중
LOAD CASE 4 =	1.35고정하중+1.6토압+1.4복선열차하중(충격미포함)+온도하중
LOAD CASE 5 =	1.35고정하중+1.6토압+1.85복선열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 6 =	1.6고정하중+1.6토압+1.6복선열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 7 =	1.0고정하중+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	16.350	24.500	400.575	0.250	100.144	37.013	1.500	55.520
	⑥	0.000	24.500	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000
	⑦	0.000	24.500	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000
	계	16.350		400.575	-	100.144	37.013	-	55.520
B-B (벽체)	①	16.350	24.500	400.575	0.250	100.144	37.013	4.350	161.007
	②	55.917	24.500	1369.967	0.900	1232.970	126.585	1.425	180.383
	⑥	0.000	24.500	0.000	0.000	0.000	0.000	5.850	0.000
	⑦	0.000	24.500	0.000	0.000	0.000	0.000	5.850	0.000
	계	72.267		1770.542	-	1333.114	163.598	-	341.391
C-C (벽체)	①	16.350	24.500	400.575	0.250	100.144	37.013	7.200	266.495
	②	111.834	24.500	2739.933	0.900	2465.940	253.170	2.850	721.534
	⑥	0.000	24.500	0.000	0.000	0.000	0.000	8.700	0.000
	⑦	0.000	24.500	0.000	0.000	0.000	0.000	8.700	0.000
	계	128.184		3140.508	-	2566.083	290.183	-	988.028

2) 상 재 하 중

■ KL2012

① 홍벽이 받는 토압 (단면 A-A)

① 상재 고정하중

$$P_{dv} = 15.000 \times 0.500 \times 10.900 = 81.750 \text{ kN}$$

② 상재 활하중

$$P_{lv} = 28.135 \times 0.500 \times 10.900 = 153.333 \text{ kN}$$

② 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

① 상재 고정하중

$$P_{dv} = 15.000 \times 0.500 \times 10.900 = 81.750 \text{ kN}$$

② 상재 활하중

$$P_{lv} = 28.135 \times 0.500 \times 10.900 = 153.333 \text{ kN}$$

③ 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

① 상재 고정하중

$$P_{dv} = 15.000 \times 0.500 \times 10.900 = 81.750 \text{ kN}$$

② 상재 활하중

$$P_{lv} = 28.135 \times 0.500 \times 10.900 = 153.333 \text{ kN}$$

3) 상시 토압

■ KL2012

① 상재하중에 의한 토압

㉠ 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}
 \text{사하중에 의한 토압: } P_d &= 0.230 \times 15.000 \times 3 \times 10.900 = 112.983 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_{dh} &= 112.983 \times \cos \delta = 110.376 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_{dv} &= 112.983 \times \sin \delta = 24.133 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압: } P_l &= 0.230 \times 28.135 \times 3 \times 10.900 = 211.916 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_{lh} &= 211.916 \times \cos \delta = 207.025 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_{lv} &= 211.916 \times \sin \delta = 45.265 \text{ kN} \\
 \text{작용 점: } y &= 3 / 2 = 1.500 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉡ 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{사하중에 의한 토압: } P_d &= 0.230 \times 15.000 \times 2.850 \times 10.900 = 107.334 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_{dh} &= 107.334 \times \cos (\delta+\theta) = 104.857 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_{dv} &= 107.334 \times \sin (\delta+\theta) = 22.926 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압: } P_l &= 0.230 \times 28.135 \times 2.850 \times 10.900 = 201.320 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_{lh} &= 201.32 \times \cos (\delta+\theta) = 196.674 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_{lv} &= 201.32 \times \sin (\delta+\theta) = 43.002 \text{ kN} \\
 \text{작용 점: } y &= 2.85 / 2 = 1.425 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉢ 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}
 \text{사하중에 의한 토압: } P_d &= 0.230 \times 15.000 \times 5.700 \times 10.900 = 214.668 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_{dh} &= 214.668 \times \cos (\delta+\theta) = 209.714 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_{dv} &= 214.668 \times \sin (\delta+\theta) = 45.853 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압: } P_l &= 0.230 \times 28.135 \times 5.700 \times 10.900 = 402.639 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_{lh} &= 402.639 \times \cos (\delta+\theta) = 393.347 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_{lv} &= 402.639 \times \sin (\delta+\theta) = 86.003 \text{ kN} \\
 \text{작용 점: } y &= 5.7 / 2 = 2.850 \text{ m}
 \end{aligned}$$

② 배면토에 의한 토압

㉠ 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}
 \text{토압력: } P &= 1/2 \times 0.230 \times 20.0 \times 3^2 \times 10.900 = 225.966 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_h &= 225.966 \times \cos \delta = 220.751 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_v &= 225.966 \times \sin \delta = 48.266 \text{ kN} \\
 \text{작용 점: } y &= 3 / 3 = 1.000 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉡ 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{토압 강도: } P_1 &= 0.230 \times 20.0 \times 3 = 13.821 \text{ kN} \\
 P_2 &= 13.821 + 0.230 \times 20.0 \times 2.850 = 26.950 \text{ kN} \\
 \text{토압력: } P &= 1/2 \times (13.821 + 26.950) \times 2.850 \times 10.900 = 633.271 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_h &= 633.271 \times \cos (\delta+\theta) = 618.656 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_v &= 633.271 \times \sin (\delta+\theta) = 135.266 \text{ kN} \\
 \text{작용 점: } y &= 2.850 \times (2P_1+P_2)/3/(P_1+P_2) = 1.272 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉢ 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}
 \text{토압 강도: } P_1 &= 0.230 \times 20.0 \times 3 = 13.821 \text{ kN} \\
 P_2 &= 13.821 + 0.230 \times 20.0 \times 5.700 = 40.080 \text{ kN} \\
 \text{토압력: } P &= 1/2 \times (13.821 + 40.080) \times 5.700 \times 10.900 = 1674.411 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_h &= 1674.411 \times \cos (\delta+\theta) = 1635.768 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_v &= 1674.411 \times \sin (\delta+\theta) = 357.652 \text{ kN} \\
 \text{작용 점: } y &= 5.700 \times (2P_1+P_2)/3/(P_1+P_2) = 2.387 \text{ m}
 \end{aligned}$$

4) 지진 시 토 압

■ KL2012

① 상재하중에 의한 토압

㉠ 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}
 \text{사하중에 의한 토압: } P_d &= 0.298 \times 15.000 \times 3 \times 10.900 = 146.382 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력: } P_{dh} &= 146.382 \times \cos \delta = 146.382 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력: } P_{dv} &= 146.382 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압: } P_l &= 0.298 \times 28.135 \times 3 \times 10.900 = 274.560 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력: } P_{lh} &= 274.560 \times \cos \delta = 274.560 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력: } P_{lv} &= 274.560 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점: } y &= 3.000 / 2 = 1.500 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉡ 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{사하중에 의한 토압: } P_d &= 0.298 \times 15.000 \times 2.850 \times 10.900 = 139.063 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력: } P_{dh} &= 139.063 \times \cos (\delta+\beta) = 139.063 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력: } P_{dv} &= 139.063 \times \sin (\delta+\beta) = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압: } P_l &= 0.298 \times 28.135 \times 2.850 \times 10.900 = 260.832 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력: } P_{lh} &= 260.832 \times \cos (\delta+\beta) = 260.832 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력: } P_{lv} &= 260.832 \times \sin (\delta+\beta) = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점: } y &= 2.850 / 2 = 1.425 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉢ 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}
 \text{사하중에 의한 토압: } P_d &= 0.298 \times 15.000 \times 5.700 \times 10.900 = 278.126 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력: } P_{dh} &= 278.126 \times \cos (\delta+\beta) = 278.126 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력: } P_{dv} &= 278.126 \times \sin (\delta+\beta) = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압: } P_l &= 0.298 \times 28.135 \times 5.700 \times 10.900 = 521.664 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력: } P_{lh} &= 521.664 \times \cos (\delta+\beta) = 521.664 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력: } P_{lv} &= 521.664 \times \sin (\delta+\beta) = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점: } y &= 5.700 / 2 = 2.850 \text{ m}
 \end{aligned}$$

② 배면토에 의한 토압

㉠ 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}
 \text{토 압 력: } P &= 1/2 \times 0.298 \times 20.0 \times 3^2 \times 10.900 = 292.765 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_h &= 292.765 \times \cos \delta = 292.765 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_v &= 292.765 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점: } y &= 3 / 2 = 1.500 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉡ 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{토압 강도: } P_1 &= 0.298 \times 20.0 \times 3 = 17.906 \text{ kN} \\
 P_2 &= 17.906 + 0.298 \times 20.0 \times 2.850 = 34.917 \text{ kN} \\
 \text{토 압 력: } P &= 1/2 \times (17.906 + 34.917) \times 2.850 \times 10.900 = 820.473 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_h &= 820.473 \times \cos (\delta+\beta) = 820.473 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_v &= 820.473 \times \sin (\delta+\beta) = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점: } y &= 2.850 / 2 = 1.425 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉢ 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}
 \text{토압 강도: } P_1 &= 0.298 \times 20.0 \times 3 = 17.906 \text{ kN} \\
 P_2 &= 17.906 + 0.298 \times 20.0 \times 5.700 = 51.928 \text{ kN} \\
 \text{토 압 력: } P &= 1/2 \times (17.906 + 51.928) \times 5.700 \times 10.900 = 2169.386 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_h &= 2169.386 \times \cos (\delta+\beta) = 2169.386 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_v &= 2169.386 \times \sin (\delta+\beta) = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점: } y &= 5.700 / 2 = 2.850 \text{ m}
 \end{aligned}$$

나. 하중조합 (KL2012)

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
			V	x	M _v	V	M _v	H	y	M _h	H	M _h
홍 벽 단면 A-A	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
	상 재 토 압	1.6	24.133	0.000	0.000	38.613	0.000	110.376	1.500	165.564	176.601	264.902
	배 면 토 압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	1.000	220.751	353.202	353.202
	계		ΣV = 554.724		120.581	766.978	162.785	ΣH = 331.127		386.315	529.804	618.104
벽 체 단면 B-B	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	1369.967	0.900	1232.970	1849.455	1664.509	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	6510.645	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	홍 벽	1.6	24.133	0.000	0.000	38.613	0.000	110.376	4.350	480.134	176.601
		벽 체	1.6	22.926	0.000	0.000	36.682	0.000	104.857	1.425	149.421	167.771
	배면 토압	홍 벽	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	3.850	849.893	353.202
		벽 체	1.6	135.266	0.000	0.000	216.425	0.000	618.656	1.272	786.951	989.850
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 6905.583		6176.251	9380.185	8337.939	ΣH = 1054.640		2266.400	1687.424	3626.240
벽 체 단면 C-C	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②	1.35	2739.933	0.900	2465.940	3698.910	3329.019	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	6510.645	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	홍 벽	1.6	24.133	0.000	0.000	38.613	0.000	110.376	7.200	794.705	176.601
		벽 체	1.6	45.853	0.000	0.000	73.365	0.000	209.714	2.850	597.685	335.542
	배면 토압	홍 벽	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	6.700	1479.035	353.202
		벽 체	1.6	357.652	0.000	0.000	572.244	0.000	1635.768	2.387	3904.873	2617.229
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 8520.86		7409.221	11622.140	10002.448	ΣH = 2176.609		6776.297	3482.575	10842.075

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

단면	하 중	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
홍 벽 단면 A-A	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
	상 재 토 압	1.6	24.133	0.000	0.000	38.613	0.000	110.376	1.500	165.564	176.601	264.902
	배 면 토 압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	1.000	220.751	353.202	353.202
	계		ΣV = 554.724		120.581	766.978	162.785	ΣH = 331.127		386.315	529.804	618.104
벽 체 단면 B-B	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	1369.967	0.900	1232.970	1849.455	1664.509	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	6510.645	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	충 격	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재	홍 벽	1.6	24.133	0.000	0.000	38.613	0.000	110.376	4.350	480.134	176.601
	토압	벽 체	1.6	22.926	0.000	0.000	36.682	0.000	104.857	1.425	149.421	167.771
	배면	홍 벽	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	3.850	849.893	353.202
	토압	벽 체	1.6	135.266	0.000	0.000	216.425	0.000	618.656	1.272	786.951	989.850
벽 체 단면 C-C	장대레일중하중	1.4	-	-	-	-	-	150.000	3.250	487.500	210.000	682.500
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 6905.583		6176.251	9380.185	8337.939	ΣH = 1204.640		2753.900	1897.424	4308.740
	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
		②	1.35	2739.933	0.900	2465.940	3698.910	3329.019	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	6510.645	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	충 격	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재	홍 벽	1.6	24.133	0.000	0.000	38.613	0.000	110.376	7.200	794.705	176.601
	토압	벽 체	1.6	45.853	0.000	0.000	73.365	0.000	209.714	2.850	597.685	335.542
	배면	홍 벽	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	6.700	1479.035	353.202
	토압	벽 체	1.6	357.652	0.000	0.000	572.244	0.000	1635.768	2.387	3904.873	2617.229
벽 체 단면 C-C	장대레일중하중	1.4	-	-	-	-	-	150.000	6.100	915.000	210.000	1281.000
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 8520.86		7409.221	11622.140	10002.448	ΣH = 2326.609		7691.297	3692.575	12123.075

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

단면	하 중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
			V	x	M _v	V	M _v	H	y	M _h	H	M _h
홍 벽 단면 A-A	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.4	153.333	0.250	38.333	214.667	53.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
	상 재 토 압	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	0.000	317.401	1.500	476.101	507.841	761.761
	배 면 토 압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	1.000	220.751	353.202	353.202
	계		ΣV = 753.322		158.915	1054.068	216.451	ΣH = 538.152		696.852	861.043	1114.964
벽 체 양 단면 B-B	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.4	153.333	0.250	38.333	214.667	53.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	1369.967	0.900	1232.970	1849.455	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3598.675	1.000	3598.675	5038.145	-	-	-	-	-
	충 격	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		홍 벽	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	317.401	4.350	1380.692	507.841	2209.108
		토압 벽 체	1.6	65.928	0.000	0.000	105.485	301.531	1.425	429.681	482.449	687.490
		배면 홍 벽	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	220.751	3.850	849.893	353.202	1359.829
		토압 벽 체	1.6	135.266	0.000	0.000	216.425	618.656	1.272	786.951	989.850	1259.122
	장대레일종하중	1.4	-	-	-	-	-	150.000	3.250	487.500	210.000	682.500
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	693.397	3.250	2253.540	970.756	3154.956
	계		ΣV = 10745.86		9813.259	14774.223	13429.750	ΣH = 2301.735		6188.258	3514.097	9353.004
벽 체 양 단면 C-C	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.4	153.333	0.250	38.333	214.667	53.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②	1.35	2739.933	0.900	2465.940	3698.910	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3598.675	1.000	3598.675	5038.145	-	-	-	-	-
	충 격	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		상재 홍 벽	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	317.401	7.200	2285.284	507.841	3656.454
		토압 벽 체	1.6	131.856	0.000	0.000	210.970	603.061	2.850	1718.724	964.898	2749.958
		배면 홍 벽	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	220.751	6.700	1479.035	353.202	2366.456
		토압 벽 체	1.6	357.652	0.000	0.000	572.244	1635.768	2.387	3904.873	2617.229	6247.796
	장대레일종하중	1.4	-	-	-	-	-	150.000	6.100	915.000	210.000	1281.000
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	693.397	6.100	4229.721	970.756	5921.609
	계		ΣV = 12404.14		11046.229	17084.981	15094.260	ΣH = 3620.378		14532.636	5623.926	22223.274

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

단면	하 중	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	
흙 벽 단면 A-A	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-	
	상 재 활 하 중	1.4	153.333	0.250	38.333	214.667	53.667	-	-	-	-	-	
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
	상 재 토 압	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	0.000	317.401	1.500	476.101	507.841	761.761	
	배 면 토 압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	1.000	220.751	353.202	353.202	
계		ΣV = 753.322		158.915	1054.068	216.451	ΣH = 538.152		696.852	861.043	1114.964		
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-	
	상 재 활 하 중	1.4	153.333	0.250	38.333	214.667	53.667	-	-	-	-	-	
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	1369.967	0.900	1232.970	1849.455	1664.509	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	6510.645	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3598.675	1.000	3598.675	5038.145	5038.145	-	-	-	-	-
	충 격		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흙 벽	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	0.000	317.401	4.350	1380.692	507.841	2209.108
		벽 체	1.6	65.928	0.000	0.000	105.485	0.000	301.531	1.425	429.681	482.449	687.490
	배면 토압	흙 벽	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	3.850	849.893	353.202	1359.829
		벽 체	1.6	135.266	0.000	0.000	216.425	0.000	618.656	1.272	786.951	989.850	1259.122
	장대레일중하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
온도하중		1.35	-	-	-	-	-	723.405	3.250	2351.066	976.597	3173.939	
계		ΣV = 10745.86		9813.259	14774.223	13429.750	ΣH = 2181.743		5798.284	3309.938	8689.488		
벽 체 중 앙 단면 C-C	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-	
	상 재 활 하 중	1.4	153.333	0.250	38.333	214.667	53.667	-	-	-	-	-	
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②	1.35	2739.933	0.900	2465.940	3698.910	3329.019	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	6510.645	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3598.675	1.000	3598.675	5038.145	5038.145	-	-	-	-	-
	충 격		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	흙 벽	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	0.000	317.401	7.200	2285.284	507.841	3656.454
		벽 체	1.6	131.856	0.000	0.000	210.970	0.000	603.061	2.850	1718.724	964.898	2749.958
	배면 토압	흙 벽	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	6.700	1479.035	353.202	2366.456
		벽 체	1.6	357.652	0.000	0.000	572.244	0.000	1635.768	2.387	3904.873	2617.229	6247.796
	장대레일중하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
온도하중		1.35	-	-	-	-	-	723.405	6.100	4412.771	976.597	5957.240	
계		ΣV = 12404.14		11046.229	17084.981	15094.260	ΣH = 3500.386		13800.686	5419.767	20977.904		

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.9 복선열차(충격미포함)하중

단면	하 중	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
홍 벽 단면 A-A	상재고정하중	1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.9	153.333	0.250	38.333	283.667	70.917	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	400.575	0.250	100.144	540.776	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
	상 재 토 압	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	0.000	317.401	1.500	476.101	507.841	761.761
	배 면 토 압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	1.000	220.751	353.202	353.202
	계		ΣV = 753.322		158.915	1123.068	233.701	ΣH = 538.152		696.852	861.043	1114.964
벽 체 양 단면 B-B	상재고정하중	1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.9	153.333	0.250	38.333	283.667	70.917	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	400.575	0.250	100.144	540.776	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	1369.967	0.900	1232.970	1849.455	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	3598.675	1.000	3598.675	6657.549	-	-	-	-	-
	상재 토압	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		홍 벽	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	317.401	4.350	1380.692	507.841	2209.108
		벽 체	1.6	65.928	0.000	0.000	105.485	301.531	1.425	429.681	482.449	687.490
		배면 토압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	220.751	3.850	849.893	353.202	1359.829
		벽 체	1.6	135.266	0.000	0.000	216.425	618.656	1.272	786.951	989.850	1259.122
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 10745.86		9813.259	16462.627	15066.404	ΣH = 1458.338		3447.218	2333.342	5515.549
벽 체 양 단면 C-C	상재고정하중	1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.9	153.333	0.250	38.333	283.667	70.917	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	400.575	0.250	100.144	540.776	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②	1.4	2739.933	0.900	2465.940	3698.910	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	3598.675	1.000	3598.675	6657.549	-	-	-	-	-
	상재 토압	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		홍 벽	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	317.401	7.200	2285.284	507.841	3656.454
		벽 체	1.6	131.856	0.000	0.000	210.970	603.061	2.850	1718.724	964.898	2749.958
		배면 토압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	220.751	6.700	1479.035	353.202	2366.456
		벽 체	1.6	357.652	0.000	0.000	572.244	1635.768	2.387	3904.873	2617.229	6247.796
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 12404.14		11046.229	18773.384	16730.913	ΣH = 2776.981		9387.915	4443.170	15020.664

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

단면	하 중	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
홍 벽 단면 A-A	상재고정하중	1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.6	153.333	0.250	38.333	245.333	61.333	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	400.575	0.250	100.144	640.920	-	-	-	-	-
		⑥	1.6	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.6	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
	상 재 토 압	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	0.000	317.401	1.500	476.101	507.841	761.761
	배 면 토 압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	1.000	220.751	353.202	353.202
	계		ΣV = 753.322		158.915	1205.316	254.263	ΣH = 538.152		696.852	861.043	1114.964
벽 체 양 단면 B-B	상재고정하중	1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.6	153.333	0.250	38.333	245.333	61.333	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	400.575	0.250	100.144	640.920	-	-	-	-	-
		⑥	1.6	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.6	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	1369.967	0.900	1232.970	2191.946	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	4822.700	1.000	4822.700	7716.320	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	3598.675	1.000	3598.675	5757.880	-	-	-	-	-
	상재 토압	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		홍 벽	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	317.401	4.350	1380.692	507.841	2209.108
		벽 체	1.6	65.928	0.000	0.000	105.485	301.531	1.425	429.681	482.449	687.490
		배면 토압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	220.751	3.850	849.893	353.202	1359.829
		벽 체	1.6	135.266	0.000	0.000	216.425	618.656	1.272	786.951	989.850	1259.122
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 10745.86		9813.259	17193.372	15701.215	ΣH = 1458.338		3447.218	2333.342	5515.549
벽 체 양 단면 C-C	상재고정하중	1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.6	153.333	0.250	38.333	245.333	61.333	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	400.575	0.250	100.144	640.920	-	-	-	-	-
		⑥	1.6	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.6	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②	1.6	2739.933	0.900	2465.940	4383.893	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	4822.700	1.000	4822.700	7716.320	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	3598.675	1.000	3598.675	5757.880	-	-	-	-	-
	상재 토압	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		홍 벽	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	317.401	7.200	2285.284	507.841	3656.454
		벽 체	1.6	131.856	0.000	0.000	210.970	603.061	2.850	1718.724	964.898	2749.958
		배면 토압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	220.751	6.700	1479.035	353.202	2366.456
		벽 체	1.6	357.652	0.000	0.000	572.244	1635.768	2.387	3904.873	2617.229	6247.796
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 12404.14		11046.229	19846.622	17673.967	ΣH = 2776.981		9387.915	4443.170	15020.664

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

단면	하 중	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
홍 벽 단면 A-A	상재고정하중	1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	3.000	22.661	7.554	22.661
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.0	400.575	0.250	100.144	400.575	100.144	37.013	1.500	55.520	37.013
		⑥	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000	0.000	0.000
		⑦	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000	0.000	0.000
	상 재 토 압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	146.382	1.500	219.573	146.382	219.573
	배 면 토 압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	292.765	1.500	439.147	292.765	439.147
	계		ΣV = 482.325		120.581	482.325	120.581	ΣH = 483.714		736.901	483.714	736.901
벽 체 단면 B-B	상재고정하중	1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	5.850	44.189	7.554	44.189
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.0	400.575	0.250	100.144	400.575	100.144	37.013	4.350	161.007	161.007
		⑥	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.850	0.000	0.000	0.000
		⑦	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.850	0.000	0.000	0.000
		②,H/2	1.0	1369.967	0.900	1232.970	1369.967	1232.970	126.585	1.425	180.383	126.585
	상부 하중	고정하중	1.0	4822.700	1.000	4822.700	4822.700	3404.420	3.250	11064.365	3404.420	11064.365
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	충 격	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재	홍 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	146.382	4.350	636.763	146.382	636.763
	토압	벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	139.063	1.425	198.165	139.063	198.165
	배면	홍 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	292.765	4.350	1273.526	292.765	1273.526
	토압	벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	820.473	1.425	1169.174	820.473	1169.174
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 6674.992		6176.251	6674.992	6176.251	ΣH = 4974.255		14727.573	4974.255	14727.573
벽 체 단면 C-C	상재고정하중	1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	8.700	65.717	7.554	65.717
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.0	400.575	0.250	100.144	400.575	100.144	37.013	7.200	266.495	37.013
		⑥	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	8.700	0.000	0.000	0.000
		⑦	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	8.700	0.000	0.000	0.000
		②	1.0	2739.933	0.900	2465.940	2739.933	2465.940	253.170	2.850	721.534	253.170
	상부 하중	고정하중	1.0	4822.700	1.000	4822.700	4822.700	3404.420	6.100	20766.962	3404.420	20766.962
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	충 격	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재	홍 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	146.382	7.200	1053.953	146.382	1053.953
	토압	벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	278.126	2.850	792.660	278.126	792.660
	배면	홍 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	292.765	7.200	2107.906	292.765	2107.906
	토압	벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	2169.386	2.850	6182.750	2169.386	6182.750
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 8044.96		7409.221	8044.958	7409.221	ΣH = 6588.816		31957.977	6588.816	31957.977

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$\sum M = \sum M_v + \sum M_h \quad e = \frac{\sum M}{\sum \gamma V} - \frac{B}{2} \quad M_u = \sum \gamma V \bullet e$$

1) 홍벽 하단 (단면 A-A)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	$\sum V$	$\sum H(S_o)$	$\sum M$	e	M_o	$\sum \gamma V$	$\sum \gamma H(S_o)$	$\sum M$	e	M_u
1	554.724	331.127	506.896	0.664	368.215	766.978	529.804	780.889	0.768	589.144
2	554.724	331.127	506.896	0.664	368.215	766.978	529.804	780.889	0.768	589.144
3	753.322	538.152	855.767	0.886	667.436	1054.068	861.043	1331.415	1.013	1067.898
4	753.322	538.152	855.767	0.886	667.436	1054.068	861.043	1331.415	1.013	1067.898
5	753.322	538.152	855.767	0.886	667.436	1123.068	861.043	1348.665	0.951	1067.898
6	753.322	538.152	855.767	0.886	667.436	1205.316	861.043	1369.227	0.886	1067.898
7	482.325	483.714	857.483	1.528	736.901	482.325	483.714	857.483	1.528	736.901
Max.		538.152			667.436		861.043			1067.898

2) 벽체 중앙 (단면 B-B)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	$\sum V$	$\sum H(S_o)$	$\sum M$	e	M_o	$\sum \gamma V$	$\sum \gamma H(S_o)$	$\sum M$	e	M_u
1	6905.583	1054.640	8442.651	0.323	2227.626	9380.185	1687.424	11964.179	0.375	3522.013
2	6905.583	1204.640	8930.151	0.393	2715.126	9380.185	1897.424	12646.679	0.448	4204.513
3	10745.858	2301.735	16001.517	0.589	6330.245	14774.223	3514.097	22782.755	0.642	9485.954
4	10745.858	2181.743	15611.543	0.553	5940.271	14774.223	3309.938	22119.238	0.597	8822.438
5	10745.858	1458.338	13260.477	0.334	3589.205	16462.627	2333.342	20581.953	0.350	5765.589
6	10745.858	1458.338	13260.477	0.334	3589.205	17193.372	2333.342	21216.763	0.334	5742.728
7	6674.992	4974.255	20903.824	2.232	14896.332	6674.992	4974.255	20903.824	2.232	14896.332
Max.		2301.735			6330.245		4974.255			14896.332

3) 벽체 하단 (단면 C-C)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	$\sum V$	$\sum H(S_o)$	$\sum M$	e	M_o	$\sum \gamma V$	$\sum \gamma H(S_o)$	$\sum M$	e	M_u
1	8520.862	2176.609	14185.518	0.765	6516.742	11622.140	3482.575	20844.524	0.894	10384.598
2	8520.862	2326.609	15100.518	0.872	7431.742	11622.140	3692.575	22125.524	1.004	11665.598
3	12404.139	3620.378	25578.865	1.162	14415.141	17084.981	5623.926	37317.533	1.284	21941.051
4	12404.139	3500.386	24846.915	1.103	13683.190	17084.981	5419.767	36072.164	1.211	20695.682
5	12404.139	2776.981	20434.144	0.747	9270.420	18773.384	4443.170	31751.578	0.791	14855.532
6	12404.139	2776.981	20434.144	0.747	9270.420	19846.622	4443.170	32694.631	0.747	14832.671
7	8044.958	6588.816	39367.198	3.993	32126.735	8044.958	6588.816	39367.198	3.993	32126.735
Max.		3620.378			14415.141		6588.816			32126.735

5.2 벽체 단면력 집계

가. KL2012 하중 재하시

구 분	M_u	S_u	M_o	비 고
홍벽 하단	1067.898	861.043	667.436	
벽체 중앙	14896.332	4974.255	6330.245	
벽체 하단	32126.735	6588.816	14415.141	

나. 적용 하중

구 분	M_u	S_u	M_o	비 고
홍벽 하단	97.972	78.995	61.233	KRL2012/B
벽체 중앙	1366.636	456.354	580.756	
벽체 하단	2947.407	604.479	1322.490	

5.3 철근량 산정

1) 홍벽 하단 (단면 A-A) [H = 3 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	500.00	400.00	100.00	97.972	78.995	61.233

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	16	-	8	EA	=	1588.800	mm ²	,	d ₁	=	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂	=	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃	=	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 1588.800 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 2.304 \text{]}$$

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

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

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

$$\varepsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 689.688 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 9669.84 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\text{---} 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 919.58 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \rho_{\min} < \rho_{\text{used}} < \rho_{\max} \text{ -----> 철근비 만족 } \therefore \text{ O.K!!}$$

■ 휨에 대한 검토

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

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

$$\Phi M_n > M_u \text{ (} = 97.972 \text{ kN} \cdot \text{m) [사용률} = 2.261 \text{] } \therefore \text{ O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 400.00 / 1000$$

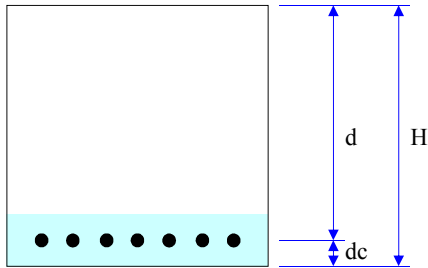
$$= 310.38 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 310.38 > V_u = 78.995 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$f_{ck} =$	30	MPa	$f_y =$	400	MPa
$H =$	500.00	mm	$B =$	1000.00	mm
$d =$	400.00	mm	$d_c =$	100.00	mm
$M_o =$	61.233	kN·m	$A_s =$	1588.800	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 83.857 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 103.590 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 16 / 2 = 92.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 530.209 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격;} \quad 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 530 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

■ 단면적비(온도 및 건조수축 철근)

$$0.0025 \cdot b \cdot h = 0.0025 \times 1000 \times 500 = 1250.000 \text{ mm}^2$$

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

$$\therefore 1250.000 \text{ mm}^2$$

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

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

2) 벽 체 중 양 (단 면 B-B) [H = 2.85 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1366.636	456.354	580.756

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d ₁	=	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂	=	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃	=	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 4053.600 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.796 \text{]}$$

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

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

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 2256.558 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 41096.84 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\text{4 / 3 } \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3008.74 \text{ mm}^2$$

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

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

■ 휨에 대한 검토

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

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

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 1366.636 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.781 \text{ }] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1700.00 / 1000$$

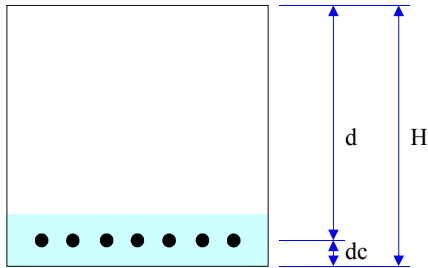
$$= 1319.10 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1319.10 > V_u = 456.354 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$H = 1800.00 \text{ mm} \quad B = 1000.00 \text{ mm}$$

$$d = 1700.00 \text{ mm} \quad d_c = 100.00 \text{ mm}$$

$$M_o = 580.756 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad A_s = 4053.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 283.524 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 89.237 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 663.732 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 664 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

■ 단면적비(온도 및 건조수축 철근)

$$0.0025 \cdot b \cdot h = 0.0025 \times 1000 \times 1800 = 4500.000 \text{ mm}^2$$

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

$$\therefore 1800.000 \text{ mm}^2$$

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

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

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 5.7 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1800.00	1650.00	150.00	2947.407	604.479	1322.490

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d ₁ =	100	mm
Use A _s (2단) :	H	25	-	4	EA	=	2026.800	mm ²	,	d ₂ =	200	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃ =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 6080.400 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.196 \text{]}$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 95.379 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.04039 > 0.004 \text{ - O.K. -}$$

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 5084.868 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 39888.11 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

$$\text{중 큰값 적용 } \therefore \rho_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5775.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{4 / 3 } \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 6779.82 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 96.976 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 3505.620 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 2947.407 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.189 \text{ }] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1650.00 / 1000$$

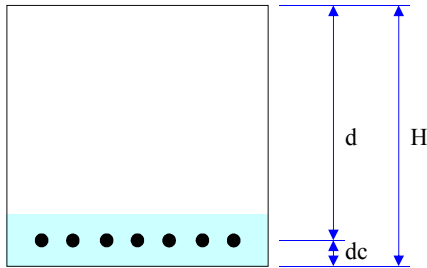
$$= 1280.30 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1280.30 > V_u = 604.479 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$H = 1800.00 \text{ mm} \quad B = 1000.00 \text{ mm}$$

$$d = 1650.00 \text{ mm} \quad d_c = 150.00 \text{ mm}$$

$$M_o = 1322.490 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad A_s = 6080.400 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 334.623 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 141.376 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 338.277 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 338 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

■ 단면적비(온도 및 건조수축 철근)

$$0.0025 \cdot b \cdot h = 0.0025 \times 1000 \times 1800 = 4500.000 \text{ mm}^2$$

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

$$\therefore 1800.000 \text{ mm}^2$$

인장측 1 :	H	16	@	150	[	6.67	ea/m]	=	1324.000	mm ²
인장측 2 :	H	16	@	300	[	3.33	ea/m]	=	661.934	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

$$\rightarrow \text{Use } A_s(\text{total}) = 3309.934 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K!!}$$

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

(1) 상재하중

고정하중(q_d) = 15.000 kN/m²

활하중(q_l) = 28.135 kN/m²

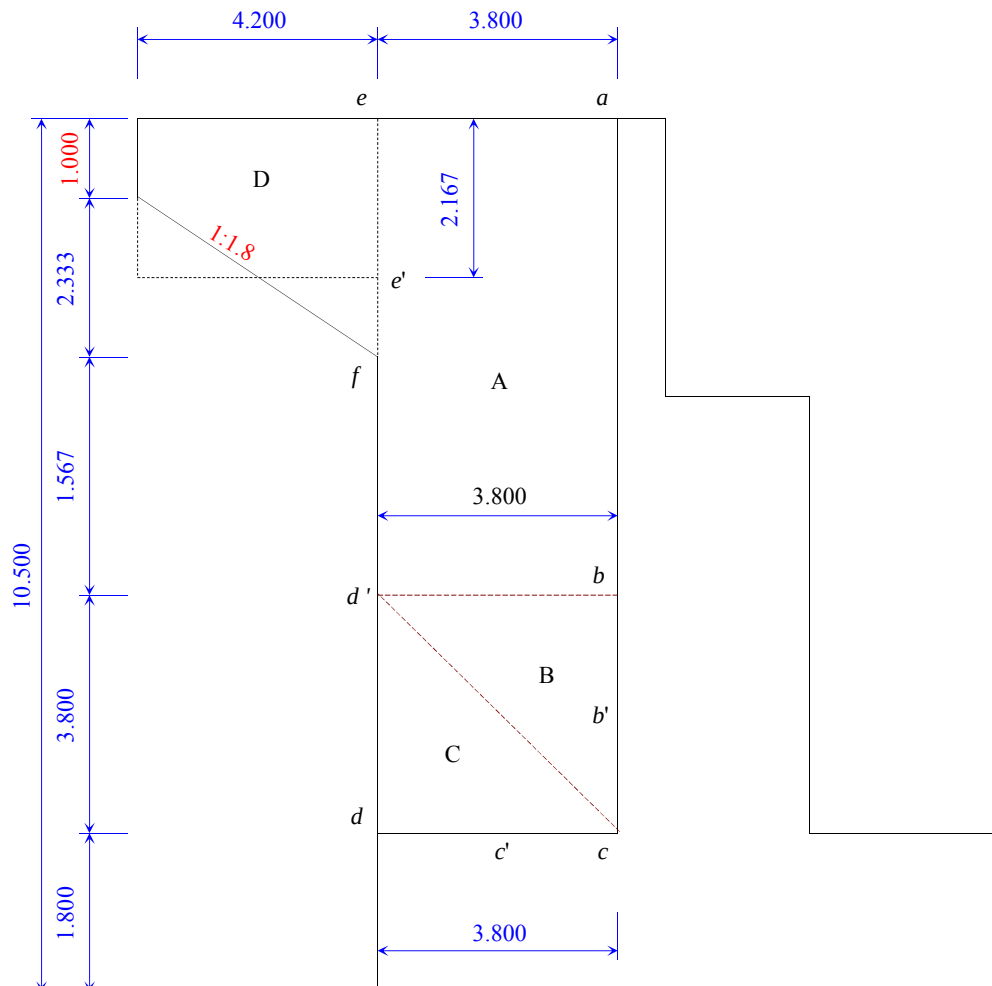
(2) 정지토압계수

$$K_o = 1 - \sin\Phi = 0.398$$

(3) 배면토 단위중량 : 20.000 kN/m³

5.4.2 설계단면

날개벽 두께 = 1000 ~ 1000 mm 날개벽 길이 = 8.000 m



5.4.3 단면력 계산

㉠ 하중계수 = 1.60

(1) 벽체단면 D

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= 1.0 \times 0.398 \times 43.135 = 17.176 \text{ kN/m}^2 \\ P_e' &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.167 + P_e = 34.433 \text{ kN/m}^2 \\ V_d &= 1/2 \times (P_e + P_e') \times 2.167 \times 4.200 = 234.854 \text{ kN} \\ M_d &= 1/2 \times V_a \times 4.200 = 493.194 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= 1.6 \times 0.398 \times 43.135 = 27.481 \text{ kN/m}^2 \\ P_e' &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.167 + P_e = 55.093 \text{ kN/m}^2 \\ V_d &= 1/2 \times (P_e + P_e') \times 2.167 \times 4.200 = 375.767 \text{ kN} \\ M_d &= 1/2 \times V_a \times 4.200 = 789.111 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= \\ P_d' &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 4.900 + P_e = 17.176 \text{ kN/m}^2 \\ V_a &= 1/2 \times (P_e + P_d') \times 4.900 \times 3.800 = 56.198 \text{ kN/m}^2 \\ V_{a \text{ total}} &= V_a + V_d = 683.104 \text{ kN} \\ M_a &= 1/2 \times V_a \times 3.800 + V_d \times 3.800 + M_d = 917.959 \text{ kN} \\ &= 2683.539 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= \\ P_d' &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 4.900 + P_e = 89.916 \text{ kN/m}^2 \\ V_a &= 1/2 \times (P_e + P_d') \times 4.900 \times 3.800 = 1092.967 \text{ kN} \\ V_{a \text{ total}} &= V_a + V_d = 1468.734 \text{ kN} \\ M_a &= 1/2 \times V_a \times 3.800 + V_d \times 3.800 + M_d = 4293.663 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_b &= 56.198 \text{ kN/m}^2 \\ V_b &= P_b \times 3.800 = 213.551 \text{ kN/m} \\ M_b &= 1/2 \times P_b \times 3.800^2 = 405.747 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned} P_b &= 89.916 \text{ kN/m}^2 \\ V_b &= P_b \times 3.800 = 341.682 \text{ kN/m} \\ M_b &= 1/2 \times P_b \times 3.800^2 = 649.195 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_d' &= &= & 56.198 \text{ kN/m}^2 \\
 P_d &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.800 + P_d' &= & 86.460 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= \frac{1}{2} \times (P_d' + P_d) \times 3.800 &= & 271.049 \text{ kN/m} \\
 M_b &= \frac{1}{6} \times (2 \times P_d' + P_d) \times 3.800^2 &= & 478.578 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_d' &= &= & 89.916 \text{ kN/m}^2 \\
 P_d &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.800 + P_d' &= & 138.336 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= \frac{1}{2} \times (P_d' + P_d) \times 3.800 &= & 433.678 \text{ kN/m} \\
 M_b &= \frac{1}{6} \times (2 \times P_d' + P_d) \times 3.800^2 &= & 765.724 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	364.149	876.258	649.195	765.724
설계 하중(S)	173.404	299.742	341.682	433.678
사용 하중(M)	227.593	547.661	405.747	478.578

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.333m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	364.149	173.404	227.593

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	25	-	4	EA	=	2026.800	mm ²	, d ₁ =	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	, d ₂ =	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	, d ₃ =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2026.800 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.785 \text{]}$$

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

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

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

$$\varepsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \varphi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 1135.146 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 21757.15 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\text{--- } 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1513.53 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

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

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

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 364.149 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.771] \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

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

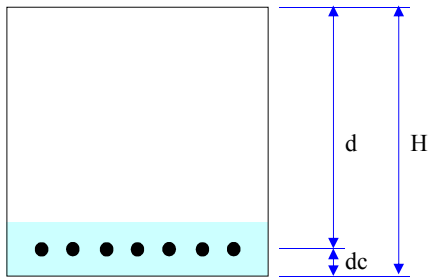
$$= 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 173.404 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

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

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

$$d = 900.00 \text{ mm}$$

$$d_c = 100.00 \text{ mm}$$

$$M_o = 227.593 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 2026.800 \text{ mm}^2$$

$$N = 4$$

$$n = 7$$

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 146.246 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 131.914 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 378.231 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 4 = 250 \text{ mm} < 378 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

2) 단면 A [H = 4.900m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	876.258	299.742	547.661

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d ₁ =	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂ =	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃ =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 4053.600 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.463 \text{]}$$

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

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03250 > 0.004 \text{ - O.K. -}$$

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 2771.434 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 21757.15 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\text{L.S.R. } 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3695.25 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1266.194 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 876.258 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.445] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

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

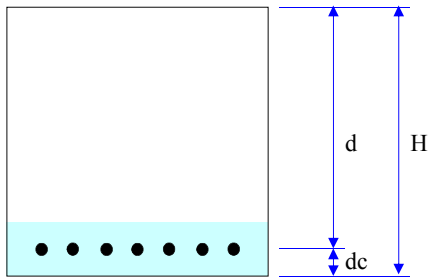
$$= 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 299.742 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

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

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

$$d = 900.00 \text{ mm}$$

$$d_c = 100.00 \text{ mm}$$

$$M_o = 547.661 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 4053.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8$$

$$n = 7$$

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 199.398 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 162.087 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 267.101 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 267 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

3) 단면 B [H = 8.700m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	649.195	341.682	405.747

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d ₁	=	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂	=	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃	=	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 4053.600 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.987 \text{]}$$

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

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03250 > 0.004 \text{ - O.K. -}$$

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \Phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 2039.954 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 21757.15 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\Rightarrow \text{MIN } A_s = 2719.94 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1266.194 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 649.195 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.950] \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

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

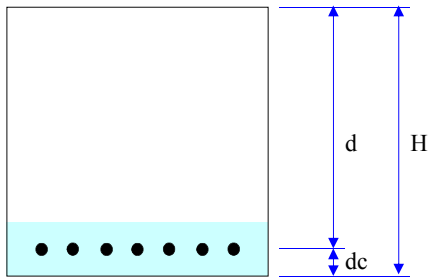
$$= 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 341.682 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

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

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

$$d = 900.00 \text{ mm}$$

$$d_c = 100.00 \text{ mm}$$

$$M_o = 405.747 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 4053.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8$$

$$n = 7$$

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 199.398 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 120.086 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 437.032 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 437 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

4) 단면 C [H = 8.700m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	765.724	433.678	478.578

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d ₁	=	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂	=	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃	=	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 4053.600 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.679 \text{]}$$

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

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03250 > 0.004 \text{ - O.K. -}$$

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \Phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 2414.136 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 21757.15 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\text{4 / 3} \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3218.85 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1266.194 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 765.724 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad \text{[사용률 = 1.654]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

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

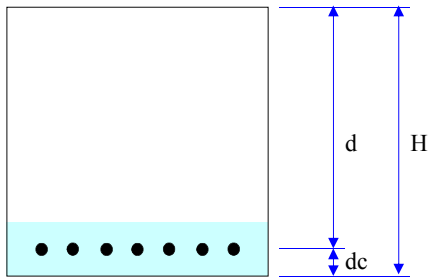
$$= 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 433.678 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

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

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

$$d = 900.00 \text{ mm}$$

$$d_c = 100.00 \text{ mm}$$

$$M_o = 478.578 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 4053.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8$$

$$n = 7$$

■ 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 199.398 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 141.641 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 337.234 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 337 \text{ mm O.K!!}$$

6. FOOTING 설계

6.1 KL2012 하중 재하시

6.1.1 하중 조합

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	6889.890	-	24618.538	-	-	-
	배 먼 토	8463.632	-	43903.979	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	426.756	5.250	2240.469
	P _L	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2987.292	-	10455.520
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		20879.272		86962.850	3414.047		12695.989

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (86962.850 - 12695.989) / 20879.272 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.343 \text{ m} \\
 M_o &= 20879.272 \times 0.343 = 7162.300 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	9301.352	-	33235.027	-	-	-
	배 먼 토	11425.903	-	59270.372	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6510.645	3.000	19531.935	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	949.118	5.650	5362.514	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	682.809	5.250	3584.750
	P _L	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	4779.666	-	16728.832
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		28187.017		117399.848	5462.476		20313.582

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (117399.848 - 20313.582) / 28187.017 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.456 \text{ m} \\
 M_o &= 28187.017 \times 0.456 = 12843.102 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	6889.890	-	24618.538	-	-	-
	배 면 토	8463.632	-	43903.979	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	426.756	5.250	2240.469
	P _L	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2987.292	-	10455.520
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	150.000	7.900	1185.000
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		20879.272		86962.850	3564.047		13880.989

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (86962.850 - 13880.989) / 20879.272 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.400 \text{ m} \\
 M_o &= 20879.272 \times 0.400 = 8347.300 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	9301.352	-	33235.027	-	-	-
	배 면 토	11425.903	-	59270.372	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6510.645	3.000	19531.935	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	949.118	5.650	5362.514	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	682.809	5.250	3584.750
	P _L	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	4779.666	-	16728.832
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	210.000	7.900	1659.000
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		28187.017		117399.848	5672.476		21972.582

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (117399.848 - 21972.582) / 28187.017 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.514 \text{ m} \\
 M_o &= 28187.017 \times 0.514 = 14502.102 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

다. LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 복선열차하중(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	6889.890	-	24618.538	-	-	-
	배 면 토	8463.632	-	43903.979	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	3598.675	3.000	10796.025	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	1318.667	5.650	7450.467	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	426.756	5.250	2240.469
	P _L	-	-	-	800.439	5.250	4202.306
토 압		-	-	-	2987.292	-	10455.520
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	150.000	7.900	1185.000
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	693.397	7.900	5477.835
합 계		25796.614		105209.341	5057.884		23561.130

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (105209.341 - 23561.130) / 25796.614 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.735 \text{ m} \\
 M_o &= 25796.614 \times 0.735 = 18958.582 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	9301.352	-	33235.027	-	-	-
	배 면 토	11425.903	-	59270.372	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6510.645	3.000	19531.935	-	-	-
	활 하 중	5038.145	3.000	15114.435	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	949.118	5.650	5362.514	-	-	-
	활 하 중	1846.133	5.650	10430.653	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	682.809	5.250	3584.750
	P _L	-	-	-	1280.703	5.250	6723.690
토 압		-	-	-	4779.666	-	16728.832
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	210.000	7.900	1659.000
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	970.756	7.900	7668.970
합 계		35071.295		142944.935	7923.934		36365.242

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (142944.935 - 36365.242) / 35071.295 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.861 \text{ m} \\
 M_o &= 35071.295 \times 0.861 = 30198.358 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

라. LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 복선열차하중(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	6889.890	-	24618.538	-	-	-
	배 면 토	8463.632	-	43903.979	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	3598.675	3.000	10796.025	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	1318.667	5.650	7450.467	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	426.756	5.250	2240.469
	P _L	-	-	-	800.439	5.250	4202.306
토 압		-	-	-	2987.292	-	10455.520
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또 는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	723.405	7.900	5714.900
합 계		25796.614		105209.341	4937.892		22613.194

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (105209.341 - 22613.194) / 25796.614 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.698 \text{ m} \\
 M_o &= 25796.614 \times 0.698 = 18010.646 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	9301.352	-	33235.027	-	-	-
	배 면 토	11425.903	-	59270.372	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6510.645	3.000	19531.935	-	-	-
	활 하 중	5038.145	3.000	15114.435	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	949.118	5.650	5362.514	-	-	-
	활 하 중	1846.133	5.650	10430.653	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	682.809	5.250	3584.750
	P _L	-	-	-	1280.703	5.250	6723.690
토 압		-	-	-	4779.666	-	16728.832
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또 는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1012.767	7.900	8000.859
합 계		35071.295		142944.935	7755.946		35038.131

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (142944.935 - 35038.131) / 35071.295 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.823 \text{ m} \\
 M_o &= 35071.295 \times 0.823 = 28871.248 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

마. LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.9 복선열차하중(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	6889.890	-	24618.538	-	-	-
	배 면 토	8463.632	-	43903.979	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	3598.675	3.000	10796.025	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	1318.667	5.650	7450.467	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	426.756	5.250	2240.469
	P _L	-	-	-	800.439	5.250	4202.306
토 압		-	-	-	2987.292	-	10455.520
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		25796.614		105209.341	4214.487		16898.295

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (105209.341 - 16898.295) / 25796.614 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.477 \text{ m} \\
 M_o &= 25796.614 \times 0.477 = 12295.746 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	9301.352	-	33235.027	-	-	-
	배 면 토	11425.903	-	59270.372	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6510.645	3.000	19531.935	-	-	-
	활 하 중	6657.549	3.000	19972.646	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	949.118	5.650	5362.514	-	-	-
	활 하 중	2439.533	5.650	13783.363	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	682.809	5.250	3584.750
	P _L	-	-	-	1280.703	5.250	6723.690
토 압		-	-	-	4779.666	-	16728.832
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		37284.099		151155.857	6743.179		27037.272

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (151155.857 - 27037.272) / 37284.099 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.571 \text{ m} \\
 M_o &= 37284.099 \times 0.571 = 21289.402 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

바. LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 복선열차하중(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	6889.890	-	24618.538	-	-	-
	배 면 토	8463.632	-	43903.979	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	3598.675	3.000	10796.025	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	1318.667	5.650	7450.467	-	-	-
상 재 토 압	P _D		-	-	426.756	5.250	2240.469
	P _L	-	-	-	800.439	5.250	4202.306
토 압		-	-	-	2987.292	-	10455.520
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		25796.614		105209.341	4214.487		16898.295

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (105209.341 - 16898.295) / 25796.614 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.477 \text{ m} \\
 M_o &= 25796.614 \times 0.477 = 12295.746 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	11023.824	-	39389.661	-	-	-
	배 면 토	13541.811	-	70246.367	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	7716.320	3.000	23148.960	-	-	-
	활 하 중	5757.880	3.000	17273.639	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	1124.880	5.650	6355.572	-	-	-
	활 하 중	2109.867	5.650	11920.747	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	682.809	5.250	3584.750
	P _L	-	-	-	1280.703	5.250	6723.690
토 압		-	-	-	4779.666	-	16728.832
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		41274.582		168334.946	6743.179		27037.272

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (168334.946 - 27037.272) / 41274.582 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.477 \text{ m} \\
 M_o &= 41274.582 \times 0.477 = 19673.194 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

사. LOAD CASE 7 = 1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중

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	6889.890	-	24618.538	636.626	-	1822.156
	배 먼 토	8463.632	-	43903.979	782.040	-	4095.495
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	3404.420	7.900	26894.918
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	174.767	-	1835.050
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	512.338	5.250	2689.775
	P _L	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3586.367	5.250	18828.427
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		20879.272		86962.850	9096.557		56165.822

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (86962.850 - 56165.822) / 20879.272 - 7.800 / 2 \\
 &= -2.425 \text{ m} \\
 M_o &= 20879.272 \times 2.425 = 50632.133 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	6889.890	-	24618.538	636.626	-	1822.156
	배 먼 토	8463.632	-	43903.979	782.040	-	4095.495
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	3404.420	7.900	26894.918
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	174.767	-	1835.050
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	512.338	5.250	2689.775
	P _L	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3586.367	5.250	18828.427
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		20879.272		86962.850	9096.557		56165.822

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (86962.850 - 56165.822) / 20879.272 - 7.800 / 2 \\
 &= -2.425 \text{ m} \\
 M_o &= 20879.272 \times 2.425 = 50632.133 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

6.1.2 기초 단면력 산정

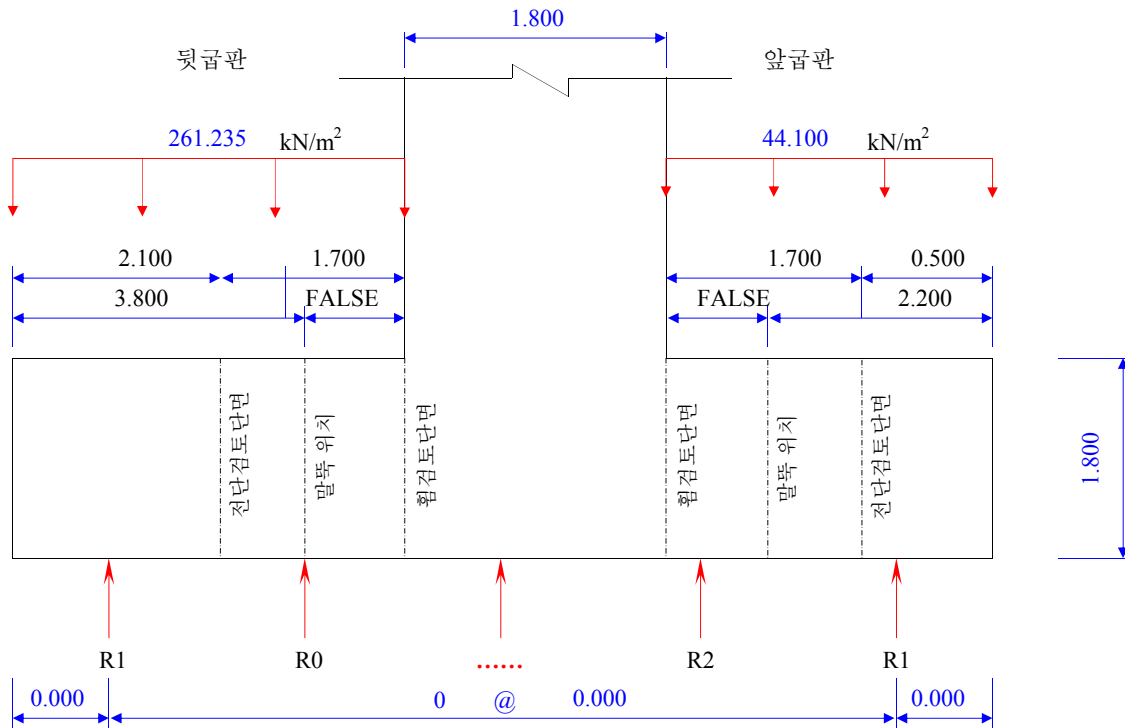
가. 말뚝머리하중 산정 하중 (사용하중)

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	20879.272	3414.047	7162.300	-0.343	
LOAD CASE2	20879.272	3564.047	8347.300	-0.400	
LOAD CASE3	25796.614	5057.884	18958.582	-0.735	모멘트최대시
LOAD CASE4	25796.614	4937.892	18010.646	-0.698	
LOAD CASE5	25796.614	4214.487	12295.746	-0.477	
LOAD CASE6	25796.614	4214.487	12295.746	-0.477	축력최대시
LOAD CASE7	20879.272	9096.557	50632.133	-2.425	지진시

나. 말뚝머리하중 산정 하중 (설계하중)

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	28187.017	5462.476	12843.102	-0.456	
LOAD CASE2	28187.017	5672.476	14502.102	-0.514	
LOAD CASE3	35071.295	7923.934	30198.358	-0.861	모멘트최대시
LOAD CASE4	35071.295	7755.946	28871.248	-0.823	
LOAD CASE5	37284.099	6743.179	21289.402	-0.571	
LOAD CASE6	41274.582	6743.179	19673.194	-0.477	축력최대시
LOAD CASE7	20879.272	9096.557	50632.133	-2.425	지진시

6.5 기초 단면검토



가. 기초 하중 집계

- 사용하중 재하시

조합경우	ΣV	ΣH	ΣM	편심	비고
모멘트 최대시	25796.614	5057.884	18958.582	0.735	
축력 최대시	25796.614	4214.487	12295.746	0.477	
지진시	20879.272	9096.557	50632.133	2.425	

- 극한하중 재하시

조합경우	ΣV	ΣH	ΣM	편심	비고
모멘트 최대시	35071.295	7923.934	30198.358	0.861	
축력 최대시	41274.582	6743.179	19673.194	0.477	
지진시	20879.272	9096.557	50632.133	2.425	

나. 지반 반력

$$q_{\max, \min} = \frac{\sum V}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right), \quad e \leq \frac{B}{6} \text{ 인 경우 (사다리꼴 분포)}$$

$$q_{\max} = \frac{2V}{Lx}, \quad x = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right), \quad e > \frac{B}{6} \text{ 인 경우 (삼각형 분포)}$$

- 사용하중 재하시

조합경우	$\sum V$	B	L	편심	$q_{\max}$	$q_{\min}$	비고
모멘트 최대시	25796.614	7.800	10.900	0.735	474.949	131.888	
축력 최대시	25796.614	7.800	10.900	0.477	414.666	192.171	
지진시	20879.272	7.800	10.900	2.425	865.773	0.000	

- 극한하중 재하시

조합경우	$\sum V$	B	L	편심	$q_{\max}$	$q_{\min}$	비고
모멘트 최대시	35071.295	7.800	10.900	0.861	685.730	139.282	
축력 최대시	41274.582	7.800	10.900	0.477	663.465	307.473	
지진시	20879.272	7.800	10.900	2.425	865.773	0.000	

다. 앞굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	$q_{\max}$	$q_{\min}$	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	474.949	131.888	378.188	452.958	964.600	209.927	1.00
축력 최대시	414.666	192.171	351.911	400.403	846.147	181.717	1.00
지진시	865.773	0.000	435.334	767.946	1641.228	386.380	1.00
Max.					964.600	209.927	

- 극한하중 재하시

조합경우	$q_{\max}$	$q_{\min}$	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	685.730	139.282	531.604	650.702	1391.064	304.341	1.35
축력 최대시	663.465	307.473	563.057	640.645	1353.835	290.748	1.60
지진시	865.773	0.000	435.334	767.946	1641.228	386.380	1.00
Max.					1641.228	386.380	

라. 뒷굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	$q_{\max}$	$q_{\min}$	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	474.949	131.888	299.020	224.250	531.653	174.648	1.0
축 력 최대시	414.666	192.171	300.566	252.073	237.771	82.137	1.0
지 진 시	865.773	0.000	83.156	0.000	1883.610	548.593	1.0
Max.					531.653	174.648	

- 극한하중 재하시

조합경우	$q_{\max}$	$q_{\min}$	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	685.730	139.282	405.501	286.403	899.936	293.630	1.35
축 력 최대시	663.465	307.473	480.905	403.317	380.433	131.419	1.60
지 진 시	865.773	0.000	83.156	0.000	1883.610	548.593	1.00
Max.					1883.610	548.593	

6.6 철근량 산정

1) 뒷굽판

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1883.610	548.593	531.653

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	29	-	8	EA	=	5139.200	mm ²	,	d ₁	=	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂	=	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃	=	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 5139.200 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.646 \text{]}$$

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

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.04989 > 0.004 \text{ - O.K. -}$$

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 3122.785 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 41096.84 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4163.71 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \rho_{\min} < \rho_{\text{used}} < \rho_{\max} \text{ -----> 철근비 만족 } \therefore \text{ O.K!!}$$

■ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 3069.368 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 1883.610 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad \text{[사용률 } 1.630 \text{]} \therefore \text{ O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1700.00 / 1000$$

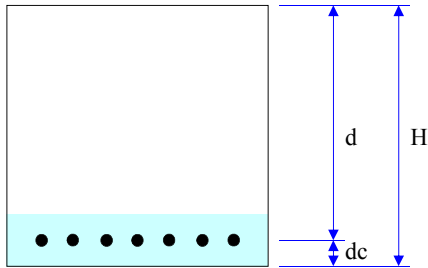
$$= 1319.10 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1319.10 > V_u = 548.593 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$H = 1800.00 \text{ mm} \quad B = 1000.00 \text{ mm}$$

$$d = 1700.00 \text{ mm} \quad d_c = 100.00 \text{ mm}$$

$$M_o = 531.653 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad A_s = 5139.200 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 315.604 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 64.867 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 29 / 2 = 85.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 971.212 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 971 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

■ 단면적비(온도 및 건조수축 철근)

$$0.0020 \cdot b \cdot h = 0.0020 \times 1000 \times 1800 = 3600.000 \text{ mm}^2$$

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

$$\therefore 1800.000 \text{ mm}^2$$

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

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

2) 앞굽판

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1641.228	386.380	964.600

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d ₁	=	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂	=	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃	=	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 4053.600 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률} = 1.493]$$

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

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

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 2715.772 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 41096.84 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3621.03 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

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

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

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 1641.228 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.483] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1700.00 / 1000$$

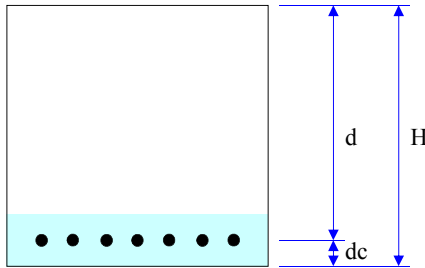
$$= 1319.10 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1319.10 > V_u = 386.380 \text{ kN}$$

∴ 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
$M_o =$	964.600	kN·m	$A_s =$	4053.600	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 283.524 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 148.217 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 312.565 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격;} \quad 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 313 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

■ 단면적비(온도 및 건조수축 철근)

$$0.0020 \cdot b \cdot h = 0.0020 \times 1000 \times 1800 = 3600.000 \text{ mm}^2$$

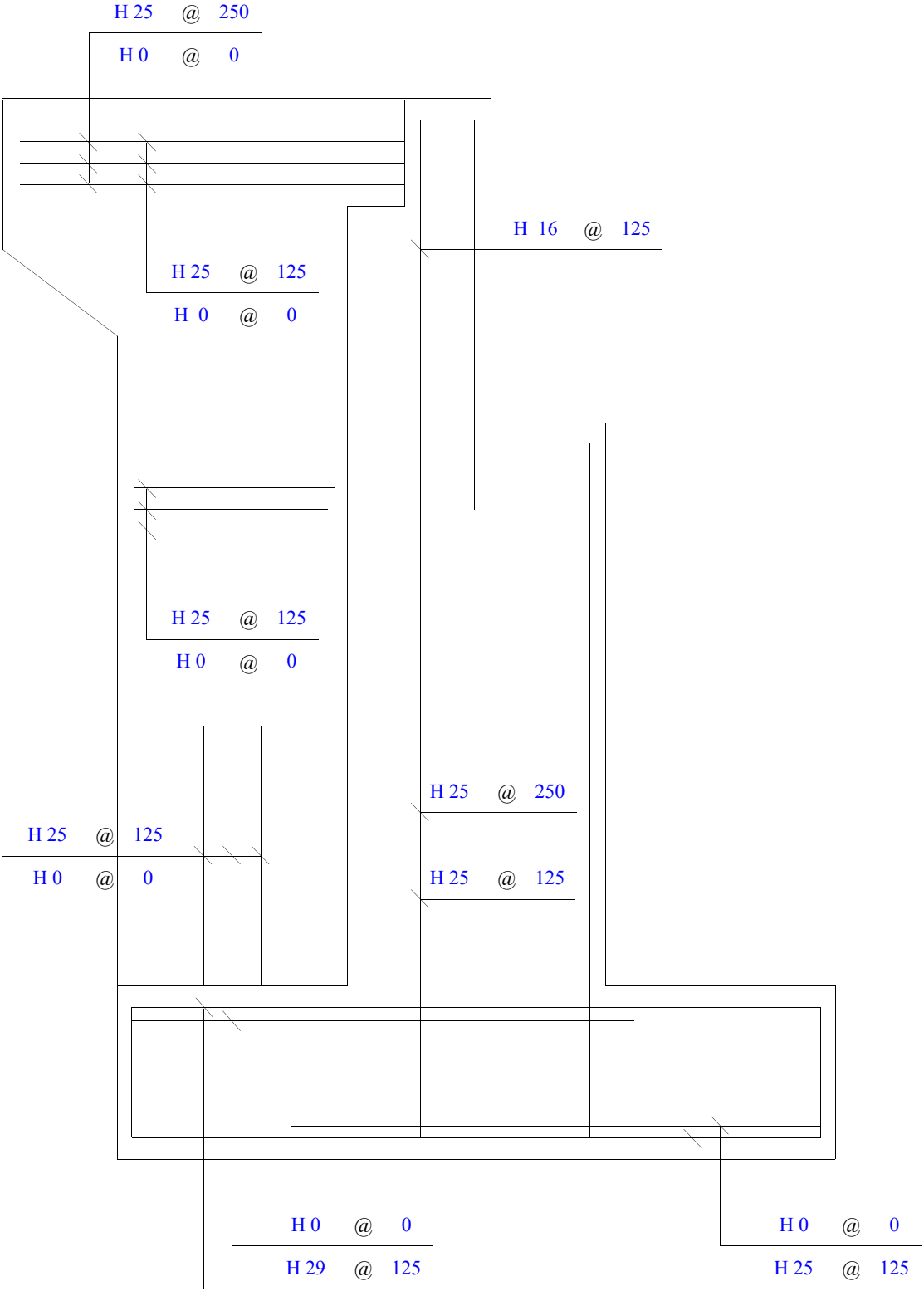
* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800mm²보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34)

$$\therefore 1800.000 \text{ mm}^2$$

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

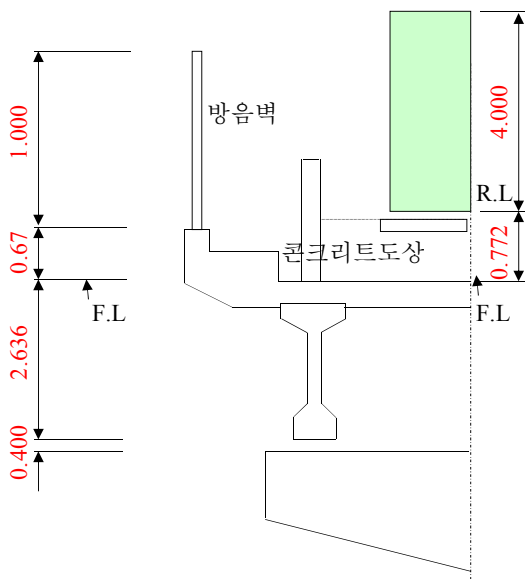
$$\rightarrow \text{Use } A_s(\text{total}) = 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K!!}$$

8.주철근 조립도



7. 교좌받침 검토 (고정단)

7.1 하중산정



< KL2012 >		
■ 원심하중	=	5.608 M
■ 차량 횡하중	=	(레일상단에서 작용)
	=	3.808 M
■ 풍하중(열차비제하)	=	2.553 M
풍하중(열차제하)	=	4.104 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

$$\sum R_d = 4822.700 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1038.510 \text{ kN}$$

나) 활하중 (충격 포함)

■ 상시

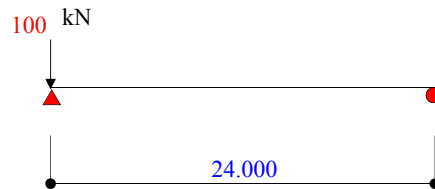
$$\sum R_L = 3686.220 \text{ kN}$$

$$R_{L1} = 985.860 \text{ kN}$$

다) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 그 크기는 L하중의 1동륜축중의 15%의 값으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

KL2012



$$P_{Lf} = 50.000 \text{ kN}$$

$$M_{Lf} = 50.000 \times 3.808 = 190.400 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 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	$P_i(\text{kN})$	비 고
G1	190.400	40.000	4.000	19.040	↑
G2			2.000	9.520	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	-9.520	↓
G5			-4.000	-19.040	↓
G6					
G7					
G8					

③ 적용하중

$$H_{Lf} = 50.000 / 5 \text{ shoe}$$

$$= 10.000 \text{ kN}$$

$$P_{Lf} = 19.040 \text{ kN}$$

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : $R = \infty$ $L = 25.000$ $V = 250$ km/hr

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.511}{127 \times \infty} = 0.000$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.511$$

상부반력 (P_L) : 1838.923 kN (충격 제외)

$$P_c = 1838.92 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_c = 0.000 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	$P_i(\text{kN})$	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	↑
G4			-2.000	0.000	↑
G5			-4.000	0.000	↓
G6			0.000	0.000	↓
G7			0.000	0.000	↓
G8			0.000	0.000	↓

③ 적용하중

$$H_{Lf} = 0.000 / 5 \text{ shoe}$$

$$= 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Lf} = 0.000 \text{ kN}$$

마) 풍하중

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

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (W_n)

$$\begin{aligned} \text{상부구조 } W_n &= 3.000 \times 4.306 \times 12.450 = 160.829 \text{ kN} \\ M_n &= 160.829 \times 2.553 = 410.596 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

▣ 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	410.596	40.000	4.000	41.060	↑
G2			2.000	20.530	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	-20.530	↓
G5			-4.000	-41.060	↓
G6			0.000	0.000	
G7			0.000	0.000	
G8			0.000	0.000	

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

$$\begin{aligned} \text{상부구조 } W_t &= 1.500 \times 7.408 \times 12.450 = 138.344 \text{ kN} \\ M_t &= 138.344 \times 4.104 = 567.764 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

▣ 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	567.764	40.000	4.000	56.776	↑
G2			2.000	28.388	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	-28.388	↓
G5			-4.000	-56.776	↓
G6			0.000	0.000	
G7			0.000	0.000	
G8			0.000	0.000	

③ 적용 하중

$$H_w = 138.344 \quad / \quad 5 \text{ shoe}$$

$$= 27.669 \quad \text{kN}$$

$$P_w = 56.776 \quad \text{kN}$$

바) 지진하중 (내진계산서 참조)

① 하중 작용점 : 0.40

$$P_E = 1318.79 \quad \text{kN}$$

$$M_c = 1318.790 \times 0.400 = 527.516 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

② 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$R_{pi} = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	$R_{pi}(\text{kN})$	비 고
G1	527.516	40.000	4.000	52.752	↑
G2			2.000	26.376	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	-26.376	↓
G5			-4.000	-52.752	↓
G6			0.000	0.000	
G7			0.000	0.000	
G8			0.000	0.000	

$$H_E = 334.780 \quad \text{kN}$$

$$R_E = 52.752 \quad \text{kN}$$

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$$\Sigma R_d = 4822.700 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1038.510 \text{ kN}$$

나) 활하중

■ 상시

$$\Sigma R_L = 3686.220 \text{ kN}$$

$$R_{L1} = 985.860 \text{ kN}$$

다) 시동 및 제동하중

$$H_A = 693.397 \quad / \quad 5 \text{ shoe}$$

$$= 138.679 \text{ kN}$$

라) 장대레일 종하중

$$H_R = 150.000 \quad / \quad 5 \text{ shoe}$$

$$= 30.000 \text{ kN}$$

마) 지진하중 (내진계산서 참조)

$$H_E = 711.780 \text{ kN}$$

3) 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 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		받침허용력		비 고	R (교대)
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중		
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)		
교직 방향	상시	2100.186	47.086	2250.000	338.000	O.K	0.80
	지진시	1091.262	418.475	2250.000	1080.000	O.K	
교축 방향	상시	2024.370	210.849	2250.000	338.000	O.K	0.80
	지진시	1038.510	889.725	2250.000	1296.000	O.K	

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 방향	상시	2100.186	47.086	1555.694	34.879	1.35
	지진시	1091.262	418.475	779.473	298.911	1.40
교 축 방향	상시	2024.370	210.849	1619.496	168.679	1.25
	지진시	1038.510	889.725	741.793	635.518	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

■ 규격: 400 × 400 mm

□ 높이 : 184 mm

▣ 사각: 90 °

2) 연단거리 검토

a = 250 mm [20m ≤ ℓ < 30m]

< 600 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 ($^{\circ}$)

$$N = (200 + 1.67 \times 24.90 + 6.66 \times 5.70) \times (1 + 0.000125 \times 0.0) = 279.55$$

나) 연단 거리에 대한 검토

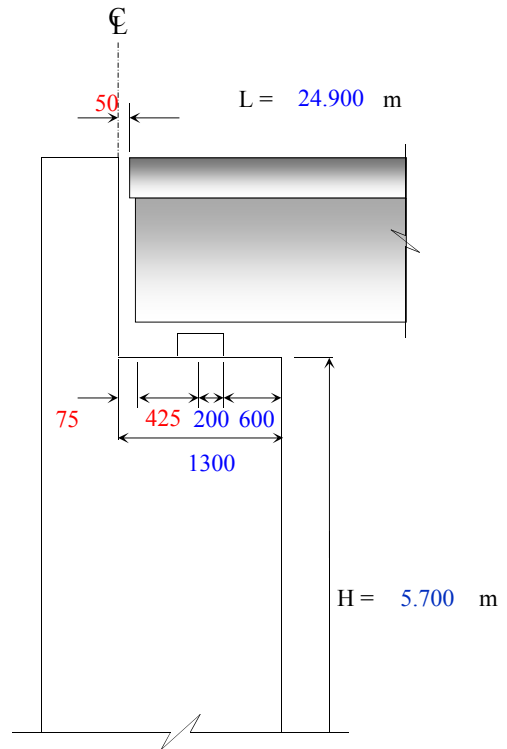
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 200 / 2 = 100.00 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 324.50 \text{ mm}$$

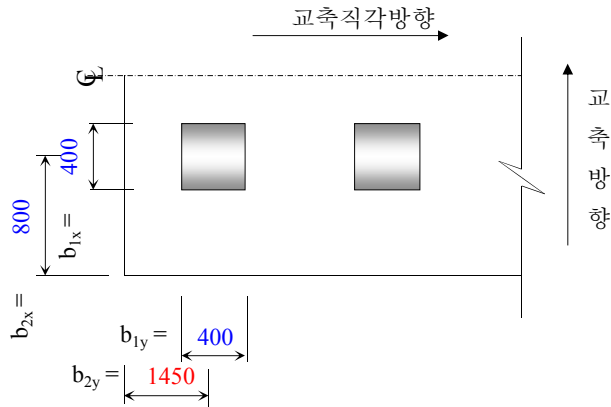
$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 100.00 + 324.50 = 849.50 \text{ mm}$$

$$\therefore \text{Max (N, } \Sigma S) = 849.50 \text{ mm} < 1225.00 \text{ - O.K. -}$$



4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에 대한 보강



$$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 2000.0 \text{ mm}$$

$$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1450 = 2900.0 > 5 \times b_{1y} = 2000.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 400 / 1600) \times 1619496.0 / 180$$

$$= 1687.0 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx1(\text{지진시})} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 400 / 1600) \times 741792.9 / 180$$

$$= 772.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 400 / 2000) \times 1555693.6 / 180$$

$$= 1728.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy1(\text{지진시})} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 400 / 2000) \times 779472.571 / 180$$

$$= 866.1 \text{ mm}^2$$

나) 수평하중에 대한 보강

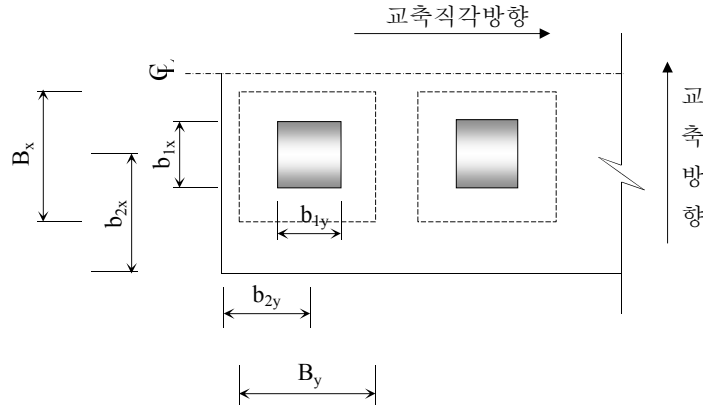
$$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 168679 / 180 = 937.1 \text{ mm}^2 - \text{상시}$$

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 635518 / 180 = 3530.7 \text{ mm}^2 - \text{지진시}$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 34879 / 180 = 193.8 \text{ mm}^2 - \text{상시}$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 298911 / 180 = 1660.6 \text{ mm}^2 - \text{지진시}$$

다) 철근 보강 범위



■ 교축직각방향

$$B_x = b_{1x} + b_{2y} = 400 + 1450 = 1850.0 \text{ mm}$$

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 800.0 mm 가 $B_x/2 = 925.0 \text{ mm}$ 보다 작으므로 보강 필요.

■ 교축방향

$$B_y = b_{1y} + b_{2x} = 400 + 800 = 1200.0 \text{ cm}$$

라) 철근량 산정

■ 교축직각방향

$$A_{sy}(\text{상시}) = A_{sy1} + A_{sy2} = 1728.500 + 193.770 = 1922.270 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy}(\text{지진시}) = A_{sy1} + A_{sy2} = 866.100 + 1660.615 = 2526.715 \text{ mm}^2$$

$$B_y = 1200.0 \text{ mm 범위 에 (CTC 125)}$$

$$\text{Use } A_{sy} = H 16 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972.000 \text{ mm}^2 > 2526.715 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

■ 교축방향

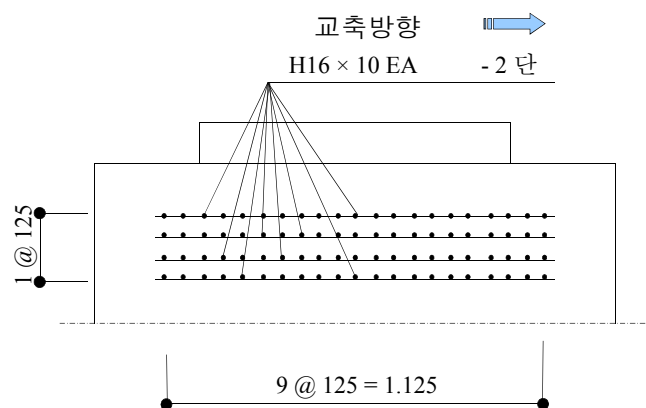
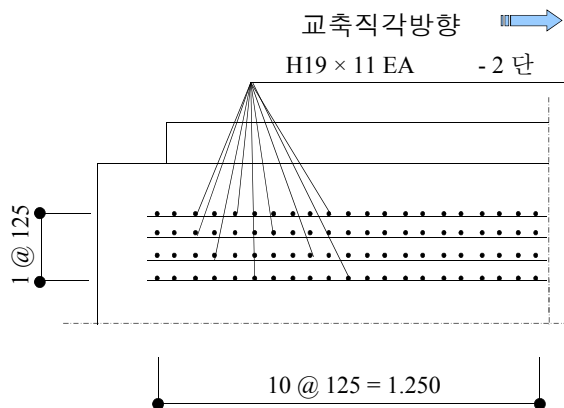
$$A_{sx}(\text{상시}) = A_{sx1} + A_{sx2} = 1687.000 + 937.108 = 2624.108 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx}(\text{지진시}) = A_{sx1} + A_{sx2} = 772.700 + 3530.655 = 4303.355 \text{ mm}^2$$

$$B_x = 1725.0 \text{ mm 범위 에 (CTC 125)}$$

$$\text{Use } A_{sx} = H 19 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 6303.000 \text{ mm}^2 > 4303.355 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{298910.7}{180} = 1660.615 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = \frac{H}{16} - \frac{11}{EA} \times 1 \text{ ea} = 2184.600 \text{ mm}^2 > 1660.615 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

(CTC 125)

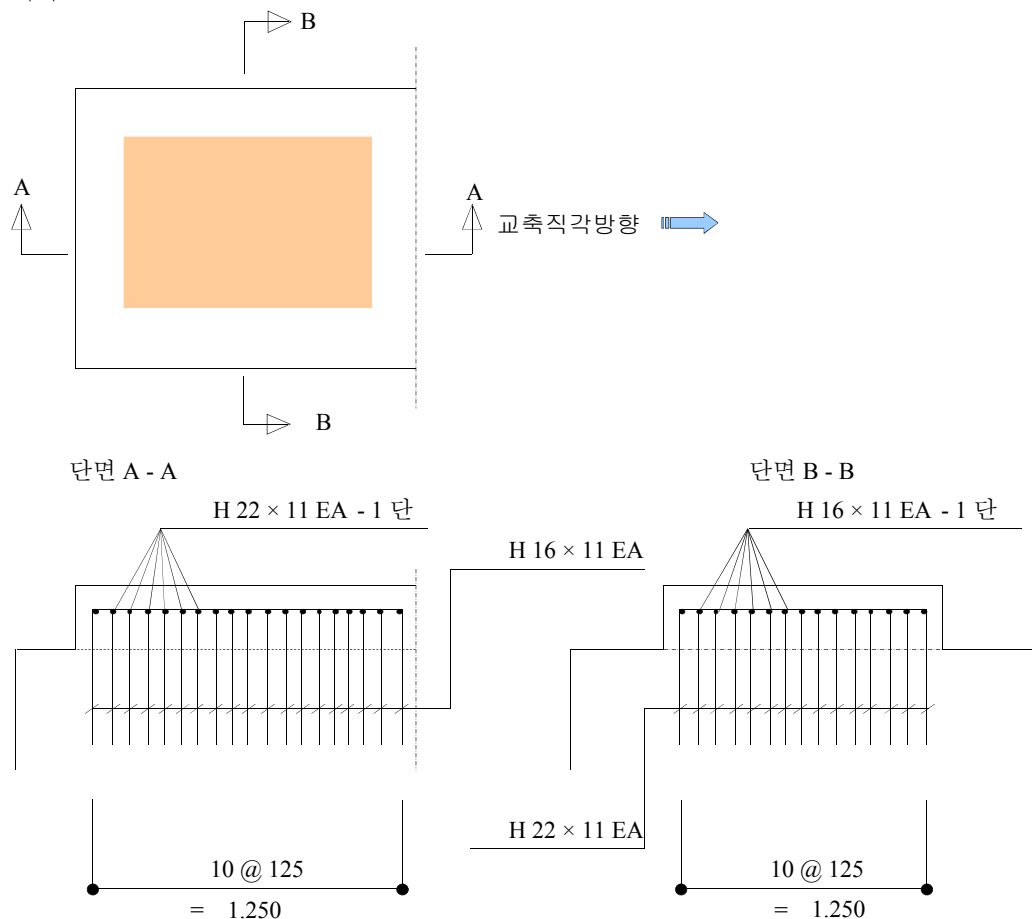
나) 교축방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{635517.9}{180} = 3530.655 \text{ mm}^2$$

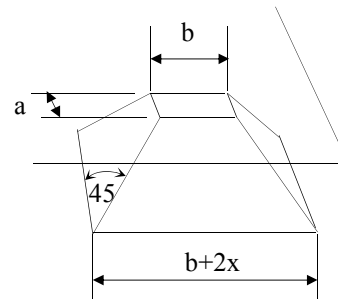
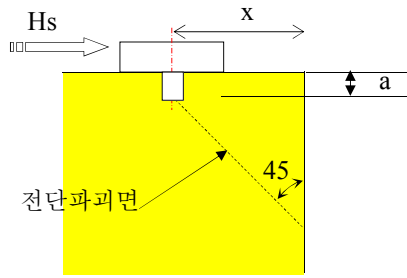
$$\text{Use } A_{sx} = \frac{H}{22} - \frac{11}{EA} \times 1 \text{ ea} = 4258.100 \text{ mm}^2 > 3530.655 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

(CTC 125)

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토



가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{298911}{6767012} = 0.044 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \text{ ---- -O.K-}$$

$$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 6767012 \text{ mm}^2$$

$$V : \text{전단응력 (MPa)} \quad V_{sa} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$A_r : \text{수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm}^2\text{)}$$

$$H_s : \text{받침에 작용하는 수평력 (N)} = 298911 \text{ N}$$

$$X : 1450 \text{ mm}$$

$$a : 0 \text{ mm}$$

$$b : 400 \text{ mm}$$

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{635518}{2262742} = 0.281 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \text{ ---- -O.K-}$$

$$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2262742 \text{ mm}^2$$

$$V : \text{전단응력 (MPa)} \quad V_{sa} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$A_r : \text{수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm}^2\text{)}$$

$$H_s : \text{받침에 작용하는 수평력 (N)} = 635518 \text{ N}$$

$$X : 800 \text{ mm}$$

$$a : 0 \text{ mm}$$

$$b : 400 \text{ mm}$$

산운교

교대 A2

- 상부형식 : 1@25 (PSC)+4@50(SCP)+2@25(PSC)
- 교대형식 : 역 T 형 교대
- 높 이 : 9.50m
- 기 초 : mass (2.0m)

목 차

1. 설계조건	
2. 단면가정	
3. 하중계산	
4. 안정검토	
5. 벽체단면설계	
6. FOOTING 설계	
7. 교좌받침부 검토	
8. 주철근 상세	

※ 교대부 반력 집계표(충격하중 포함)

1. KL2012 하중 재하시

구 분	고 정 하 중	활하중(충격미포함)	활하중(충격포함)	계	지진력-교축	지진력-교직
G1	1038.510	719.524	548.530	1587.040	0.000	189.010
G2	914.010	718.999	985.860	1899.870	0.000	286.450
G3	917.660	721.628	617.440	1535.100	0.000	322.640
G4	914.010	718.999	985.860	1899.870	0.000	286.550
G5	1038.510	719.524	548.530	1587.040	0.000	189.070
계	4822.700	3598.675	3686.220	8508.920	0.000	1273.720
Pmax	1899.870				0.000	322.640

1. 설 계 조 건

가. 형 식 : 역T형 (복선 : 가동단)

나. 기 초 : mass 기초

다. 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

라. 설 계 하 중

1) 사하중

가) 원지반 (N = 50 , 연암)

흙자중 (γ_t) : 19.0 kN/m³ 내부마찰각(Φ) = $15 + \sqrt{(15 \times N)} = 42.00^\circ$

흙자중 (γ_{sub}) : 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) : 0.532

라) 기초저면의 점착력 (C) : 0.0

2) 활하중 : KL2012 (복선)

3) 충 격

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

4) 상부 하중 (상부구조계산서 참조) < KL2012 재하시 >

가) 고정하중 Rd = 4822.700 kN

나) 활하중 (충격 포함) - 단선 : $R_1(1+i) = 1843.110$ kN

- 복선 : $R_2(1+i) = 3686.220$ kN

다) 활하중 (충격 미포함) - 단선 : $R_1 = 1799.337$ kN

- 복선 : $R_2 = 3598.675$ kN

5) 지진하중

가) 설계수평지진계수 : $K_h = 0.5 \cdot A \cdot S = 0.5 \times 0.154 \times 1.2 = 0.092$ "철도설계기준(2004), p677"

나) 상부 관성력 : $K_h' = A \cdot S = 1.0 \times 0.154 \times 1.2 = 0.185$ "상부하중 적용"

다) 설계수직지진계수 : $K_v = 0.000$

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

7) 시동 및 제동하중

가) KL2012

㉠ 제동하중 : $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000 \text{ kN}$

㉡ 시동하중 : $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000 \text{ kN}$

8) 장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - $f_0 = \pm 3 L$
 레일 신축이음장치가 있는 경우 - $f_0 = \pm 1000$

9) 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 (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
토 압 계 수	0.249	0.230	0.230	0.298	0.298	0.298

마. 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

가) 설계기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

나) 탄성계수 : $E_c = 8500 \sqrt[3]{(f_{ck} + 8)} = 28577 \text{ kN/m}^2$

다) 단위중량 : $\gamma = 24.5 \text{ kN/m}^3$

2) 철근

가) 항복응력 : $f_y = 400 \text{ MPa}$

나) 허용응력 : $f_{sa} = 180 \text{ MPa}$

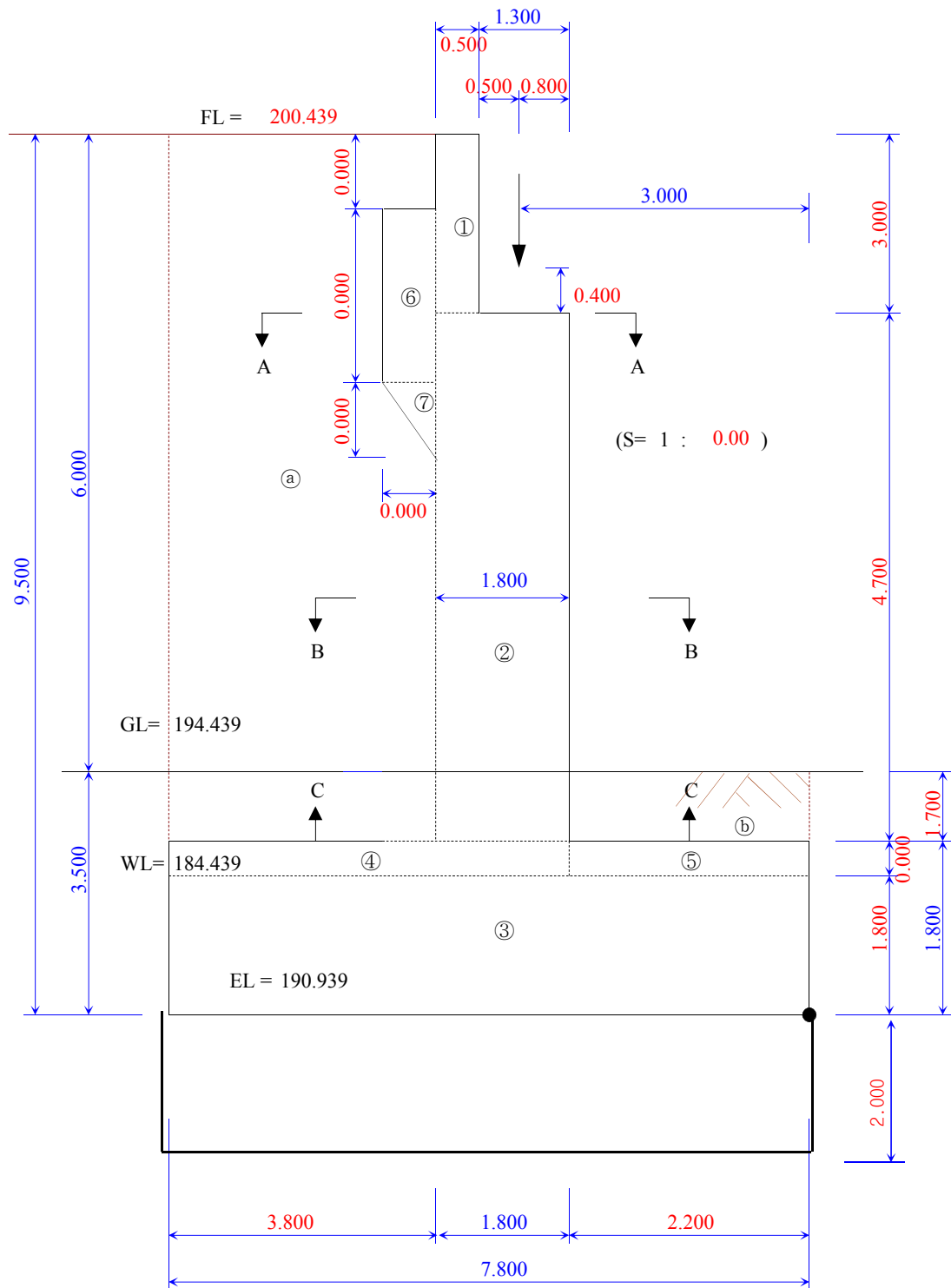
나) 탄성계수 : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

바. 참고문헌

- 철도설계기준 (한국철도시설공단, 2004, 2011)
- 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2007)

2. 단면가정

◎ 구 체 폭 : L = 10.900 m
 ◎ 기 초 폭 : L' = 10.900 m
 ◎ 지하 수위 : GL = (-) 10.000 m



3. 하 중 계 산

가. 교대 및 배면토 자중

1) 체 적

①	0.500	×	3.000	×	10.900	=	16.350	m ³
②	1.800	×	4.700	×	10.900	=	92.214	m ³
③	1.800	×	7.800	×	10.900	=	153.036	m ³
④	0.000	×	5.600	×	10.900	=	0.000	m ³
⑤	0.000	×	2.200	×	10.900	=	0.000	m ³
⑥	0.000	×	0.000	×	10.900	=	0.000	m ³
⑦	0.000	×	0.000	×	10.900 / 2	=	0.000	m ³
a	3.800	×	7.700	×	10.900	=	318.934	m ³
b	2.200	×	1.700	×	10.900	=	40.766	m ³

2) 자중 및 모멘트

구분		체적	단위 중량	연직력 및 모멘트			수평력 및 모멘트(지진하중)		
				V	X	M	H	Y	M
교대 자중	①	16.350	24.500	400.575	3.750	1502.156	37.013	8.000	296.105
	②	92.214	24.500	2259.243	3.100	7003.653	208.754	4.150	866.329
	③	153.036	24.500	3749.382	3.900	14622.590	346.443	0.900	311.799
	④	0.000	24.500	0.000	5.000	0.000	0.000	1.800	0.000
	⑤	0.000	24.500	0.000	1.467	0.000	0.000	1.800	0.000
	⑥	0.000	24.500	0.000	4.000	0.000	0.000	9.500	0.000
	⑦	0.000	24.500	0.000	4.000	0.000	0.000	9.500	0.000
	계	261.600		6409.200		23128.399	592.210		1474.233
합	㉠	318.934	20.000	6378.680	5.900	37634.212	589.390	5.650	3330.054
	㉡	40.766	20.000	815.320	1.100	896.852	75.336	-	-
	계	359.700		7194.000		38531.064	664.726		3330.054

나. 상부하중 (상부구조계산서 참고)

1) 고정하중 반력

① KL2012

■ R_d = 4822.700 kN

■ x = 3.000 m

2) 활하중 반력 (충격 미포함)

① KL2012

■ 단선 : R₁ = 1799.337 kN

■ 복선 : R₂ = 3598.675 kN

■ x = 3.000 m

다. 부력

$$V_w = 7.800 \times (184.439 - 190.939) \times 10.900 \times \gamma_w = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_w = V_w \times (7.800 / 2) = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

라. 상재하중

1) 상재 고정하중

$$V_d = 15.0 \times (3.800 + 0.500) \times 10.900 = 703.050 \text{ kN}$$

$$X_c = 7.800 - (3.800 + 0.500) / 2 = 5.650 \text{ m}$$

$$Y_c = 1.800 + 4.700 + 3.000 = 9.500 \text{ m}$$

$$M_{Vd} = V_d \times X_c = 3972.233 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_d = V_d \times 0.249 = 174.767 \text{ kN}$$

$$M_{Hd} = H_d \times Y_c = 1660.284 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상재 활하중

KL2012

■ 단선재하시 (열차하중)

$$q_l = (220.0 / 3.00 + 80.00) \times (10.900 / 2) = 28.135 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{ql} = 28.135 \times (3.800 + 0.500) \times 5.450 = 659.333 \text{ kN}$$

$$M_{ql} = V_{ql} \times X_c = 3725.233 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 복선재하시 (열차하중)

$$q_l = (220.0 / 3.00 + 80.00) \times (10.900 / 2) = 28.135 \text{ kN/m}^2$$

$$V_{ql} = 28.135 \times (3.800 + 0.500) \times 10.900 = 1318.667 \text{ kN}$$

$$M_{ql} = V_{ql} \times X_c = 7450.467 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

마. 슈에 작용하는 수평하중

1) 제동하중 및 시동하중

㉠ 고정측 :	$T - 1/2 \cdot \mu_m \cdot R_m$	(단 T_f 는 1/2 T 이상)
㉡ 가동측 :	$\mu_m \cdot R_m$	(단 T_m 은 1/2 T 이하)

적용!!

여기서 T : 교형으로부터 발생하는 전 수평력

R_m : 교각에 작용하는 연직 반력

μ_m : 받침의 마찰계수 (0.150)

KL2012

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

$$T = 20 \times 25.000 = 500.000 \text{ kN} \leq 6000.000$$

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

$$T = 33 \times 25.000 = 825.000 \text{ kN} \leq 1000.000$$

㉢ 가동단에 작용하는 수평력

$$R_m \text{ (지점 반력)} = 4822.7 + 3598.675 = 8421.375 \text{ kN}$$

$$T_m \text{ (가동단수평력)} = 0.15 \times 8,421.375$$

$$= 1263.206 > 662.500 \text{ (= } T/2 \text{)}$$

$$T_{mb} \text{ (설계수평력)} = 662.500 \text{ kN (} T_m \text{은 } T/2 \text{ 이하)} = 662.500 \text{ kN}$$

2) 장대레일 종하중

$$T = 4 \times 3 \times 25.000 = 300.000 \text{ kN}$$

■ 가동단에 작용하는 수평력

$$R_m \text{ (지점 반력)} = 4822.7 = 4822.700 \text{ kN}$$

$$T_m \text{ (가동단수평력)} = 0.15 \times 4,822.700 = 723.405 \geq 150.000 \text{ (= T/2)}$$

$$T_{mb} \text{ (설계수평력)} = 150.000 \text{ kN} \quad (T_m \text{은 } T/2 \text{ 이하}) = 150.000 \text{ kN}$$

바. 토압 (지진시 활하중 L=배면과재 등분포하중)

1) KL2012

$$- q_d = 15.000 \text{ kN/m}^2$$

$$- q_l = 28.135 \text{ kN/m}^2$$

① 상시 토압

① 상재하중에 의한 토압

$$Pa_{1d} = K_A \times q_d \times H \times L = 386.113 \text{ kN}$$

$$Pa_{1l} = K_A \times q_l \times H \times L = 724.207 \text{ kN}$$

$$y_1 = H / 2 = 4.750 \text{ m}$$

② 토압

$$h_1 = 9.500 \text{ m} \quad (\text{지하수면 이상})$$

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

- 지하수면 이상

$$Pa_2 = 1/2 \times K_A \times \gamma_t \times h_1^2 \times L = 2445.379 \text{ kN}$$

$$y_2 = h_1 / 3 + h_2 = 3.167 \text{ m}$$

- 지하수면 이하

$$Pa_3 = K_A \times \gamma_t \times h_1 \times h_2 \times L = 0.000 \text{ kN}$$

$$y_3 = h_2 / 2 = 0.000 \text{ m}$$

$$Pa_4 = 1/2 \times K_A \times \gamma_s \times h_2^2 \times L = 0.000 \text{ kN}$$

$$y_4 = h_2 / 3 = 0.000 \text{ m}$$

② 지진시 토압

① 상재하중에 의한 토압

$$Pa_{ed} = K_{AE} \times q_d \times H \times L = 463.544 \text{ kN}$$

$$ye_1 = H / 2 = 4.750 \text{ m}$$

② 토압

$$Pa_{e2} = 1/2 \times K_{AE} \times (1-K_v) \times \gamma_1 \times H^2 \times L = 2935.779 \text{ kN}$$

$$ye_2 = H / 2 = 4.750 \text{ m}$$

사. 온도하중

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

㉑ 상부고정하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$T_{s1} = 1038.51 \times 0.150 = 155.777 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 914.01 \times 0.150 = 137.102 \text{ kN}$$

$$T_{s3} = 917.66 \times 0.150 = 137.649 \text{ kN}$$

$$T_{s4} = 914.01 \times 0.150 = 137.102 \text{ kN}$$

$$T_{s5} = 1038.51 \times 0.150 = 155.777 \text{ kN}$$

$$\blacktriangleright \Sigma T_u \text{ (복선재하시)} = 723.405 \text{ kN}$$

아. 지진하중

㉒ 지진 관성력

$$T_e = 4822.7 \times 2.00 \times 0.185 = 1782.470 \text{ kN}$$

- 가동단에 작용하는 수평력

$$R_m \text{ (지점 반력)} = 4822.7 = 4822.700 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T_{em} \text{ (가동단수평력)} &= 0.15 \times 4,822.700 \\ &= 723.405 < 891.235 \quad (= T/2) \end{aligned}$$

$$T_{emb} \text{ (설계수평력)} = 723.405 \text{ kN} \quad (T_m \text{은 } T/2 \text{ 이하}) = 723.405 \text{ kN}$$

㉓ 내진계산서

구분		교 축	교 직
교 대	①	0.000	189.010
	②	0.000	286.450
	③	0.000	322.640
	④	0.000	286.550
	⑤	0.000	189.070
	⑥	0.000	0.000
	⑦	0.000	0.000
	⑧	0.000	0.000

4. 안정 검토

4-1. KL2012하중 재하시

- 하 중 조 합 (고정하중에는 부력을 포함하며, 장대레일종하중은 고려하지 않는다.) "철도설계기준(2011), p11-17"

고정하중 + 토압

고정하중(상부하중 제외) + 상재활하중(10kN/m²) + 토압

고정하중 + 토압 + 열차하중

고정하중 + 토압 + 열차하중 + 시동 또는 제동하중

고정하중 + 토압 + 열차하중 + 온도하중

고정하중 + 토압 + 지진하중

가. LOAD CASE 1 = 고정하중 + 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	6409.200	-	23128.399	-	-	-
	배 면 토	7194.000	-	38531.064	-	-	-
	부 력	0.000	3.900	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	386.113	4.750	1834.034
	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2445.379	-	7743.701
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		19128.950		80099.796	2831.492		9577.735

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (80099.796 - 9577.735) / 19128.950 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.213 \text{ m} \\
 M_o &= 19128.950 \times 0.213 = 4080.844 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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

구 분		연 직 력 및 모 멘 트			수 평 력 및 모 멘 트		
		V	X	M _v	H	Y	M _h
자 중	교 대	6409.200	-	23128.399	-	-	-
	배 면 토	7194.000	-	38531.064	-	-	-
	부 력	0.000	3.900	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	-	-	-	-	-	-
	활 하 중	468.700	5.650	2648.155	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	-	-	-
	PL	-	-	-	257.408	4.750	1222.690
토 압		-	-	-	2445.379	-	7743.701
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		14071.900		64307.618	2702.788		8966.390

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (64307.618 - 8966.390) / 14071.900 - 7.800 / 2 \\
 &= 0.033 \text{ m} \\
 M_o &= 14071.900 \times 0.033 = 460.818 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	6409.200	-	23128.399	-	-	-
	배 면 토	7194.000	-	38531.064	-	-	-
	부 력	0.000	3.900	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	3598.675	3.000	10796.025	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	1318.667	5.650	7450.467	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	386.113	4.750	1834.034
	PL	-	-	-	724.207	4.750	3439.983
토 압		-	-	-	2445.379	-	7743.701
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		24046.292		98346.287	3555.699		13017.718

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (98346.287 - 13017.718) / 24046.292 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.351 \text{ m} \\
 M_o &= 24046.292 \times 0.351 = 8451.968 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	6409.200	-	23128.399	-	-	-
	배 면 토	7194.000	-	38531.064	-	-	-
	부 력	0.000	3.900	0.000	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	3598.675	3.000	10796.025	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	1318.667	5.650	7450.467	-	-	-
상 재 토 압	PD	-	-	-	386.113	4.750	1834.034
	PL	-	-	-	724.207	4.750	3439.983
토 압		-	-	-	2445.379	-	7743.701
시동 또는 제동 하중		-	-	-	662.500	6.900	4571.250
합 계		24046.292		98346.287	4218.199		17588.968

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (98346.287 - 17588.968) / 24046.292 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.542 \text{ m} \\
 M_o &= 24046.292 \times 0.542 = 13023.218 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	6409.200	-	23128.399	-	-	-
	배 면 토	7194.000	-	38531.064	-	-	-
	부 력	0.000	3.900	0.000	-	-	-
상 부	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
하 중	활 하 중	3598.675	3.000	10796.025	-	-	-
상 재	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
하 중	활 하 중	1318.667	5.650	7450.467	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	386.113	4.750	1834.034
토 압	PL	-	-	-	724.207	4.750	3439.983
토 압		-	-	-	2445.379	-	3439.983
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
온 도		-	-	-	723.405	6.900	4991.495
합 계		24046.292		98346.287	4279.104		13705.495

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (98346.287 - 13705.495) / 24046.292 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.380 \text{ m} \\
 M_o &= 24046.292 \times 0.380 = 9139.745 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

바. LOAD CASE 6 = 고정하중 + 토압 + 지진하중

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	6409.200	-	23128.399	592.210	-	1474.233
	배 면 토	7194.000	-	38531.064	664.726	-	3330.054
	부 력	0.000	-	0.000	-	-	-
상 부	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	723.405	6.900	4991.495
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	고정하중	703.050	-	3972.233	174.767	9.500	1660.284
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	PD	-	-	-	463.544	4.750	2201.834
토 압	PL	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2935.779	4.750	13944.950
시동 또는 제동 하중		-	-	-	-	-	-
합 계		19128.950		80099.796	5554.430		27602.849

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (80099.796 - 27602.849) / 19128.950 - 7.800 / 2 \\
 &= -1.156 \text{ m} \\
 M_o &= 19128.950 \times 1.156 = 22105.958 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

사. 하중 집계

구 분	수직력	수평력	모멘트	e(편심거리)	비 고
LOAD CASE 1	19128.950	2831.492	4080.844	-0.213	
LOAD CASE 2	14071.900	2702.788	460.818	0.033	
LOAD CASE 3	24046.292	3555.699	8451.968	-0.351	축력최대
LOAD CASE 4	24046.292	4218.199	13023.218	-0.542	모멘트최대
LOAD CASE 5	24046.292	4279.104	9139.745	-0.380	
LOAD CASE 6	19128.950	5554.430	22105.958	-1.156	지진시

4-2 허용 지지력에 대한검토 (Terzaghi식)

"철도교 설계기준(2004) P.540"

- 교 축 방 향

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

$$N = 50 \text{ [기초지반은 지질주상도 참조]}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \cdot B/L = 1.000 + 0.300 \times 7.800 / 10.900 = 1.215$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 \cdot B/L = 0.500 - 0.100 \times 7.800 / 10.900 = 0.428$$

$$C = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 10.000 \times 3.500 = 35.000 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi' = 15 + \sqrt{15 \cdot N} = 42^\circ \leq 45^\circ$$

$$\therefore 42^\circ \text{ (적용)}$$

$$\text{지지력계수 : } N_c = 119.670$$

$$N_r = 165.690$$

$$N_q = 108.750$$

A. 상 시

축력최대

평상시 최대지반반력 -	1000	kN/m ²	기초 지반 종류 -	연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭 } B' = B - 2eb = 7.800 - 2 \times -0.351 = 8.503 \text{ m}$$

$$L' = L - 2el = 10.900 - 2 \times 0.000 = 10.900 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적 } A' = B' \times L' = 8.503 \times 10.900 = 92.682 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 92.682 \times (0 + 0.428 \times 10.000 \times 8.503 \times 165.690 + 35.000 \times 108.750)$$

$$= 912214.34 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 3 = 912214.34 / 3 = 304071.45 \text{ kN}$$

$$q_a = Q_a / A' = 304071.45 / 92.682 = 3280.789 \text{ kN/m}^2$$

$$q = \Sigma V / (B \cdot L) \cdot [1 \pm (6 \cdot e) / B]$$

$$= 24046.292 / (7.800 \times 10.900) \times [1 \pm (6 \times -0.351 / 7.800)]$$

$$q_{\max} = 206.361 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 359.301 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 1000.000 \text{ kN/m}^2 > q_{\max} = 359.301 \text{ kN/m}^2$$

-0.K-

(지지력 상한값 적용)

모멘트최대

평상시 최대지반반력 -	1000	kN/m ²	기초 지반 종류 -	연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2eb = 7.800 - 2 \times -0.542 = 8.883 \text{ m}$$

$$L' = L - 2el = 10.900 - 2 \times 0.000 = 10.900 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 8.883 \times 10.900 = 96.827 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$\begin{aligned} Q_u &= 96.827 \times (0 + 0.428 \times 10.000 \times 8.883 \times 165.690 + 35.000 \times 108.750) \\ &= 979136.87 \text{ kN} \end{aligned}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 3 = 979136.87 / 3 = 326378.96 \text{ kN}$$

$$q_a = Q_a / A' = 326378.96 / 96.827 = 3370.755 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q &= \Sigma V / (B \cdot L) \cdot [1 \pm (6 \cdot e) / B] \\ &= 24046.292 / (7.800 \times 10.900) \times [1 \pm (6 \times -0.542 / 7.800)] \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 165.002 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 400.660 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 1000.000 \text{ kN/m}^2 > q_{\max} = 400.660 \text{ kN/m}^2 \quad -0.K-$$

(지지력 상한값 적용)

B. 지진시

지진시 최대지반반력 -	1333.333	kN/m ²	기초 지반 종류 -	연암

기초의 유효재하면적 (2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2eb = 7.800 - 2 \times -1.156 = 10.111 \text{ m}$$

$$L' = L - 2el = 10.900 - 2 \times 0.000 = 10.900 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 10.111 \times 10.900 = 110.213 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$\begin{aligned} Q_u &= 110.213 \times (0 + 0.428 \times 10.000 \times 10.111 \times 165.690 + 35.000 \times 108.750) \\ &= 1210582.65 \text{ kN} \end{aligned}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 1210582.65 / 2 = 605291.33 \text{ kN}$$

$$q_a = Q_a / A' = 605291.33 / 110.213 = 5492.029 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q &= \Sigma V / (B \cdot L) \cdot [1 \pm (6 \cdot e) / B] \\ &= 19128.950 / (7.800 \times 10.900) \times [1 \pm (6 \times -1.156 / 7.800)] \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 24.987 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 425.000 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 1333.333 \text{ kN/m}^2 > q_{\max} = 425.000 \text{ kN/m}^2 \quad -0.K-$$

(지지력 상한값 적용)

4-3 전도에 대한 검토 (철도교 설계기준 P.537)

하중의 편심거리가 평상시에는 저면의 중심으로부터 저면폭의 1/6 이내,
지진시에는 저면폭의 1/3 이내에 있어야 한다.

- 교 축 방 향

A. 축력최대인 경우 (상시)

$$\begin{aligned} b/6 &= 7.800 / 6 = 1.300 \text{ m} \\ e &= 0.351 \text{ m} < b/6 = 1.300 \text{ m} \end{aligned} \quad -0.K-$$

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

$$\begin{aligned} b/6 &= 7.800 / 6 = 1.300 \text{ m} \\ e &= 0.542 \text{ m} < b/6 = 1.300 \text{ m} \end{aligned} \quad -0.K-$$

C. 지진시

$$\begin{aligned} b/6 &= 7.800 / 3 = 2.600 \text{ m} \\ e &= 1.156 \text{ m} < b/3 = 2.600 \text{ m} \end{aligned} \quad -0.K-$$

4-4 활동에 대한 검토 (철도교 설계기준 P.549)

기초저면에 작용하는 수평하중에 대해서 저면지반에 대한 안전율은 상시 1.5
지진시 1.2 이상으로 한다.

$$H_u = C_b * A' + V * \tan \phi_b$$

C_b : 기초저면과 지반과의 부착력

A' : 유효재하면적

V : 연직하중 (부력을 뺀값)

ϕ_b : 기초저면과 지반과의 마찰각

- 교축방향

A. 축력최대인 경우 (상시)

$$\begin{aligned} H_u &= 24046.292 \times 0.532 = 12785.640 \text{ kN} \\ H_u/H &= 12785.640 / 3555.699 = 3.596 > 1.5 \end{aligned} \quad -0.K-$$

B. 모멘트최대인 경우 (상시)

$$\begin{aligned} H_u &= 24046.292 \times 0.532 = 12785.640 \text{ kN} \\ H_u/H &= 12785.640 / 4218.199 = 3.031 > 1.5 \end{aligned} \quad -0.K-$$

C. 지진시

$$\begin{aligned} H_u &= 19128.950 \times 0.532 = 10171.043 \text{ kN} \\ H_u/H &= 10171.043 / 5554.430 = 2.381 > 1.2 \end{aligned} \quad -0.K-$$

5. 벽 체 단 면 설 계

5.1 하중조합

LOAD CASE 1 =	1.35고정하중+1.6토압
LOAD CASE 2 =	1.35고정하중+1.6토압+1.4장대레일중하중
LOAD CASE 3 =	1.35고정하중+1.6토압+1.4복선열차하중(충격미포함)+1.4(시동+제동)+1.4장대레일중하중
LOAD CASE 4 =	1.35고정하중+1.6토압+1.4복선열차하중(충격미포함)+온도하중
LOAD CASE 5 =	1.35고정하중+1.6토압+1.85복선열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 6 =	1.6고정하중+1.6토압+1.6복선열차하중(충격미포함)
LOAD CASE 7 =	1.0고정하중+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	16.350	24.500	400.575	0.250	100.144	37.013	1.500	55.520
	⑥	0.000	24.500	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000
	⑦	0.000	24.500	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000
	계	16.350		400.575	-	100.144	37.013	-	55.520
B-B (벽체)	①	16.350	24.500	400.575	0.250	100.144	37.013	3.850	142.501
	②	46.107	24.500	1129.622	0.900	1016.659	104.377	1.175	122.643
	⑥	0.000	24.500	0.000	0.000	0.000	0.000	5.350	0.000
	⑦	0.000	24.500	0.000	0.000	0.000	0.000	5.350	0.000
	계	62.457		1530.197	-	1116.803	141.390	-	265.144
C-C (벽체)	①	16.350	24.500	400.575	0.250	100.144	37.013	6.200	229.481
	②	92.214	24.500	2259.243	0.900	2033.319	208.754	2.350	490.572
	⑥	0.000	24.500	0.000	0.000	0.000	0.000	7.700	0.000
	⑦	0.000	24.500	0.000	0.000	0.000	0.000	7.700	0.000
	계	108.564		2659.818	-	2133.462	245.767	-	720.053

2) 상 재 하 중

■ KL2012

① 홍벽이 받는 토압 (단면 A-A)

① 상재 고정하중

$$P_{dv} = 15.000 \times 0.500 \times 10.900 = 81.750 \text{ kN}$$

② 상재 활하중

$$P_{lv} = 28.135 \times 0.500 \times 10.900 = 153.333 \text{ kN}$$

② 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

① 상재 고정하중

$$P_{dv} = 15.000 \times 0.500 \times 10.900 = 81.750 \text{ kN}$$

② 상재 활하중

$$P_{lv} = 28.135 \times 0.500 \times 10.900 = 153.333 \text{ kN}$$

③ 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

① 상재 고정하중

$$P_{dv} = 15.000 \times 0.500 \times 10.900 = 81.750 \text{ kN}$$

② 상재 활하중

$$P_{lv} = 28.135 \times 0.500 \times 10.900 = 153.333 \text{ kN}$$

3) 상 시 토 압

■ KL2012

① 상재하중에 의한 토압

㉠ 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}
 \text{사하중에 의한 토압: } P_d &= 0.230 \times 15.000 \times 3 \times 10.900 = 112.983 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력: } P_{dh} &= 112.983 \times \cos \delta = 110.376 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력: } P_{dv} &= 112.983 \times \sin \delta = 24.133 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압: } P_l &= 0.230 \times 28.135 \times 3 \times 10.900 = 211.916 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력: } P_{lh} &= 211.916 \times \cos \delta = 207.025 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력: } P_{lv} &= 211.916 \times \sin \delta = 45.265 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점: } y &= 3 / 2 = 1.500 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉡ 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{사하중에 의한 토압: } P_d &= 0.230 \times 15.000 \times 2.350 \times 10.900 = 88.504 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력: } P_{dh} &= 88.504 \times \cos (\delta+\theta) = 86.461 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력: } P_{dv} &= 88.504 \times \sin (\delta+\theta) = 18.904 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압: } P_l &= 0.230 \times 28.135 \times 2.350 \times 10.900 = 166.000 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력: } P_{lh} &= 166 \times \cos (\delta+\theta) = 162.169 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력: } P_{lv} &= 166 \times \sin (\delta+\theta) = 35.457 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점: } y &= 2.35 / 2 = 1.175 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉢ 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}
 \text{사하중에 의한 토압: } P_d &= 0.230 \times 15.000 \times 4.700 \times 10.900 = 177.007 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력: } P_{dh} &= 177.007 \times \cos (\delta+\theta) = 172.922 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력: } P_{dv} &= 177.007 \times \sin (\delta+\theta) = 37.808 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압: } P_l &= 0.230 \times 28.135 \times 4.700 \times 10.900 = 332.001 \text{ kN} \\
 \text{수 평 분 력: } P_{lh} &= 332.001 \times \cos (\delta+\theta) = 324.339 \text{ kN} \\
 \text{수 직 분 력: } P_{lv} &= 332.001 \times \sin (\delta+\theta) = 70.915 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점: } y &= 4.7 / 2 = 2.350 \text{ m}
 \end{aligned}$$

② 배면토에 의한 토압

㉠ 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}
 \text{토 압 력: } P &= 1/2 \times 0.230 \times 20.0 \times 3^2 \times 10.900 = 225.966 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_h &= 225.966 \times \cos \delta = 220.751 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_v &= 225.966 \times \sin \delta = 48.266 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점: } y &= 3 / 3 = 1.000 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉡ 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{토압 강도: } P_1 &= 0.230 \times 20.0 \times 3 = 13.821 \text{ kN} \\
 P_2 &= 13.821 + 0.230 \times 20.0 \times 2.350 = 24.647 \text{ kN} \\
 \text{토 압 력: } P &= 1/2 \times (13.821 + 24.647) \times 2.350 \times 10.900 = 492.670 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_h &= 492.670 \times \cos (\delta+\theta) = 481.299 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_v &= 492.670 \times \sin (\delta+\theta) = 105.234 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점: } y &= 2.350 \times (2P_1+P_2)/3/(P_1+P_2) = 1.065 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉢ 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}
 \text{토압 강도: } P_1 &= 0.230 \times 20.0 \times 3 = 13.821 \text{ kN} \\
 P_2 &= 13.821 + 0.230 \times 20.0 \times 4.700 = 35.473 \text{ kN} \\
 \text{토 압 력: } P &= 1/2 \times (13.821 + 35.473) \times 4.700 \times 10.900 = 1262.650 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_h &= 1262.650 \times \cos (\delta+\theta) = 1233.510 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_v &= 1262.650 \times \sin (\delta+\theta) = 269.701 \text{ kN} \\
 \text{작 용 점: } y &= 4.700 \times (2P_1+P_2)/3/(P_1+P_2) = 2.006 \text{ m}
 \end{aligned}$$

4) 지진 시 토압

■ KL2012

① 상재하중에 의한 토압

㉠ 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}
 \text{사하중에 의한 토압: } P_d &= 0.298 \times 15.000 \times 3 \times 10.900 = 146.382 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_{dh} &= 146.382 \times \cos \delta = 146.382 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_{dv} &= 146.382 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압: } P_l &= 0.298 \times 28.135 \times 3 \times 10.900 = 274.560 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_{lh} &= 274.560 \times \cos \delta = 274.560 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_{lv} &= 274.560 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작용 점: } y &= 3.000 / 2 = 1.500 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉡ 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{사하중에 의한 토압: } P_d &= 0.298 \times 15.000 \times 2.350 \times 10.900 = 114.666 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_{dh} &= 114.666 \times \cos (\delta + \beta) = 114.666 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_{dv} &= 114.666 \times \sin (\delta + \beta) = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압: } P_l &= 0.298 \times 28.135 \times 2.350 \times 10.900 = 215.072 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_{lh} &= 215.072 \times \cos (\delta + \beta) = 215.072 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_{lv} &= 215.072 \times \sin (\delta + \beta) = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작용 점: } y &= 2.350 / 2 = 1.175 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉢ 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}
 \text{사하중에 의한 토압: } P_d &= 0.298 \times 15.000 \times 4.700 \times 10.900 = 229.332 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_{dh} &= 229.332 \times \cos (\delta + \beta) = 229.332 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_{dv} &= 229.332 \times \sin (\delta + \beta) = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{활하중에 의한 토압: } P_l &= 0.298 \times 28.135 \times 4.700 \times 10.900 = 430.144 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_{lh} &= 430.144 \times \cos (\delta + \beta) = 430.144 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_{lv} &= 430.144 \times \sin (\delta + \beta) = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작용 점: } y &= 4.700 / 2 = 2.350 \text{ m}
 \end{aligned}$$

② 배면토에 의한 토압

㉠ 흙벽이 받는 토압 (단면 A-A)

$$\begin{aligned}
 \text{토압력: } P &= 1/2 \times 0.298 \times 20.0 \times 3^2 \times 10.900 = 292.765 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_h &= 292.765 \times \cos \delta = 292.765 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_v &= 292.765 \times \sin \delta = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작용 점: } y &= 3 / 2 = 1.500 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉡ 벽체가 받는 토압 (단면 B-B)

$$\begin{aligned}
 \text{토압 강도: } P_1 &= 0.298 \times 20.0 \times 3 = 17.906 \text{ kN} \\
 P_2 &= 17.906 + 0.298 \times 20.0 \times 2.350 = 31.933 \text{ kN} \\
 \text{토압력: } P &= 1/2 \times (17.906 + 31.933) \times 2.350 \times 10.900 = 638.308 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_h &= 638.308 \times \cos (\delta + \beta) = 638.308 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_v &= 638.308 \times \sin (\delta + \beta) = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작용 점: } y &= 2.350 / 2 = 1.175 \text{ m}
 \end{aligned}$$

㉢ 벽체가 받는 토압 (단면 C-C)

$$\begin{aligned}
 \text{토압 강도: } P_1 &= 0.298 \times 20.0 \times 3 = 17.906 \text{ kN} \\
 P_2 &= 17.906 + 0.298 \times 20.0 \times 4.700 = 45.959 \text{ kN} \\
 \text{토압력: } P &= 1/2 \times (17.906 + 45.959) \times 4.700 \times 10.900 = 1635.904 \text{ kN} \\
 \text{수평 분력: } P_h &= 1635.904 \times \cos (\delta + \beta) = 1635.904 \text{ kN} \\
 \text{수직 분력: } P_v &= 1635.904 \times \sin (\delta + \beta) = 0.000 \text{ kN} \\
 \text{작용 점: } y &= 4.700 / 2 = 2.350 \text{ m}
 \end{aligned}$$

나. 하중조합 (KL2012)

1) LOAD CASE 1 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압

단면	하 중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
			V	x	M _v	V	M _v	H	y	M _h	H	M _h
홍 벽 단면 A-A	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
	상 재 토 압	1.6	24.133	0.000	0.000	38.613	0.000	110.376	1.500	165.564	176.601	264.902
	배 면 토 압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	1.000	220.751	353.202	353.202
	계		ΣV = 554.724		120.581	766.978	162.785	ΣH = 331.127		386.315	529.804	618.104
벽 체 단면 B-B	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	1129.622	0.900	1016.659	1524.989	1372.490	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	6510.645	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	홍 벽	1.6	24.133	0.000	0.000	38.613	0.000	110.376	3.850	424.947	176.601
		벽 체	1.6	18.904	0.000	0.000	30.247	0.000	86.461	1.175	101.592	138.338
	배면 토압	홍 벽	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	3.350	739.517	353.202
		벽 체	1.6	105.234	0.000	0.000	168.374	0.000	481.299	1.065	512.473	819.958
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 6631.184		5959.941	9001.232	8045.920	ΣH = 898.888		1778.529	1438.220	2845.647
벽 체 단면 C-C	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②	1.35	2259.243	0.900	2033.319	3049.978	2744.980	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	6510.645	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	홍 벽	1.6	24.133	0.000	0.000	38.613	0.000	110.376	6.200	684.330	176.601
		벽 체	1.6	37.808	0.000	0.000	60.494	0.000	172.922	2.350	406.367	276.675
	배면 토압	홍 벽	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	5.700	1258.283	353.202
		벽 체	1.6	269.701	0.000	0.000	431.521	0.000	1233.510	2.006	2474.321	1973.616
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 7944.18		6976.600	10819.615	9418.410	ΣH = 1737.559		4823.301	2780.095	7717.281

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

단면	하 중	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
홍 벽 단면 A-A	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
	상 재 토 압	1.6	24.133	0.000	0.000	38.613	0.000	110.376	1.500	165.564	176.601	264.902
	배 면 토 압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	1.000	220.751	353.202	353.202
	계		ΣV = 554.724		120.581	766.978	162.785	ΣH = 331.127		386.315	529.804	618.104
벽 체 양 단면 B-B	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	1129.622	0.900	1016.659	1524.989	1372.490	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	6510.645	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	충 격	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재	홍 벽	1.6	24.133	0.000	0.000	38.613	0.000	110.376	3.850	424.947	176.601
	토압	벽 체	1.6	18.904	0.000	0.000	30.247	0.000	86.461	1.175	101.592	138.338
	배면	홍 벽	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	3.350	739.517	353.202
	토압	벽 체	1.6	105.234	0.000	0.000	168.374	0.000	481.299	1.065	512.473	770.079
벽 체 양 단면 C-C	장대레일중하중	1.4	-	-	-	-	-	150.000	2.750	412.500	210.000	577.500
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 6631.184		5959.941	9001.232	8045.920	ΣH = 1048.888		2191.029	1648.220	3423.147
	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-
		②	1.35	2259.243	0.900	2033.319	3049.978	2744.980	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	6510.645	-	-	-	-
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	충 격	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재	홍 벽	1.6	24.133	0.000	0.000	38.613	0.000	110.376	6.200	684.330	176.601
	토압	벽 체	1.6	37.808	0.000	0.000	60.494	0.000	172.922	2.350	406.367	276.675
	배면	홍 벽	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	5.700	1258.283	353.202
	토압	벽 체	1.6	269.701	0.000	0.000	431.521	0.000	1233.510	2.006	2474.321	1973.616
벽 체 양 단면 C-C	장대레일중하중	1.4	-	-	-	-	-	150.000	5.100	765.000	210.000	1071.000
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 7944.18		6976.600	10819.615	9418.410	ΣH = 1887.559		5588.301	2990.095	8788.281

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

단면	하 중	하중 계수	연직력과 모멘트(사용하중)			연직력과 모멘트		수평력과 모멘트(사용하중)			수평력과 모멘트	
			V	x	M _v	V	M _v	H	y	M _h	H	M _h
홍 벽 단면 A-A	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.4	153.333	0.250	38.333	214.667	53.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
	상 재 토 압	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	0.000	317.401	1.500	476.101	507.841	761.761
	배 면 토 압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	1.000	220.751	353.202	353.202
	계		ΣV = 753.322		158.915	1054.068	216.451	ΣH = 538.152		696.852	861.043	1114.964
벽 체 양 단면 B-B	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.4	153.333	0.250	38.333	214.667	53.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	1129.622	0.900	1016.659	1524.989	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3598.675	1.000	3598.675	5038.145	-	-	-	-	-
	충 격	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	0.000	317.401	3.850	1221.992	507.841	1955.187
	배면 토압	1.6	54.362	0.000	0.000	86.979	0.000	248.630	1.175	292.141	397.809	467.425
	홍 벽 토압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	3.350	739.517	353.202	1183.228
	벽 체 토압	1.6	105.234	0.000	0.000	168.374	0.000	481.299	1.065	512.473	770.079	819.958
벽 체 양 단면 C-C	장대레일종하중	1.4	-	-	-	-	-	150.000	2.750	412.500	210.000	577.500
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	662.500	2.750	1821.875	927.500	2550.625
	계		ΣV = 10463.91		9596.949	14383.199	13137.731	ΣH = 2080.582		5000.499	3166.431	7553.923
	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.4	153.333	0.250	38.333	214.667	53.667	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②	1.35	2259.243	0.900	2033.319	3049.978	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3598.675	1.000	3598.675	5038.145	-	-	-	-	-
	충 격	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 토압	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	0.000	317.401	6.200	1967.883	507.841	3148.613
	배면 토압	1.6	108.723	0.000	0.000	173.958	0.000	497.261	2.350	1168.563	795.617	1869.701
	홍 벽 토압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	5.700	1258.283	353.202	2013.253
	벽 체 토압	1.6	269.701	0.000	0.000	431.521	0.000	1233.510	2.006	2474.321	1973.616	3958.914
	장대레일종하중	1.4	-	-	-	-	-	150.000	5.100	765.000	210.000	1071.000
	제동+시동하중	1.4	-	-	-	-	-	662.500	5.100	3378.750	927.500	4730.250
	계		ΣV = 11812.36		10613.608	16258.314	14510.221	ΣH = 3081.423		11012.801	4767.777	16791.732

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

단면	하 중	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	
흙 벽 단면 A-A	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-	
	상 재 활 하 중	1.4	153.333	0.250	38.333	214.667	53.667	-	-	-	-	-	
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
	상 재 토 압	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	0.000	317.401	1.500	476.101	507.841	761.761	
	배 면 토 압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	1.000	220.751	353.202	353.202	
계		ΣV = 753.322		158.915	1054.068	216.451	ΣH = 538.152		696.852	861.043	1114.964		
벽 체 중 앙 단면 B-B	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-	
	상 재 활 하 중	1.4	153.333	0.250	38.333	214.667	53.667	-	-	-	-	-	
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.35	1129.622	0.900	1016.659	1524.989	1372.490	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	6510.645	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3598.675	1.000	3598.675	5038.145	5038.145	-	-	-	-	-
	충 격		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	상재 토압	흙 벽	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	0.000	317.401	3.850	1221.992	507.841	1955.187
		벽 체	1.6	54.362	0.000	0.000	86.979	0.000	248.630	1.175	292.141	397.809	467.425
	배면 토압	흙 벽	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	3.350	739.517	353.202	1183.228
		벽 체	1.6	105.234	0.000	0.000	168.374	0.000	481.299	1.065	512.473	770.079	819.958
	장대레일중하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.35	-	-	-	-	-	723.405	2.750	1989.364	976.597	2685.641
	계		ΣV = 10463.91		9596.949	14383.199	13137.731	ΣH = 1991.487		4755.487	3005.528	7111.439	
벽 체 중 앙 단면 C-C	상재고정하중	1.35	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-	
	상 재 활 하 중	1.4	153.333	0.250	38.333	214.667	53.667	-	-	-	-	-	
	자 중	①	1.35	400.575	0.250	100.144	540.776	135.194	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②	1.35	2259.243	0.900	2033.319	3049.978	2744.980	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.35	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	6510.645	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.4	3598.675	1.000	3598.675	5038.145	5038.145	-	-	-	-	-
	충 격		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	상재 토압	흙 벽	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	0.000	317.401	6.200	1967.883	507.841	3148.613
		벽 체	1.6	108.723	0.000	0.000	173.958	0.000	497.261	2.350	1168.563	795.617	1869.701
	배면 토압	흙 벽	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	5.700	1258.283	353.202	2013.253
		벽 체	1.6	269.701	0.000	0.000	431.521	0.000	1233.510	2.006	2474.321	1973.616	3958.914
	장대레일중하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	온도하중		1.35	-	-	-	-	-	723.405	5.100	3689.366	976.597	4980.643
	계		ΣV = 11812.36		10613.608	16258.314	14510.221	ΣH = 2992.328		10558.417	4606.873	15971.125	

5) LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.9 복선열차(충격미포함)하중

단면	하 중	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
홍 벽 단면 A-A	상재고정하중	1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.9	153.333	0.250	38.333	283.667	70.917	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	400.575	0.250	100.144	540.776	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
	상 재 토 압	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	0.000	317.401	1.500	476.101	507.841	761.761
	배 면 토 압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	1.000	220.751	353.202	353.202
	계		ΣV = 753.322		158.915	1123.068	233.701	ΣH = 538.152		696.852	861.043	1114.964
벽 체 양 단면 B-B	상재고정하중	1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.9	153.333	0.250	38.333	283.667	70.917	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	400.575	0.250	100.144	540.776	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.4	1129.622	0.900	1016.659	1524.989	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	3598.675	1.000	3598.675	6657.549	-	-	-	-	-
	상재 토압	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		홍 벽	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	317.401	3.850	1221.992	507.841	1955.187
		벽 체	1.6	54.362	0.000	0.000	86.979	248.630	1.175	292.141	397.809	467.425
		배면 토압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	220.751	3.350	739.517	353.202	1183.228
		벽 체	1.6	105.234	0.000	0.000	168.374	481.299	1.065	512.473	770.079	819.958
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 10463.91		9596.949	16071.603	14774.385	ΣH = 1268.082		2766.124	2028.931	4425.798
벽 체 양 단면 C-C	상재고정하중	1.4	81.750	0.250	20.438	110.363	27.591	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.9	153.333	0.250	38.333	283.667	70.917	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.4	400.575	0.250	100.144	540.776	-	-	-	-	-
		⑥	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.35	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②	1.4	2259.243	0.900	2033.319	3049.978	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.4	4822.700	1.000	4822.700	6510.645	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.9	3598.675	1.000	3598.675	6657.549	-	-	-	-	-
	상재 토압	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		홍 벽	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	317.401	6.200	1967.883	507.841	3148.613
		벽 체	1.6	108.723	0.000	0.000	173.958	497.261	2.350	1168.563	795.617	1869.701
		배면 토압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	220.751	5.700	1258.283	353.202	2013.253
		벽 체	1.6	269.701	0.000	0.000	431.521	1233.510	2.006	2474.321	1973.616	3958.914
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 11812.36		10613.608	17946.718	16146.875	ΣH = 2268.923		6869.051	3630.277	10990.482

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

단면	하 중	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
홍 벽 단면 A-A	상재고정하중	1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.6	153.333	0.250	38.333	245.333	61.333	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	400.575	0.250	100.144	640.920	-	-	-	-	-
		⑥	1.6	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.6	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
	상 재 토 압	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	0.000	317.401	1.500	476.101	507.841	761.761
	배 면 토 압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	0.000	220.751	1.000	220.751	353.202	353.202
	계		ΣV = 753.322		158.915	1205.316	254.263	ΣH = 538.152		696.852	861.043	1114.964
벽 체 양 단면 B-B	상재고정하중	1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.6	153.333	0.250	38.333	245.333	61.333	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	400.575	0.250	100.144	640.920	-	-	-	-	-
		⑥	1.6	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.6	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②,H/2	1.6	1129.622	0.900	1016.659	1807.394	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	4822.700	1.000	4822.700	7716.320	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	3598.675	1.000	3598.675	5757.880	-	-	-	-	-
	상재 토압	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		홍 벽 체	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	317.401	3.850	1221.992	507.841	1955.187
		벽 체	1.6	54.362	0.000	0.000	86.979	248.630	1.175	292.141	397.809	467.425
		배면 토압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	220.751	3.350	739.517	353.202	1183.228
		벽 체	1.6	105.234	0.000	0.000	168.374	481.299	1.065	512.473	770.079	819.958
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 10463.91		9596.949	16742.263	15355.118	ΣH = 1268.082		2766.124	2028.931	4425.798
벽 체 양 단면 C-C	상재고정하중	1.6	81.750	0.250	20.438	130.800	32.700	-	-	-	-	-
	상 재 활 하 중	1.6	153.333	0.250	38.333	245.333	61.333	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.6	400.575	0.250	100.144	640.920	-	-	-	-	-
		⑥	1.6	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		⑦	1.6	0.000	0.000	0.000	0.000	-	-	-	-	-
		②	1.6	2259.243	0.900	2033.319	3614.789	-	-	-	-	-
	상부 하중	고정하중	1.6	4822.700	1.000	4822.700	7716.320	-	-	-	-	-
		활 하 중	1.6	3598.675	1.000	3598.675	5757.880	-	-	-	-	-
	상재 토압	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		홍 벽	1.6	69.398	0.000	0.000	111.037	317.401	6.200	1967.883	507.841	3148.613
		벽 체	1.6	108.723	0.000	0.000	173.958	497.261	2.350	1168.563	795.617	1869.701
		배면 토압	1.6	48.266	0.000	0.000	77.226	220.751	5.700	1258.283	353.202	2013.253
		벽 체	1.6	269.701	0.000	0.000	431.521	1233.510	2.006	2474.321	1973.616	3958.914
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 11812.36		10613.608	18899.783	16981.773	ΣH = 2268.923		6869.051	3630.277	10990.482

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

단면	하 중	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
홍 벽 단면 A-A	상재고정하중	1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	3.000	22.661	7.554	22.661
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.0	400.575	0.250	100.144	400.575	100.144	37.013	1.500	55.520	37.013
		⑥	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000	0.000	0.000
		⑦	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000	0.000	0.000
	상 재 토 압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	146.382	1.500	219.573	146.382	219.573
	배 면 토 압	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	292.765	1.500	439.147	292.765	439.147
	계		ΣV = 482.325		120.581	482.325	120.581	ΣH = 483.714		736.901	483.714	736.901
벽 체 양 단면 B-B	상재고정하중	1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	5.350	40.412	7.554	40.412
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.0	400.575	0.250	100.144	400.575	100.144	37.013	3.850	142.501	37.013
		⑥	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.350	0.000	0.000	0.000
		⑦	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.350	0.000	0.000	0.000
		②,H/2	1.0	1129.622	0.900	1016.659	1129.622	104.377	1.175	122.643	104.377	122.643
	상부 하중	고정하중	1.0	4822.700	1.000	4822.700	4822.700	723.405	2.750	1989.364	723.405	1989.364
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	충 격	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 홍 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	146.382	3.850	563.572	146.382	563.572
	토압 벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	114.666	1.175	134.733	114.666	134.733
	배면 홍 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	292.765	3.850	1127.144	292.765	1127.144
	토압 벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	638.308	1.175	750.012	638.308	750.012
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 6434.647		5959.941	6434.647	5959.941	ΣH = 2064.470		4870.380	2064.470	4870.380
벽 체 양 단면 C-C	상재고정하중	1.0	81.750	0.250	20.438	81.750	20.438	7.554	7.700	58.163	7.554	58.163
	상 재 활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	자 중	①	1.0	400.575	0.250	100.144	400.575	100.144	37.013	6.200	229.481	37.013
		⑥	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.700	0.000	0.000	0.000
		⑦	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	7.700	0.000	0.000	0.000
		②	1.0	2259.243	0.900	2033.319	2259.243	208.754	2.350	490.572	208.754	490.572
	상부 하중	고정하중	1.0	4822.700	1.000	4822.700	4822.700	723.405	5.100	3689.366	723.405	3689.366
		활 하 중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	충 격	충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		충 격	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	상재 홍 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	146.382	6.200	907.570	146.382	907.570
	토압 벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	229.332	2.350	538.931	229.332	538.931
	배면 홍 벽	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	292.765	6.200	1815.141	292.765	1815.141
	토압 벽 체	1.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1635.904	2.350	3844.374	1635.904	3844.374
	장대레일중하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	제동+시동하중	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	계		ΣV = 7564.27		6976.600	7564.268	6976.600	ΣH = 3281.109		11573.599	3281.109	11573.599

다. 사용 하중 및 계수 하중

$$\sum M = \sum M_v + \sum M_h \quad e = \frac{\sum M}{\sum \gamma V} - \frac{B}{2} \quad M_u = \sum \gamma V \bullet e$$

1) 홍벽 하단 (단면 A-A)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	$\sum V$	$\sum H(S_o)$	$\sum M$	e	M_o	$\sum \gamma V$	$\sum \gamma H(S_o)$	$\sum M$	e	M_u
1	554.724	331.127	506.896	0.664	368.215	766.978	529.804	780.889	0.768	589.144
2	554.724	331.127	506.896	0.664	368.215	766.978	529.804	780.889	0.768	589.144
3	753.322	538.152	855.767	0.886	667.436	1054.068	861.043	1331.415	1.013	1067.898
4	753.322	538.152	855.767	0.886	667.436	1054.068	861.043	1331.415	1.013	1067.898
5	753.322	538.152	855.767	0.886	667.436	1123.068	861.043	1348.665	0.951	1067.898
6	753.322	538.152	855.767	0.886	667.436	1205.316	861.043	1369.227	0.886	1067.898
7	482.325	483.714	857.483	1.528	736.901	482.325	483.714	857.483	1.528	736.901
Max.		538.152			667.436		861.043			1067.898

2) 벽체 중앙 (단면 B-B)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	$\sum V$	$\sum H(S_o)$	$\sum M$	e	M_o	$\sum \gamma V$	$\sum \gamma H(S_o)$	$\sum M$	e	M_u
1	6631.184	898.888	7738.470	0.267	1770.404	9001.232	1438.220	10891.566	0.310	2790.457
2	6631.184	1048.888	8150.970	0.329	2182.904	9001.232	1648.220	11469.066	0.374	3367.957
3	10463.914	2080.582	14597.448	0.495	5179.925	14383.199	3166.431	20691.654	0.539	7746.775
4	10463.914	1991.487	14352.436	0.472	4934.914	14383.199	3005.528	20249.170	0.508	7304.291
5	10463.914	1268.082	12363.073	0.281	2945.550	16071.603	2028.931	19200.183	0.295	4735.740
6	10463.914	1268.082	12363.073	0.281	2945.550	16742.263	2028.931	19780.916	0.281	4712.880
7	6434.647	2064.470	10830.321	0.783	5039.139	6434.647	2064.470	10830.321	0.783	5039.139
Max.		2080.582			5179.925		3166.431			7746.775

3) 벽체 하단 (단면 C-C)

LOAD CASE	사 용 하 중					설 계 하 중				
	$\sum V$	$\sum H(S_o)$	$\sum M$	e	M_o	$\sum \gamma V$	$\sum \gamma H(S_o)$	$\sum M$	e	M_u
1	7944.176	1737.559	11799.901	0.585	4650.142	10819.615	2780.095	17135.691	0.684	7398.038
2	7944.176	1887.559	12564.901	0.682	5415.142	10819.615	2990.095	18206.691	0.783	8469.038
3	11812.364	3081.423	21626.409	0.931	10995.281	16258.314	4767.777	31301.953	1.025	16669.470
4	11812.364	2992.328	21172.025	0.892	10540.897	16258.314	4606.873	30481.346	0.975	15848.864
5	11812.364	2268.923	17482.659	0.580	6851.531	17946.718	3630.277	27137.357	0.612	10985.311
6	11812.364	2268.923	17482.659	0.580	6851.531	18899.783	3630.277	27972.255	0.580	10962.450
7	7564.268	3281.109	18550.199	1.552	11742.357	7564.268	3281.109	18550.199	1.552	11742.357
Max.		3081.423			10995.281		4767.777			16669.470

5.2 벽체 단면력 집계

가. KL2012 하중 재하시

구 분	M_u	S_u	M_o	비 고
홍벽 하단	1067.898	861.043	667.436	
벽체 중앙	7746.775	3166.431	5179.925	
벽체 하단	16669.470	4767.777	10995.281	

나. 적용 하중

구 분	M_u	S_u	M_o	비 고
홍벽 하단	97.972	78.995	61.233	KRL2012/B
벽체 중앙	710.713	290.498	475.222	
벽체 하단	1529.309	437.411	1008.741	

5.3 철근량 산정

1) 홍벽 하단 (단면 A-A) [H = 3 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	500.00	400.00	100.00	97.972	78.995	61.233

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	16	-	8	EA	=	1588.800	mm ²	,	d ₁	=	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂	=	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃	=	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 1588.800 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 2.304 \text{]}$$

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

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

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 689.688 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 9669.84 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 919.58 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

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

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

$$\Phi M_n > M_u \text{ (} = 97.972 \text{ kN} \cdot \text{m) [사용률} = 2.261 \text{] } \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 400.00 / 1000$$

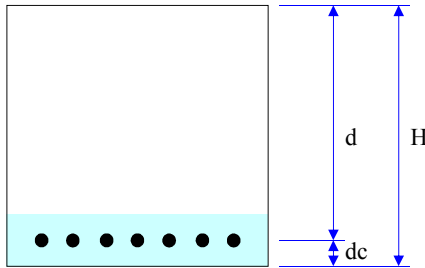
$$= 310.38 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 310.38 > V_u = 78.995 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$f_{ck} =$	30	MPa	$f_y =$	400	MPa
$H =$	500.00	mm	$B =$	1000.00	mm
$d =$	400.00	mm	$d_c =$	100.00	mm
$M_o =$	61.233	kN·m	$A_s =$	1588.800	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 83.857 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 103.590 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 16 / 2 = 92.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 530.209 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 530 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

■ 단면적비(온도 및 건조수축 철근)

$$0.0025 \cdot b \cdot h = 0.0025 \times 1000 \times 500 = 1250.000 \text{ mm}^2$$

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

$$\therefore 1250.000 \text{ mm}^2$$

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

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

2) 벽 체 중 양 (단 면 B-B) [H = 2.35 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	710.713	290.498	475.222

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d ₁	=	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂	=	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃	=	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 4053.600 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 3.472 \text{]}$$

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

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

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 1167.585 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 41096.84 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\text{--- } 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1556.78 \text{ mm}^2$$

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

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

■ 휨에 대한 검토

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

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

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 710.713 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 3.424] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1700.00 / 1000$$

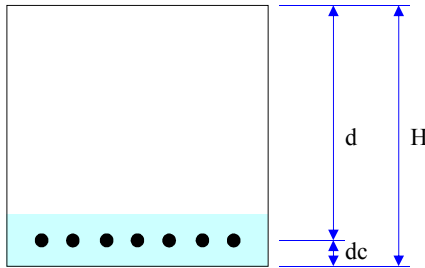
$$= 1319.10 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1319.10 > V_u = 290.498 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$H = 1800.00 \text{ mm} \quad B = 1000.00 \text{ mm}$$

$$d = 1700.00 \text{ mm} \quad d_c = 100.00 \text{ mm}$$

$$M_o = 475.222 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad A_s = 4053.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 283.524 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 73.021 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 859.708 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 860 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

■ 단면적비(온도 및 건조수축 철근)

$$0.0025 \cdot b \cdot h = 0.0025 \times 1000 \times 1800 = 4500.000 \text{ mm}^2$$

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

$$\therefore 1800.000 \text{ mm}^2$$

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

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

3) 벽 체 하 단 (단 면 C-C) [H = 4.7 m지점]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1529.309	437.411	1008.741

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d ₁	=	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂	=	200	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃	=	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 4053.600 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.603 \text{]}$$

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

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

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 2528.364 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 41096.84 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\text{--- } 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3371.15 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

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

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

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 1529.309 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.591 \text{ }] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1700.00 / 1000$$

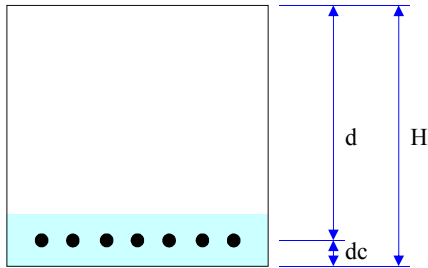
$$= 1319.10 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1319.10 > V_u = 437.411 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$H = 1800.00 \text{ mm} \quad B = 1000.00 \text{ mm}$$

$$d = 1700.00 \text{ mm} \quad d_c = 100.00 \text{ mm}$$

$$M_o = 1008.741 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad A_s = 4053.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 283.524 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 155.000 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 289.316 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 289 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

■ 단면적비(온도 및 건조수축 철근)

$$0.0025 \cdot b \cdot h = 0.0025 \times 1000 \times 1800 = 4500.000 \text{ mm}^2$$

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

$$\therefore 1800.000 \text{ mm}^2$$

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

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

5.4 날개벽 설계

5.4.1 설계하중

- (1) 상재하중

고정하중(q_d) = 15.000 kN/m²

$$\text{활하중}(q_l) = 28.135 \text{ kN/m}^2$$

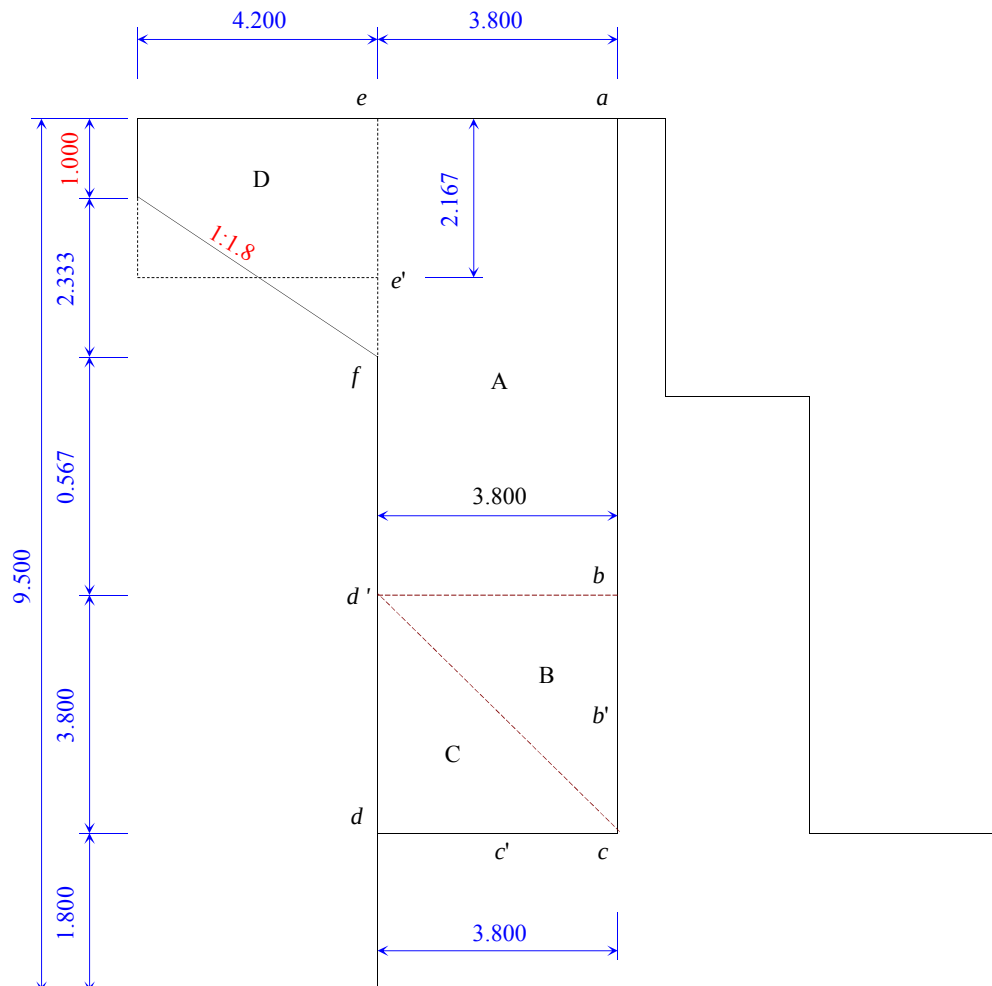
- (2) 정지토압계수

$$K_o = 1 - \sin\Phi = 0.398$$

- (3) 배면토 단위중량 : 20.000 kN/m³

5.4.2 설계단면

날개벽 두께 = 1000 ~ 1000 mm 날개벽 길이 = 8.000 m



5.4.3 단면력 계산

㉠ 하중계수 = 1.60

(1) 벽체단면 D

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= 1.0 \times 0.398 \times 43.135 = 17.176 \text{ kN/m}^2 \\ P_e' &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.167 + P_e = 34.433 \text{ kN/m}^2 \\ V_d &= 1/2 \times (P_e + P_e') \times 2.167 \times 4.200 = 234.854 \text{ kN} \\ M_d &= 1/2 \times V_a \times 4.200 = 493.194 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= 1.6 \times 0.398 \times 43.135 = 27.481 \text{ kN/m}^2 \\ P_e' &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 2.167 + P_e = 55.093 \text{ kN/m}^2 \\ V_d &= 1/2 \times (P_e + P_e') \times 2.167 \times 4.200 = 375.767 \text{ kN} \\ M_d &= 1/2 \times V_a \times 4.200 = 789.111 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(2) 벽체단면 A

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= \\ P_d' &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.900 + P_e = 17.176 \text{ kN/m}^2 \\ V_a &= 1/2 \times (P_e + P_d') \times 3.900 \times 3.800 = 48.234 \text{ kN/m}^2 \\ V_{a \text{ total}} &= V_a + V_d = 484.684 \text{ kN} \\ M_a &= 1/2 \times V_a \times 3.800 + V_d \times 3.800 + M_d = 719.539 \text{ kN} \\ &= 2306.541 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned} P_e &= \\ P_d' &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.900 + P_e = 77.174 \text{ kN/m}^2 \\ V_a &= 1/2 \times (P_e + P_d') \times 3.900 \times 3.800 = 775.495 \text{ kN} \\ V_{a \text{ total}} &= V_a + V_d = 1151.262 \text{ kN} \\ M_a &= 1/2 \times V_a \times 3.800 + V_d \times 3.800 + M_d = 3690.466 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(3) 벽체단면 B

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned} P_b &= 48.234 \text{ kN/m}^2 \\ V_b &= P_b \times 3.800 = 183.289 \text{ kN/m} \\ M_b &= 1/2 \times P_b \times 3.800^2 = 348.249 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned} P_b &= 77.174 \text{ kN/m}^2 \\ V_b &= P_b \times 3.800 = 293.262 \text{ kN/m} \\ M_b &= 1/2 \times P_b \times 3.800^2 = 557.199 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \end{aligned}$$

(4) 벽체단면 C

가. 사용하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_d' &= &= & 48.234 \text{ kN/m}^2 \\
 P_d &= 1.0 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.800 + P_d' &= & 78.496 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= 1/2 \times (P_d' + P_d) \times 3.800 &= & 240.787 \text{ kN/m} \\
 M_b &= 1/6 \times (2 \times P_d' + P_d) \times 3.800^2 &= & 421.080 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

나. 설계하중 상태

$$\begin{aligned}
 P_d' &= &= & 77.174 \text{ kN/m}^2 \\
 P_d &= 1.6 \times 0.398 \times 20.00 \times 3.800 + P_d' &= & 125.594 \text{ kN/m}^2 \\
 V_b &= 1/2 \times (P_d' + P_d) \times 3.800 &= & 385.259 \text{ kN/m} \\
 M_b &= 1/6 \times (2 \times P_d' + P_d) \times 3.800^2 &= & 673.728 \text{ kN} \cdot \text{m/m}
 \end{aligned}$$

(5) 단면력 집계 (단위 m당 부재력)

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
설계 하중(M)	364.149	946.273	557.199	673.728
설계 하중(S)	173.404	295.195	293.262	385.259
사용 하중(M)	227.593	591.421	348.249	421.080

5.4.4 철근량 산정

1) 단면 D [H = 3.333m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	364.149	173.404	227.593

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	25	-	4	EA	=	2026.800	mm ²	, d ₁ =	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	, d ₂ =	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	, d ₃ =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2026.800 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.785 \text{]}$$

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

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

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

$$\varepsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \varphi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 1135.146 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 21757.15 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\text{--- } 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1513.53 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

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

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

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 364.149 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.771] \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

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

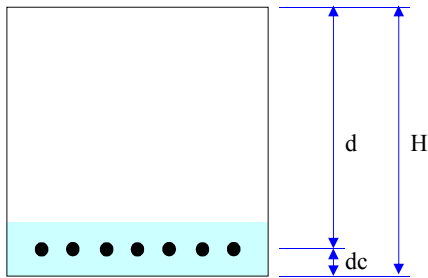
$$= 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 173.404 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

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

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

$$d = 900.00 \text{ mm}$$

$$d_c = 100.00 \text{ mm}$$

$$M_o = 227.593 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 2026.800 \text{ mm}^2$$

$$N = 4$$

$$n = 7$$

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 146.246 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 131.914 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 378.231 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 4 = 250 \text{ mm} < 378 \text{ mm O.K!!}$$

2) 단면 A [H = 3.900m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	946.273	295.195	591.421

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d ₁ =	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂ =	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃ =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 4053.600 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.352 \text{]}$$

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

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03250 > 0.004 \text{ - O.K. -}$$

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 2998.974 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 21757.15 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\text{4 / 3} \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3998.63 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1266.194 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 946.273 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.338] \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

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

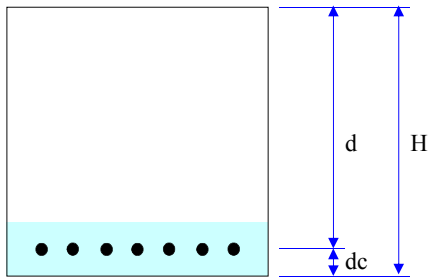
$$= 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 295.195 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

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

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

$$d = 900.00 \text{ mm}$$

$$d_c = 100.00 \text{ mm}$$

$$M_o = 591.421 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 4053.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8$$

$$n = 7$$

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 199.398 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 175.038 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 231.152 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 231 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

3) 단면 B [H = 7.700m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	557.199	293.262	348.249

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d ₁	=	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂	=	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃	=	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 4053.600 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 2.321 \text{]}$$

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

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03250 > 0.004 \text{ - O.K. -}$$

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \Phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 1746.326 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 21757.15 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\text{L.S.R. } 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2328.43 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \rho_{\min} < \rho_{\text{used}} < \rho_{\max} \text{ -----> 철근비 만족 } \therefore \text{ O.K!!}$$

■ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1266.194 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 557.199 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad \text{[사용률 = 2.272]} \therefore \text{ O.K!!}$$

나) 전단검토

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

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

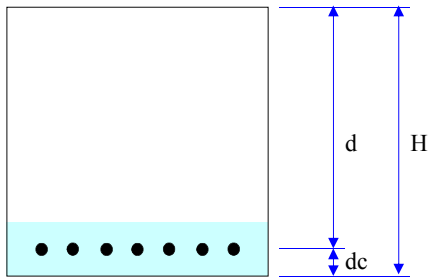
$$= 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 293.262 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

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

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

$$d = 900.00 \text{ mm}$$

$$d_c = 100.00 \text{ mm}$$

$$M_o = 348.249 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 4053.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8$$

$$n = 7$$

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 199.398 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 103.068 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 545.305 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 545 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

4) 단면 C [H = 7.700m]

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1000.00	900.00	100.00	673.728	385.259	421.080

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	25	-	8	EA	=	4053.600	mm ²	,	d ₁	=	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂	=	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃	=	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 4053.600 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.913 \text{]}$$

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

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03250 > 0.004 \text{ - O.K. -}$$

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 2118.519 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 21757.15 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\text{4 / 3} \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2824.69 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

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

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1266.194 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 673.728 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad \text{[사용률 = } 1.879 \text{]} \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

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

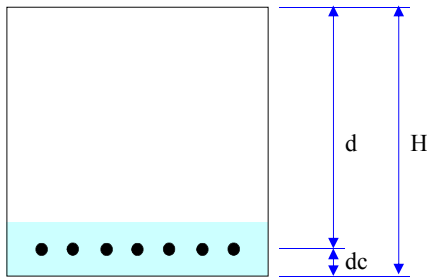
$$= 698.35 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 698.35 > V_u = 385.259 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

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

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

$$d = 900.00 \text{ mm}$$

$$d_c = 100.00 \text{ mm}$$

$$M_o = 421.080 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 4053.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8$$

$$n = 7$$

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 199.398 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 124.624 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 413.153 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 413 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

6. FOOTING 설계

6.1 KL2012 하중 재하시

6.1.1 하중 조합

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	6409.200	-	23128.399	-	-	-
	배 먼 토	7194.000	-	38531.064	-	-	-
상 부	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	P _D	-	-	-	386.113	4.750	1834.034
토 압	P _L	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2445.379	-	7743.701
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		19128.950		80099.796	2831.492		9577.735

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (80099.796 - 9577.735) / 19128.950 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.213 \text{ m} \\
 M_o &= 19128.950 \times 0.213 = 4080.844 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	8652.420	-	31223.339	-	-	-
	배 먼 토	9711.900	-	52016.936	-	-	-
상 부	고정하중	6510.645	3.000	19531.935	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	고정하중	949.118	5.650	5362.514	-	-	-
하 중	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재	P _D	-	-	-	617.780	4.750	2934.455
토 압	P _L	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3912.607	-	12389.921
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		25824.083		108134.724	4530.387		15324.376

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (108134.724 - 15324.376) / 25824.083 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.306 \text{ m} \\
 M_o &= 25824.083 \times 0.306 = 7903.574 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	6409.200	-	23128.399	-	-	-
	배 면 토	7194.000	-	38531.064	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	386.113	4.750	1834.034
	P _L	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2445.379	-	7743.701
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	150.000	6.900	1035.000
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		19128.950		80099.796	2981.492		10612.735

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (80099.796 - 10612.735) / 19128.950 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.267 \text{ m} \\
 M_o &= 19128.950 \times 0.267 = 5115.844 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	8652.420	-	31223.339	-	-	-
	배 면 토	9711.900	-	52016.936	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6510.645	3.000	19531.935	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	949.118	5.650	5362.514	-	-	-
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	617.780	4.750	2934.455
	P _L	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	3912.607	-	12389.921
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	210.000	6.900	1449.000
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		25824.083		108134.724	4740.387		16773.376

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (108134.724 - 16773.376) / 25824.083 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.362 \text{ m} \\
 M_o &= 25824.083 \times 0.362 = 9352.574 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

다. LOAD CASE 3 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 복선열차하중(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	6409.200	-	23128.399	-	-	-
	배 먼 토	7194.000	-	38531.064	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	3598.675	3.000	10796.025	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	1318.667	5.650	7450.467	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	386.113	4.750	1834.034
	P _L	-	-	-	724.207	4.750	3439.983
토 압		-	-	-	2445.379	-	7743.701
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	150.000	6.900	1035.000
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	662.500	6.900	4571.250
합 계		24046.292		98346.287	4368.199		18623.968

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (98346.287 - 18623.968) / 24046.292 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.585 \text{ m} \\
 M_o &= 24046.292 \times 0.585 = 14058.218 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	8652.420	-	31223.339	-	-	-
	배 먼 토	9711.900	-	52016.936	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6510.645	3.000	19531.935	-	-	-
	활 하 중	5038.145	3.000	15114.435	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	949.118	5.650	5362.514	-	-	-
	활 하 중	1846.133	5.650	10430.653	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	617.780	4.750	2934.455
	P _L	-	-	-	1158.731	4.750	5503.973
토 압		-	-	-	3912.607	-	12389.921
장 대 레 일 종 하 중		-	-	-	210.000	6.900	1449.000
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	927.500	6.900	6399.750
합 계		32708.361		133679.812	6826.618		28677.099

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (133679.812 - 28677.099) / 32708.361 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.690 \text{ m} \\
 M_o &= 32708.361 \times 0.690 = 22559.894 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

라. LOAD CASE 4 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.4 복선열차하중(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	6409.200	-	23128.399	-	-	-
	배 면 토	7194.000	-	38531.064	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	3598.675	3.000	10796.025	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	1318.667	5.650	7450.467	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	386.113	4.750	1834.034
	P _L	-	-	-	724.207	4.750	3439.983
토 압		-	-	-	2445.379	-	7743.701
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또 는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	723.405	6.900	4991.495
합 계		24046.292		98346.287	4279.104		18009.213

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (98346.287 - 18009.213) / 24046.292 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.559 \text{ m} \\
 M_o &= 24046.292 \times 0.559 = 13443.463 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	8652.420	-	31223.339	-	-	-
	배 면 토	9711.900	-	52016.936	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6510.645	3.000	19531.935	-	-	-
	활 하 중	5038.145	3.000	15114.435	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	949.118	5.650	5362.514	-	-	-
	활 하 중	1846.133	5.650	10430.653	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	617.780	4.750	2934.455
	P _L	-	-	-	1158.731	4.750	5503.973
토 압		-	-	-	3912.607	-	12389.921
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또 는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
온도 하중		-	-	-	1012.767	6.900	6988.092
합 계		32708.361		133679.812	6701.885		27816.442

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (133679.812 - 27816.442) / 32708.361 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.663 \text{ m} \\
 M_o &= 32708.361 \times 0.663 = 21699.236 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

마. LOAD CASE 5 = 1.35 고정하중 + 1.6 토압 + 1.9 복선열차하중(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	6409.200	-	23128.399	-	-	-
	배 면 토	7194.000	-	38531.064	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	3598.675	3.000	10796.025	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	1318.667	5.650	7450.467	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	386.113	4.750	1834.034
	P _L	-	-	-	724.207	4.750	3439.983
토 압		-	-	-	2445.379	-	7743.701
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		24046.292		98346.287	3555.699		13017.718

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (98346.287 - 13017.718) / 24046.292 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.351 \text{ m} \\
 M_o &= 24046.292 \times 0.351 = 8451.968 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	8652.420	-	31223.339	-	-	-
	배 면 토	9711.900	-	52016.936	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	6510.645	3.000	19531.935	-	-	-
	활 하 중	6657.549	3.000	19972.646	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	949.118	5.650	5362.514	-	-	-
	활 하 중	2439.533	5.650	13783.363	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	617.780	4.750	2934.455
	P _L	-	-	-	1158.731	4.750	5503.973
토 압		-	-	-	3912.607	-	12389.921
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		34921.164		141890.733	5689.118		20828.349

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (141890.733 - 20828.349) / 34921.164 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.433 \text{ m} \\
 M_o &= 34921.164 \times 0.433 = 15130.157 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

바. LOAD CASE 6 = 1.6 고정하중 + 1.6 토압 + 1.6 복선열차하중(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	6409.200	-	23128.399	-	-	-
	배 면 토	7194.000	-	38531.064	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	-	-	-
	활 하 중	3598.675	3.000	10796.025	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	-	-	-
	활 하 중	1318.667	5.650	7450.467	-	-	-
상 재 토 압	P _D		-	-	386.113	4.750	1834.034
	P _L	-	-	-	724.207	4.750	3439.983
토 압		-	-	-	2445.379	-	7743.701
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		24046.292		98346.287	3555.699		13017.718

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (98346.287 - 13017.718) / 24046.292 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.351 \text{ m} \\
 M_o &= 24046.292 \times 0.351 = 8451.968 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	10254.720	-	37005.439	-	-	-
	배 면 토	11510.400	-	61649.702	-	-	-
상 부 하 중	고정하중	7716.320	3.000	23148.960	-	-	-
	활 하 중	5757.880	3.000	17273.639	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	1124.880	5.650	6355.572	-	-	-
	활 하 중	2109.867	5.650	11920.747	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	617.780	4.750	2934.455
	P _L	-	-	-	1158.731	4.750	5503.973
토 압		-	-	-	3912.607	-	12389.921
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		38474.066		157354.059	5689.118		20828.349

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (157354.059 - 20828.349) / 38474.066 - 7.800 / 2 \\
 &= -0.351 \text{ m} \\
 M_o &= 38474.066 \times 0.351 = 13523.149 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

사. LOAD CASE 7 = 1.0 고정하중 + 1.0 토압 + 1.0 지진하중

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	6409.200	-	23128.399	592.210	-	1474.233
	배 먼 토	7194.000	-	38531.064	664.726	-	3330.054
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	723.405	6.900	4991.495
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	174.767	-	1660.284
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	463.544	4.750	2201.834
	P _L	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2935.779	4.750	13944.950
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		19128.950		80099.796	5554.430		27602.849

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (80099.796 - 27602.849) / 19128.950 - 7.800 / 2 \\
 &= -1.156 \text{ m} \\
 M_o &= 19128.950 \times 1.156 = 22105.958 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

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	6409.200	-	23128.399	592.210	-	1474.233
	배 먼 토	7194.000	-	38531.064	664.726	-	3330.054
상 부 하 중	고정하중	4822.700	3.000	14468.100	723.405	6.900	4991.495
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 하 중	고정하중	703.050	5.650	3972.233	174.767	-	1660.284
	활 하 중	-	-	-	-	-	-
상 재 토 압	P _D	-	-	-	463.544	4.750	2201.834
	P _L	-	-	-	-	-	-
토 압		-	-	-	2935.779	4.750	13944.950
장 대 레 일 중 하 중		-	-	-	-	-	-
시 동 또는 제 동 하 중		-	-	-	-	-	-
합 계		19128.950		80099.796	5554.430		27602.849

$$\begin{aligned}
 e(\text{편심거리}) &= M_o / V - B / 2 \\
 &= (80099.796 - 27602.849) / 19128.950 - 7.800 / 2 \\
 &= -1.156 \text{ m} \\
 M_o &= 19128.950 \times 1.156 = 22105.958 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

6.1.2 기초 단면력 산정

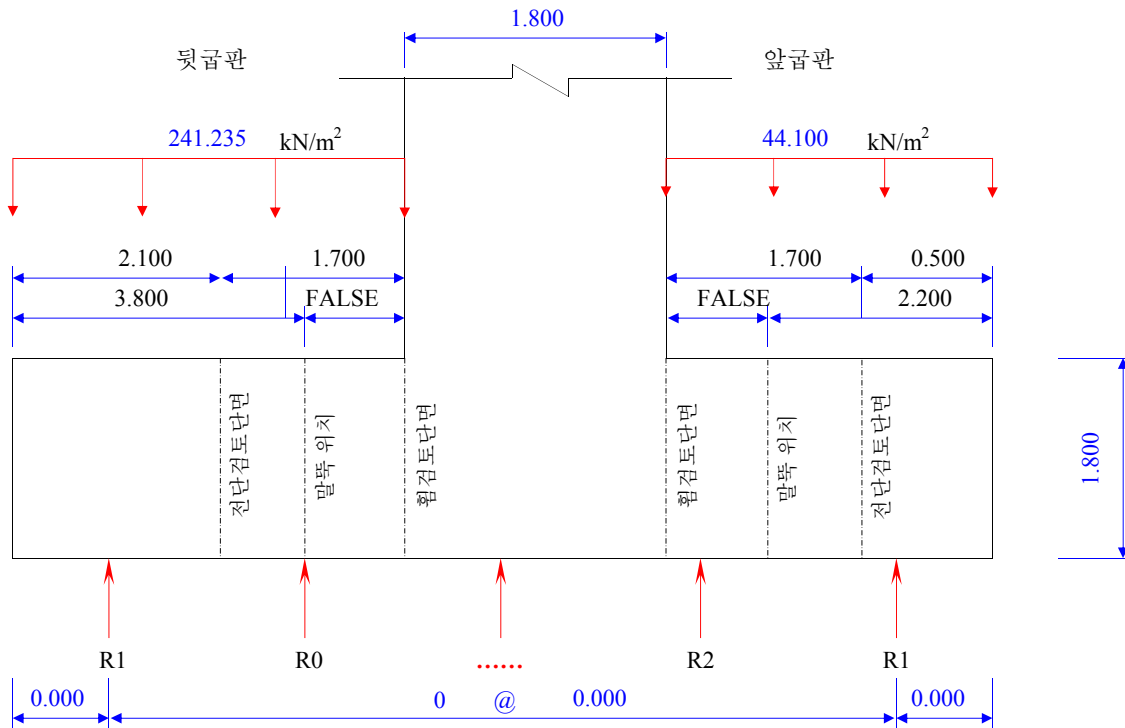
가. 말뚝머리하중 산정 하중 (사용하중)

구 분	사용하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	19128.950	2831.492	4080.844	-0.213	
LOAD CASE2	19128.950	2981.492	5115.844	-0.267	
LOAD CASE3	24046.292	4368.199	14058.218	-0.585	모멘트최대시
LOAD CASE4	24046.292	4279.104	13443.463	-0.559	
LOAD CASE5	24046.292	3555.699	8451.968	-0.351	
LOAD CASE6	24046.292	3555.699	8451.968	-0.351	축력최대시
LOAD CASE7	19128.950	5554.430	22105.958	-1.156	지진시

나. 말뚝머리하중 산정 하중 (설계하중)

구 분	계수하중			e(편심거리)	비 고
	수직력	수평력	모멘트		
LOAD CASE1	25824.083	4530.387	7903.574	-0.306	
LOAD CASE2	25824.083	4740.387	9352.574	-0.362	
LOAD CASE3	32708.361	6826.618	22559.894	-0.690	모멘트최대시
LOAD CASE4	32708.361	6701.885	21699.236	-0.663	
LOAD CASE5	34921.164	5689.118	15130.157	-0.433	
LOAD CASE6	38474.066	5689.118	13523.149	-0.351	축력최대시
LOAD CASE7	19128.950	5554.430	22105.958	-1.156	지진시

6.5 기초 단면검토



가. 기초 하중 집계

- 사용하중 재하시

조합경우	ΣV	ΣH	ΣM	편심	비고
모멘트 최대시	24046.292	4368.199	14058.218	0.585	
축력 최대시	24046.292	3555.699	8451.968	0.351	
지진시	19128.950	5554.430	22105.958	1.156	

- 극한하중 재하시

조합경우	ΣV	ΣH	ΣM	편심	비고
모멘트 최대시	32708.361	6826.618	22559.894	0.690	
축력 최대시	38474.066	5689.118	13523.149	0.351	
지진시	19128.950	5554.430	22105.958	1.156	

나. 지반 반력

$$q_{\max, \min} = \frac{\sum V}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right), \quad e \leq \frac{B}{6} \text{ 인 경우 (사다리꼴 분포)}$$

$$q_{\max} = \frac{2V}{Lx}, \quad x = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right), \quad e > \frac{B}{6} \text{ 인 경우 (삼각형 분포)}$$

- 사용하중 재하시

조합경우	$\sum V$	B	L	편심	$q_{\max}$	$q_{\min}$	비고
모멘트 최대시	24046.292	7.800	10.900	0.585	410.025	155.637	
축력 최대시	24046.292	7.800	10.900	0.351	359.301	206.361	
지진시	19128.950	7.800	10.900	1.156	425.000	24.987	

- 극한하중 재하시

조합경우	$\sum V$	B	L	편심	$q_{\max}$	$q_{\min}$	비고
모멘트 최대시	32708.361	7.800	10.900	0.690	588.828	180.600	
축력 최대시	38474.066	7.800	10.900	0.351	574.882	330.177	
지진시	19128.950	7.800	10.900	1.156	425.000	24.987	

다. 앞굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	$q_{\max}$	$q_{\min}$	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	410.025	155.637	338.274	393.718	827.659	178.886	1.00
축력 최대시	359.301	206.361	316.164	349.498	727.990	155.150	1.00
지진시	425.000	24.987	312.176	399.358	830.767	184.040	1.00
Max.					827.659	178.886	

- 극한하중 재하시

조합경우	$q_{\max}$	$q_{\min}$	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	588.828	180.600	473.686	562.659	1188.008	258.104	1.35
축력 최대시	574.882	330.177	505.863	559.196	1164.784	248.240	1.60
지진시	425.000	24.987	312.176	399.358	830.767	184.040	1.00
Max.					1188.008	258.104	

라. 뒷굽판 단면력

- 사용하중 재하시

조합경우	$q_{\max}$	$q_{\min}$	q_m	q_s	M_o	S_o	하중계수
모멘트 최대시	410.025	155.637	279.570	224.126	319.749	107.841	1.0
축 력 최대시	359.301	206.361	280.870	247.537	72.470	30.000	1.0
지 진 시	425.000	24.987	219.865	132.683	979.297	341.040	1.0
Max.					319.749	107.841	

- 극한하중 재하시

조합경우	$q_{\max}$	$q_{\min}$	q_m	q_s	M_U	S_U	하중계수
모멘트 최대시	588.828	180.600	379.480	290.507	568.744	189.237	1.35
축 력 최대시	574.882	330.177	449.392	396.059	115.952	48.000	1.60
지 진 시	425.000	24.987	219.865	132.683	979.297	341.040	1.00
Max.					979.297	341.040	

6.6 철근량 산정

1) 뒷굽판

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	979.297	341.040	319.749

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm ²	,	d ₁	=	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂	=	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃	=	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 3096.800 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.921 \text{]}$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 48.577 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.08477 > 0.004 \text{ - O.K. -}$$

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

$$\varepsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 1612.149 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 41096.84 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2149.53 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \rho_{\min} < \rho_{\text{used}} < \rho_{\max} \text{ -----> 철근비 만족 } \therefore \text{ O.K!!}$$

■ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 49.391 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1867.710 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \text{ (= 979.297 kN} \cdot \text{m) [사용률 = 1.907] } \therefore \text{ O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1700.00 / 1000$$

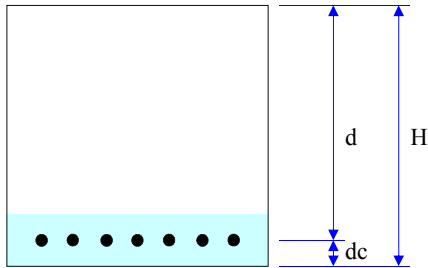
$$= 1319.10 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1319.10 > V_u = 341.040 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

■ 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$H = 1800.00 \text{ mm} \quad B = 1000.00 \text{ mm}$$

$$d = 1700.00 \text{ mm} \quad d_c = 100.00 \text{ mm}$$

$$M_o = 319.749 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad A_s = 3096.800 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 250.671 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 63.876 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 986.291 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 986 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

■ 단면적비(온도 및 건조수축 철근)

$$0.0020 \cdot b \cdot h = 0.0020 \times 1000 \times 1800 = 3600.000 \text{ mm}^2$$

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

$$\therefore 1800.000 \text{ mm}^2$$

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

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

2) 앞굽판

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)	V _u (kN)	M _o (kN·m)
1000.00	1800.00	1700.00	100.00	1188.008	258.104	827.659

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm ²	,	d ₁ =	100	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂ =	0	mm
Use A _s (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₃ =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 3096.800 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.581 \text{]}$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 48.577 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.08477 > 0.004 \text{ - O.K -}$$

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

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.9 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 1958.893 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0242 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 41096.84 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{수축온도철근비} = 0.0020$$

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

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2611.86 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 49.391 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 1867.710 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \text{ (= 1188.008 kN} \cdot \text{m)} \text{ [사용률 = 1.572] } \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 1700.00 / 1000$$

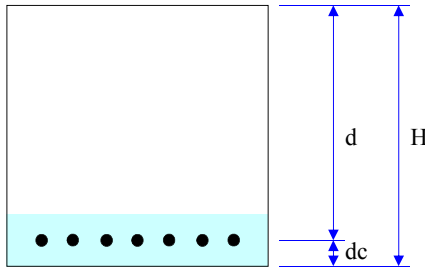
$$= 1319.10 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1319.10 > V_u = 258.104 \text{ kN}$$

∴ 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
$M_o =$	827.659	kN·m	$A_s =$	3096.800	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

■ 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 250.671 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 165.340 \text{ MPa}$$

■ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_s) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_s)] = 253.791 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격;} \quad 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 254 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}$$

라) 수평 철근량 검토

■ 단면적비(온도 및 건조수축 철근)

$$0.0020 \cdot b \cdot h = 0.0020 \times 1000 \times 1800 = 3600.000 \text{ mm}^2$$

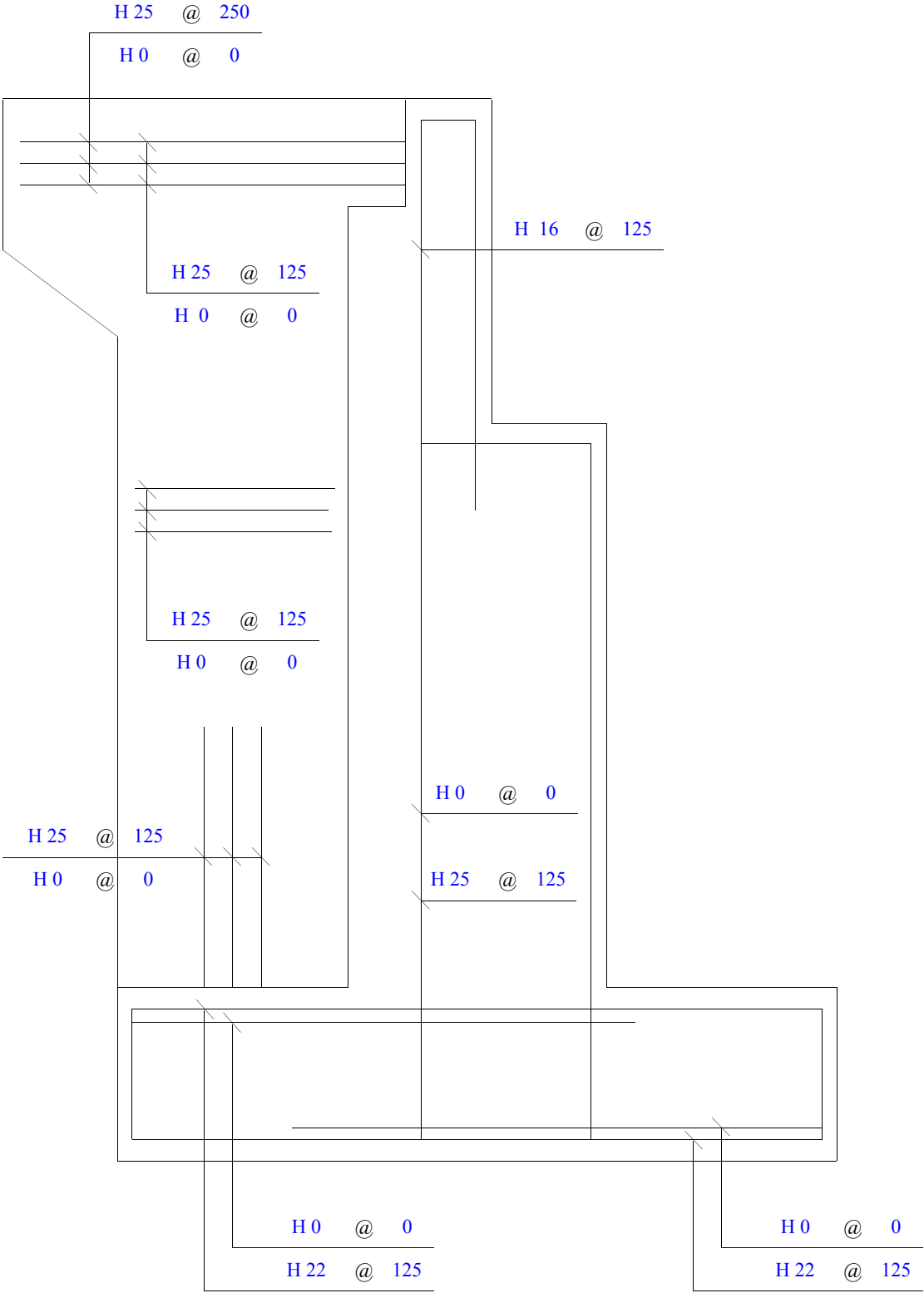
* 수축·온도철근 단면적을 단위 m당 1,800mm²보다 크게 취할 필요 없음 (철도설계기준 2011, P10-34)

$$\therefore 1800.000 \text{ mm}^2$$

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

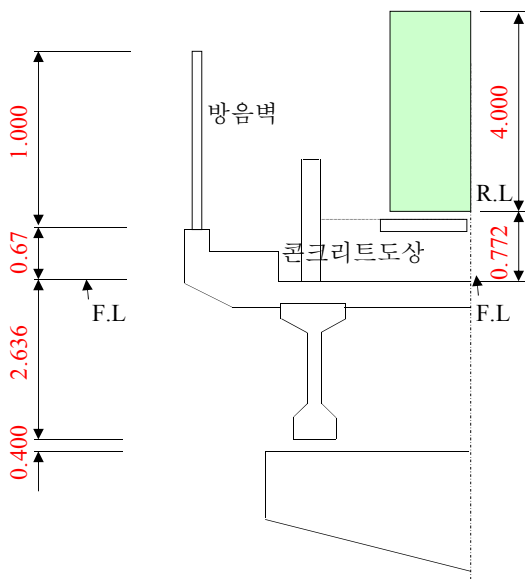
$$\rightarrow \text{Use } A_s(\text{total}) = 2648.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore \text{O.K!!}$$

8.주철근 조립도



7. 교좌받침 검토 (가동단)

7.1 하중산정



< KL2012 >		
■ 원심하중	=	5.608 M
■ 차량 횡하중	=	(레일상단에서 작용)
	=	3.808 M
■ 풍하중(열차비제하)	=	2.553 M
풍하중(열차제하)	=	4.104 M

1) 교축직각방향에 대한 하중

가) 고정하중

$$\sum R_d = 4822.700 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1038.510 \text{ kN}$$

나) 활하중 (충격 포함)

■ 상시

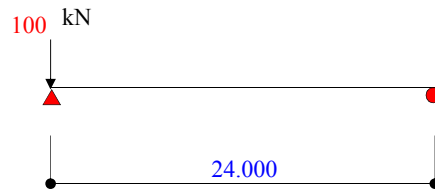
$$\sum R_L = 3686.220 \text{ kN}$$

$$R_{L1} = 985.860 \text{ kN}$$

다) 차량 횡하중

- 연행집중하중으로 레일면 높이에서 교축에 직각이고 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 그 크기는 L하중의 1동륜축중의 15%의 값으로 한다.
- 복선이상의 선로를 지지하는 구조물인 경우, 차량횡하중은 1궤도에 대한것만을 고려한다.

KL2012



$$P_{Lf} = 50.000 \text{ kN}$$

$$M_{Lf} = 50.000 \times 3.808 = 190.400 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 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	$P_i(\text{kN})$	비 고
G1	190.400	40.000	4.000	19.040	↑
G2			2.000	9.520	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	-9.520	↓
G5			-4.000	-19.040	↓
G6					
G7					
G8					

③ 적용하중

$$H_{Lf} = 50.000 / 5 \text{ shoe}$$

$$= 10.000 \text{ kN}$$

$$P_{Lf} = 19.040 \text{ kN}$$

라) 원심하중

KL2012

곡선반경 : $R = \infty$ $L = 25.000$ $V = 250$ km/hr

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.511}{127 \times \infty} = 0.000$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.511$$

상부반력 (P_L) : 1838.923 kN (충격 제외)

$$P_c = 1838.92 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_c = 0.000 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

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

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	$P_i(\text{kN})$	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	↑
G4			-2.000	0.000	↑
G5			-4.000	0.000	↓
G6			0.000	0.000	↓
G7			0.000	0.000	↓
G8			0.000	0.000	↓

③ 적용하중

$$H_{Lf} = 0.000 / 5 \text{ shoe}$$

$$= 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Lf} = 0.000 \text{ kN}$$

마) 풍하중

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

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (W_n)

$$\begin{aligned} \text{상부구조 } W_n &= 3.000 \times 4.306 \times 12.450 = 160.829 \text{ kN} \\ M_n &= 160.829 \times 2.553 = 410.596 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

▣ 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	410.596	40.000	4.000	41.060	↑
G2			2.000	20.530	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	-20.530	↓
G5			-4.000	-41.060	↓
G6			0.000	0.000	
G7			0.000	0.000	
G8			0.000	0.000	

② 교량상에 열차가 있을 때 (W_t)

$$\begin{aligned} \text{상부구조 } W_t &= 1.500 \times 7.408 \times 12.450 = 138.344 \text{ kN} \\ M_t &= 138.344 \times 4.104 = 567.764 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

▣ 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	567.764	40.000	4.000	56.776	↑
G2			2.000	28.388	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	-28.388	↓
G5			-4.000	-56.776	↓
G6			0.000	0.000	
G7			0.000	0.000	
G8			0.000	0.000	

③ 적용 하중

$$H_w = 138.344 \quad / \quad 5 \text{ shoe}$$

$$= 27.669 \quad \text{kN}$$

$$P_w = 56.776 \quad \text{kN}$$

바) 지진하중 (내진계산서 참조)

① 하중 작용점 : 0.40

$$P_E = 1273.72 \quad \text{kN}$$

$$M_c = 1273.720 \times 0.400 = 509.488 \quad \text{kN}\cdot\text{m}$$

② 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

$$R_{pi} = \left[\frac{M_c}{\sum X_i^2} \right] \times X_i$$

구 분	M_c	$\sum X_i^2$	X_i	$R_{pi}(\text{kN})$	비 고
G1	509.488	40.000	4.000	50.949	↑
G2			2.000	25.474	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	-25.474	↓
G5			-4.000	-50.949	↓
G6			0.000	0.000	
G7			0.000	0.000	
G8			0.000	0.000	

$$H_E = 322.640 \quad \text{kN}$$

$$R_E = 50.949 \quad \text{kN}$$

2) 교축방향에 대한 하중

가) 고정하중

$$\sum R_d = 4822.700 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 1038.510 \text{ kN}$$

나) 활하중

■ 상시

$$\sum R_L = 3686.220 \text{ kN}$$

$$R_{L1} = 985.860 \text{ kN}$$

다) 시동 및 제동하중

$$H_A = 662.500 \quad / \quad 5 \text{ shoe}$$

$$= 132.500 \text{ kN}$$

라) 장대레일 종하중

$$H_R = 150.000 \quad / \quad 5 \text{ shoe}$$

$$= 30.000 \text{ kN}$$

마) 지진하중 (내진계산서 참조)

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

3) 하중 조합 (받침 1개소당)

가) 교축직각방향

- 상시 : 고정하중 + 활하중(충격 고려) + 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		받침허용력		비 고	R (교대)
		수직하중	수평하중	수직하중	수평하중		
		P (kN)	H (kN)	P (kN)	H (kN)		
교직 방향	상시	2100.186	47.086	2250.000	338.000	O.K	0.80
	지진시	1089.459	403.300	2250.000	648.000	O.K	
교축 방향	상시	2024.370	0.000	2250.000	0.000	O.K	0.80
	지진시	1038.510	0.000	2250.000	0.000	O.K	

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 방향	상시	2100.186	47.086	1555.694	34.879	1.35
	지진시	1089.459	403.300	778.185	288.071	1.40
교 축 방향	상시	2024.370	0.000	1619.496	0.000	1.25
	지진시	1038.510	0.000	741.793	0.000	1.40

7.2 받침검토

1) 교좌장치 제원

■ 규격: 370 × 370 mm

■ 높이: 240 mm

■ 사각: 90 °

2) 연단거리 검토

$$a = 250 \text{ mm} \quad [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$< 615 \text{ mm} \quad \text{- O.K -}$$

3) 최소받침 지지거리

가) 최소받침 지지거리에 대한 검토

$$N = (200 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\Phi^2)$$

where, N: 최소받침 지지길이(mm)

L: 인접신축이음부까지 또는 교량단부까지의 거리 (m)

H: 다음 각 경우에 대한 높이(m)

교대- 인접신축이음부의 교량상부를 지지하는 기둥의 평균높이.

단경간교의 평균높이는 0으로 한다.

기둥 또는 교각 - 기둥 또는 교각의 평균높이

Φ : 경간의 직각방향에 대한 교각이나 교각의 사각 (°)

$$N = (200 + 1.67 \times 24.90 + 6.66 \times 4.70) \times (1 + 0.000125 \times 0.0) = 272.89$$

나) 연단 거리에 대한 검토

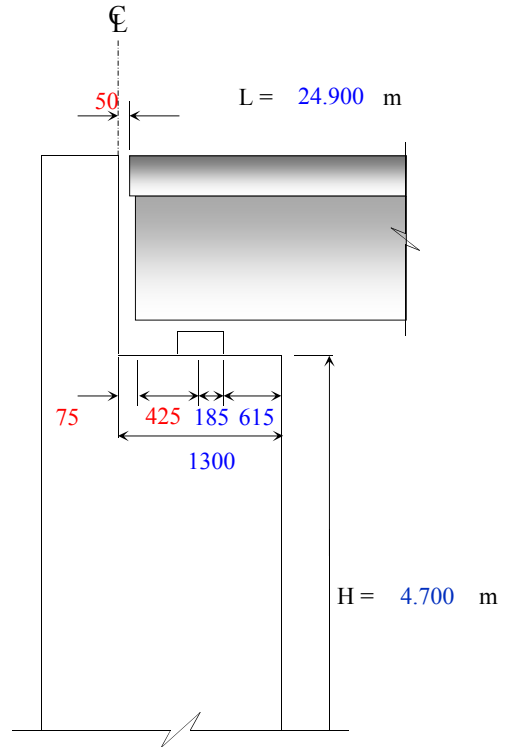
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 185 / 2 = 92.50 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 324.50 \text{ mm}$$

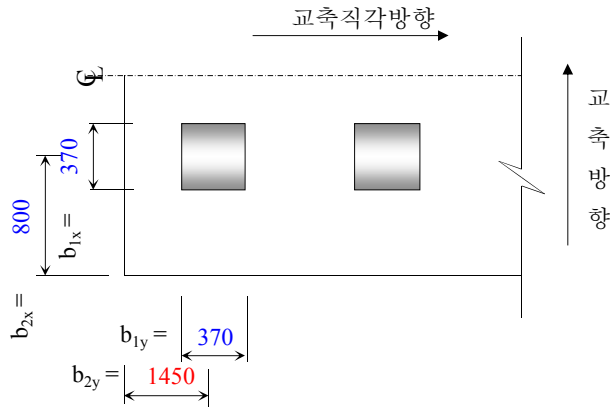
$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 92.50 + 324.50 = 842.00 \text{ mm}$$

$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 842.00 \text{ mm} < 1225.00 \quad \text{- O.K -}$$



4) 교좌하면 보강철근량 산정

가) 연직하중에 대한 보강



$$b_{cx} = 2 \times b_{2x} = 2 \times 800 = 1600.0 < 5 \times b_{1x} = 1850.0 \text{ mm}$$

$$b_{cy} = 2 \times b_{2y} = 2 \times 1450 = 2900.0 > 5 \times b_{1y} = 1850.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 370 / 1600) \times 1619496.0 / 180$$

$$= 1729.1 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx1(\text{지진시})} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1x}/b_{cx}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 370 / 1600) \times 741792.9 / 180$$

$$= 792.0 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 370 / 1850) \times 1555693.6 / 180$$

$$= 1728.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy1(\text{지진시})} = \frac{1}{4} \times (1 - b_{1y}/b_{cy}) \times P/f_{sa}$$

$$= \frac{1}{4} \times (1 - 370 / 1850) \times 778184.857 / 180$$

$$= 864.6 \text{ mm}^2$$

나) 수평하중에 대한 보강

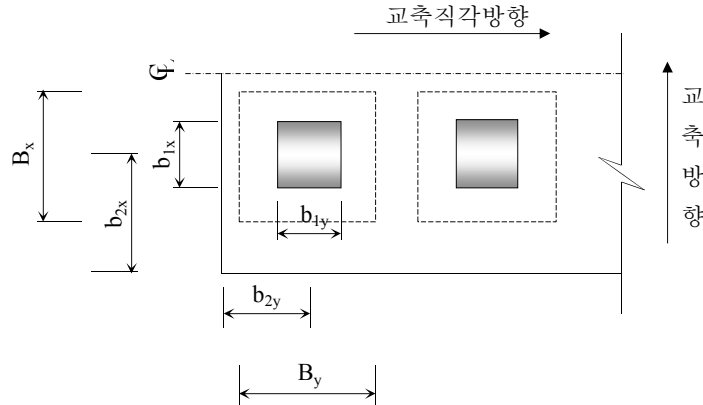
$$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0 \text{ mm}^2 - \text{상시}$$

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa} = 0 / 180 = 0.0 \text{ mm}^2 - \text{지진시}$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 34879 / 180 = 193.8 \text{ mm}^2 - \text{상시}$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa} = 288071 / 180 = 1600.4 \text{ mm}^2 - \text{지진시}$$

다) 철근 보강 범위



■ 교축직각방향

$$B_x = b_{1x} + b_{2y} = 370 + 1450 = 1820.0 \text{ mm}$$

여기서, 교좌의 중심에서 연단까지 거리 800.0 mm 가 $B_x/2 = 910.0 \text{ mm}$ 보다 작으므로 보강 필요.

■ 교축방향

$$B_y = b_{1y} + b_{2x} = 370 + 800 = 1170.0 \text{ cm}$$

라) 철근량 산정

■ 교축직각방향

$$A_{sy(\text{상시})} = A_{sy1} + A_{sy2} = 1728.500 + 193.770 = 1922.270 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy(\text{지진시})} = A_{sy1} + A_{sy2} = 864.600 + 1600.397 = 2464.997 \text{ mm}^2$$

$$B_y = 1170.0 \text{ mm 범위 에 (CTC 125)}$$

$$\text{Use } A_{sy} = H 16 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972.000 \text{ mm}^2 > 2464.997 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

■ 교축방향

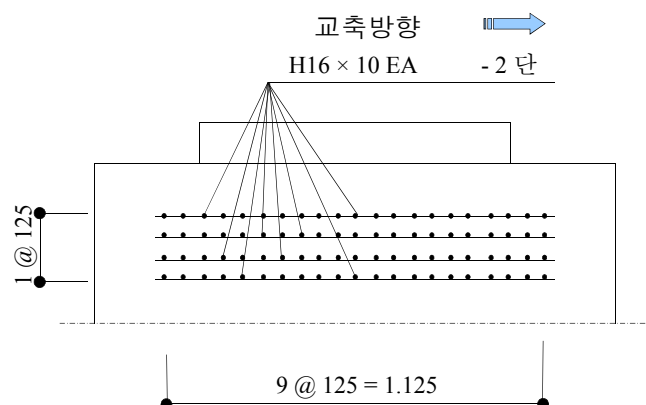
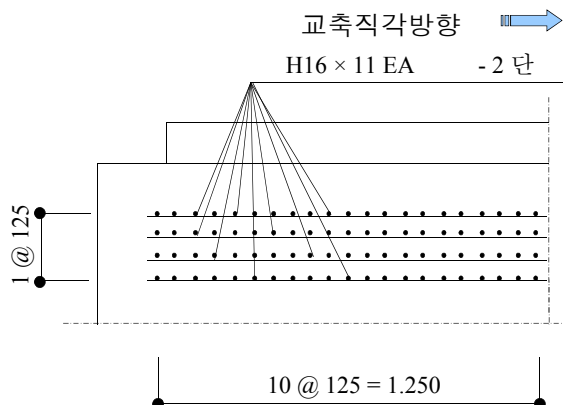
$$A_{sx(\text{상시})} = A_{sx1} + A_{sx2} = 1729.100 + 0.000 = 1729.100 \text{ mm}^2$$

$$A_{sx(\text{지진시})} = A_{sx1} + A_{sx2} = 792.000 + 0.000 = 792.000 \text{ mm}^2$$

$$B_x = 1710.0 \text{ mm 범위 에 (CTC 125)}$$

$$\text{Use } A_{sx} = H 16 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369.200 \text{ mm}^2 > 1729.100 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

마) 철근배치도



5) 교좌받침 콘크리트 보강철근

☞ 보강개념 : 수평하중에 의한 교좌받침과 하부구조 상면사이의 전단력에 대하여 수직철근의 전단마찰로 보강

가) 교축직각방향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{288071.4}{180} = 1600.397 \text{ mm}^2$$

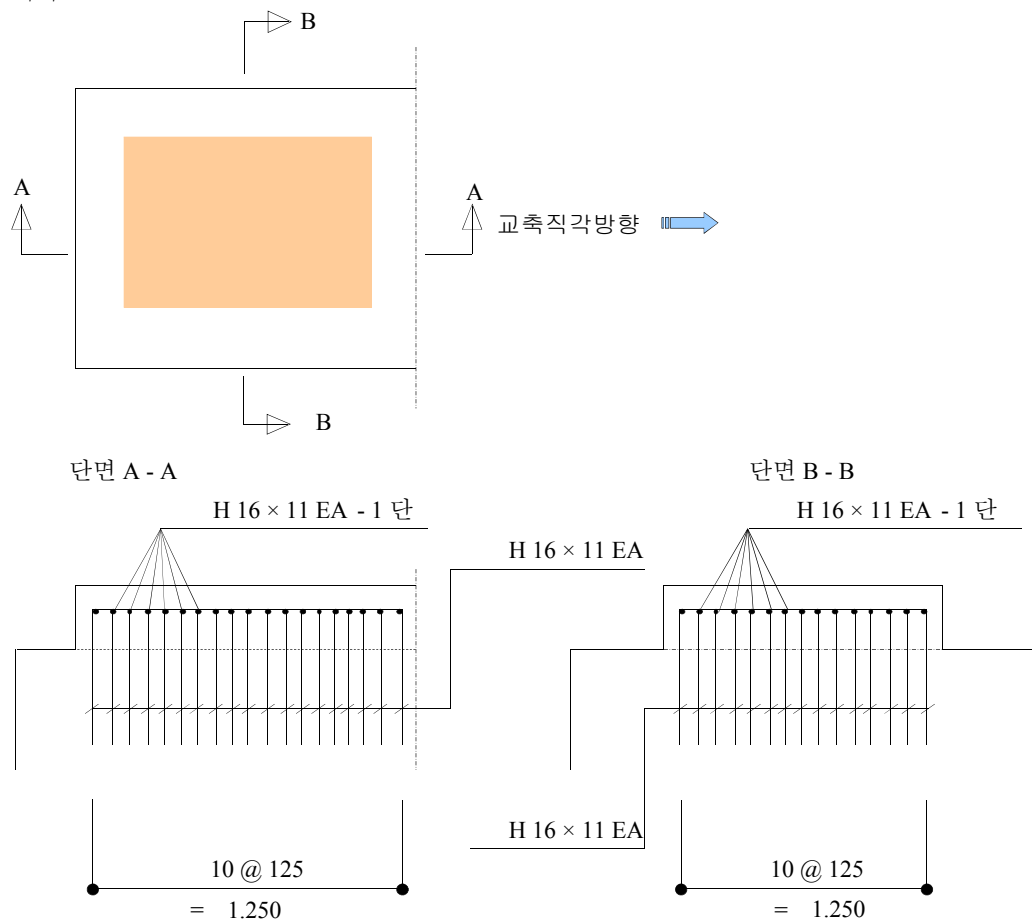
$$\text{Use } A_{sy} = \frac{H}{16} - \frac{11}{125} EA \times 1 \text{ ea} = 2184.600 \text{ mm}^2 > 1600.397 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

나) 교축방향

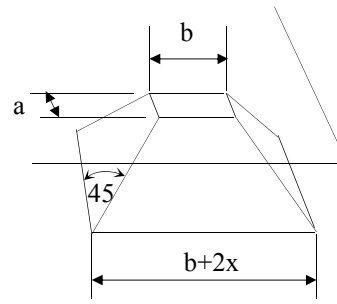
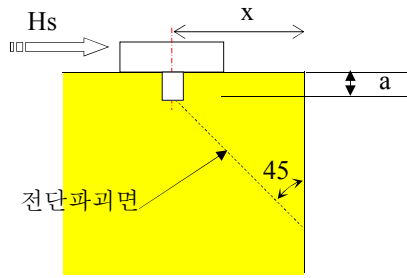
$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{0.0}{180} = 0.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = \frac{H}{16} - \frac{11}{125} EA \times 1 \text{ ea} = 2184.600 \text{ mm}^2 > 0.000 \text{ mm}^2 \quad \text{- O.K -}$$

다) 철근배치도



6) 교좌면 전단응력 검토



가) 교축직각방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{288071}{6705494} = 0.043 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \text{ ---- -O.K-}$$

$$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 6705494 \text{ mm}^2$$

$$V : \text{전단응력 (MPa)} \quad V_{sa} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$A_r : \text{수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm}^2\text{)}$$

$$H_s : \text{받침에 작용하는 수평력 (N)} = 288071 \text{ N}$$

$$X : 1450 \text{ mm}$$

$$a : 0 \text{ mm}$$

$$b : 370 \text{ mm}$$

나) 교축방향

$$V = \frac{H_s}{A_r} = \frac{0}{2228801} = 0 \text{ MPa} \leq 0.70 \text{ MPa} \text{ ---- -O.K-}$$

$$A_r = \sqrt{2} \cdot X \cdot (2X + 2a + b) = 2228801 \text{ mm}^2$$

$$V : \text{전단응력 (MPa)} \quad V_{sa} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$A_r : \text{수평력에 의해 생기는 전단파괴면의 면적(mm}^2\text{)}$$

$$H_s : \text{받침에 작용하는 수평력 (N)} = 0 \text{ N}$$

$$X : 800 \text{ mm}$$

$$a : 0 \text{ mm}$$

$$b : 370 \text{ mm}$$

1.2 교 각

산운교 교각 구조계산서

P1

° 상부형식 : PSC+ SCP

(L= 25m +50m)

° 하부형식 : T 형교각

° 높 이 : 8.50m

° 기 초 : 직접기초

0. 해석결과 요약

■ 기초 지지력 검토

구 분			허용값	발생값	안전율	비 고
기초안전성	평상시	허용지지력 (kN)	353,039.0	36,610.8	9.6	OK
	지진시		452,635.1	33,040.5	13.7	OK
최대지반반력	교직	평상시	축력 최대 (kN/m ²)	445.4	2.2	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	430.3	2.3	OK
		지진시	축력 최대 (kN/m ²)	461.6	3.2	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	461.6	3.2	OK
	교축	평상시	축력 최대 (kN/m ²)	433.3	2.3	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	449.9	2.2	OK
		지진시	축력 최대 (kN/m ²)	464.1	3.2	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	464.1	3.2	OK

■ 기초 전도 검토

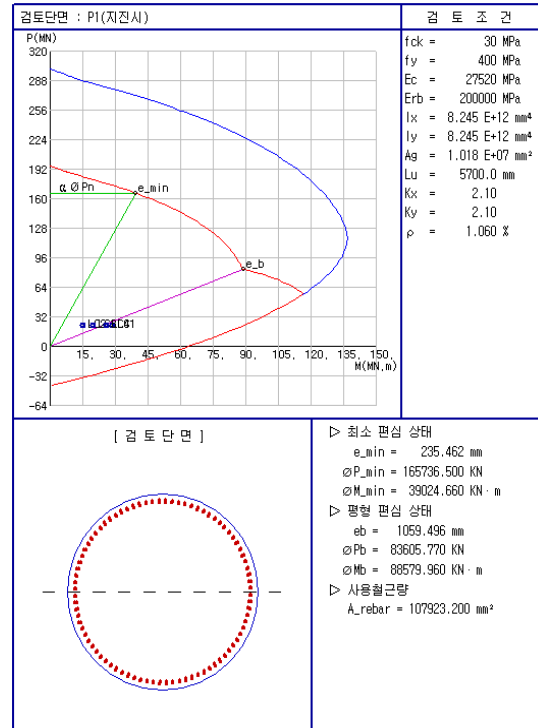
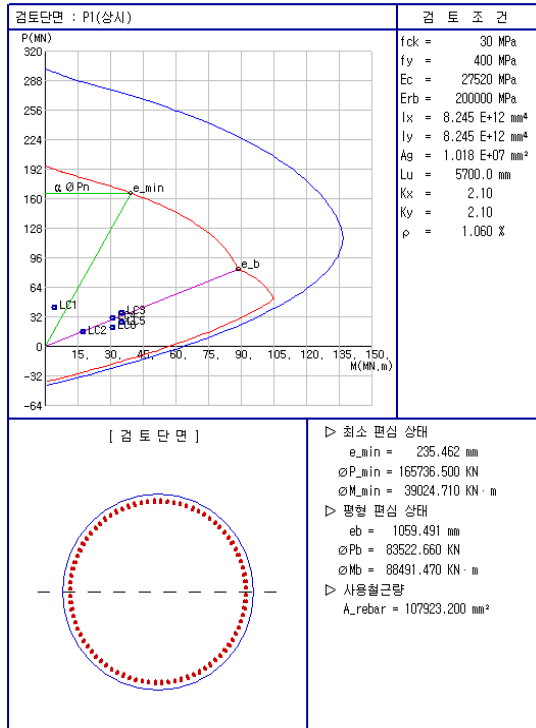
구 분			허용값	발생값	안전율	비 고
교직	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.8	1.1	1.7	OK
	지진시		3.7	1.3	2.9	OK
교축	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.8	0.9	2.1	OK
	지진시		3.7	1.3	2.9	OK

■ 기초 활동 검토

구 분			허용 안전율	안전율	비 고
교직	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.5	5.8	OK
	지진시		1.2	4.7	OK
교축	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.5	6.3	OK
	지진시		1.2	4.8	OK

■ 기둥의 단면 설계

구 분		연직력 (kN)	수평력 (kN)	모멘트 (kN · m)
교직	축력 최대	42247	0	73
	모멘트 최대	30738	652	16236
	편심 최대	20368	652	16226
	탄성 설계	22214	2437	25510
	소성 설계	-	-	-
교축	축력 최대	42247	0	3862
	모멘트 최대	36024	5028	34394
	편심 최대	25654	5028	34394
	탄성 설계	22214	2859	18829
	소성 설계	-	-	-



■ 단면 횡설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
코핑부	Deep Beam	3,000	200	23,376	55,770	23,081	50,501	2.2	OK
	Cobel	3,000	200	46,704	55,770	-	-	1.2	OK
기 초	교직방향	2,800	150	3,885	6,194	3,663	5,799	1.6	OK
	교축방향	2,800	150	4,181	6,194	3,939	5,799	1.5	OK

■ 철근배근

단면위치	코 핑	기 동	기초 교축직각	기초 교축
1단 배근	H 32 - 25ea	H 29 - 84ea	H 22 - 8ea	H 22 - 8ea
2단 배근	H 32 - 25ea	H 29 - 84ea	H 22 - 8ea	H 22 - 8ea
3단 배근	H 29 - 25ea	H 0 - 0ea	H 0 - 0ea	H 0 - 0ea

■ 단면 전단 설계

단면위치		깊이 (mm)	철근 직경 (mm)	다리수	간격 (mm)	Use.As (mm ²)	Vu(kN)	ΦVn(kN)	안전도	비 고
코핑부	Deep Beam	3,000	22	6	200	2,323	20,721	23,581	1.1	OK
	Cobel	3,000	22	6	9단		16,445	34,690	2.1	OK
기 초	교직방향	2,800					1,185	2,056	1.7	OK
	교축방향	2,800					1,274	2,056	1.6	OK

1. 설 계 조 건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; **PSC** + **SCP**
평면선형 R = ∞ 설계지간 L = **24.000** m
평면선형 R = ∞ 설계지간 L = **48.620** m
- 2) 교각형식 ; T 형교각 (H = **8.500** M)
- 3) 기초형식 ; **직접기초** (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

- 1) 고정하중
철근콘크리트 단위중량 : **24.5** kN/m³
- 2) 활 하 중 : **KRL2012** (복 선)
충격계수 i (%) ; **PSC** (시점측) = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.126}$
SCP (종점측) = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.033}$
- 3) 풍 하 중
교량상에 열차가 있을때 W = **1.5** kN/m²
교량상에 열차가 없을때 W = **3.0** kN/m²
원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 **0.6** 배로 한다.
- 4) 종 하 중 (충격은 고려하지 않음)
① KL2012
제동하중 : $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$
시동하중 : $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$
②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - $f_0 = \pm 3 L$
레일 신축이음장치가 있는 경우 - $f_0 = \pm 500$
- 5) 원 심 하 중
충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 6) 차 량 횡 하 중
레일윗면에 교축직각방향으로 **0** kN 으로 정한다.
자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.
- 7) 지진하중
가속도계수 Kh = **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 $E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} \text{ (} f_{cu}=f_{ck}+4 \text{)}$
 $= 27500 \text{ MPa}$

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 kN/m^3
 2) 흙의 포화단위중량 (γ_{sat}) = 20.0 kN/m^3
 3) 흙의 수중단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 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 = 1000
 지진시 = 1500 (1.5배)

7) 기초의 각종 계수들

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

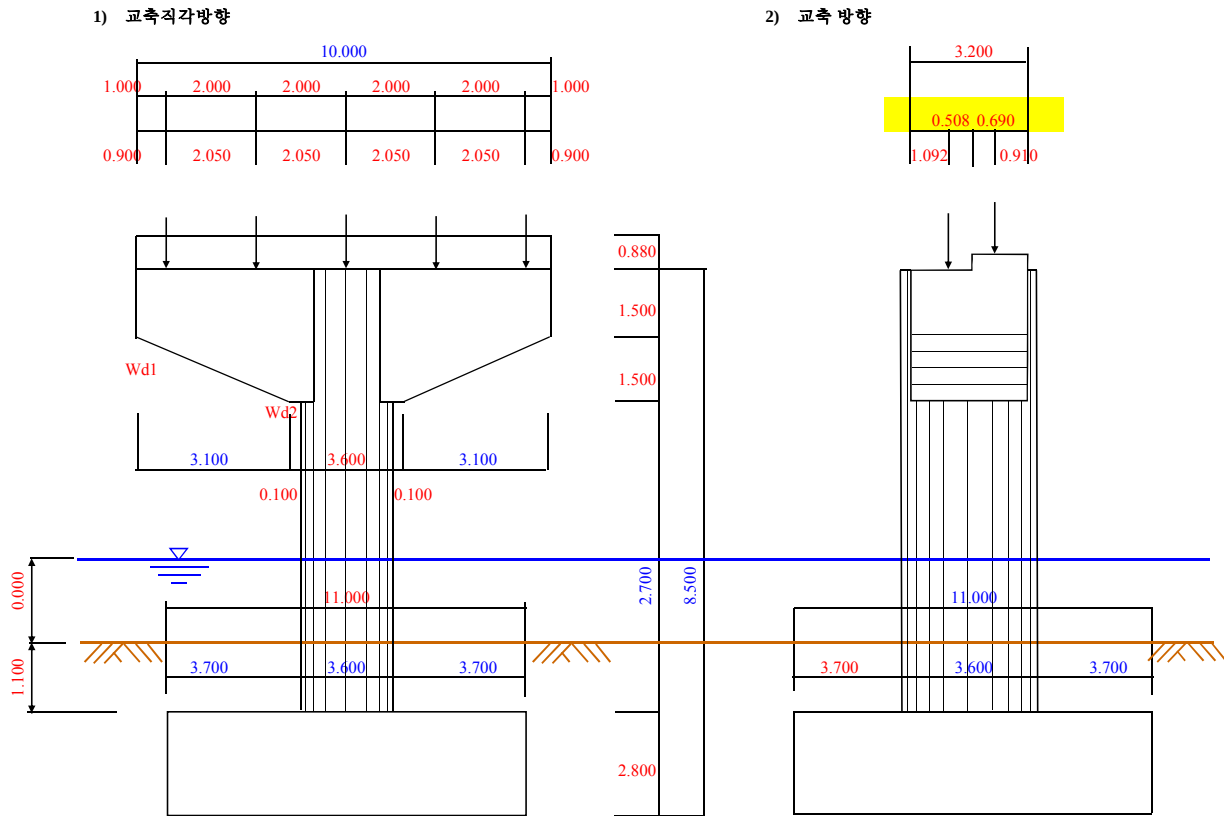
$\Phi_b = 2/3 \times 42.39 = 28.260$	흙과 콘크리트
$\tan \Phi_b = 0.538$	
$\tan \Phi_b = 0.600$	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

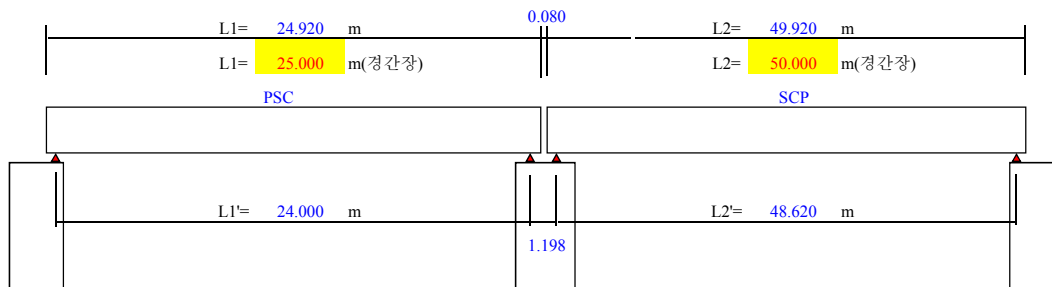
- 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면가정 P1

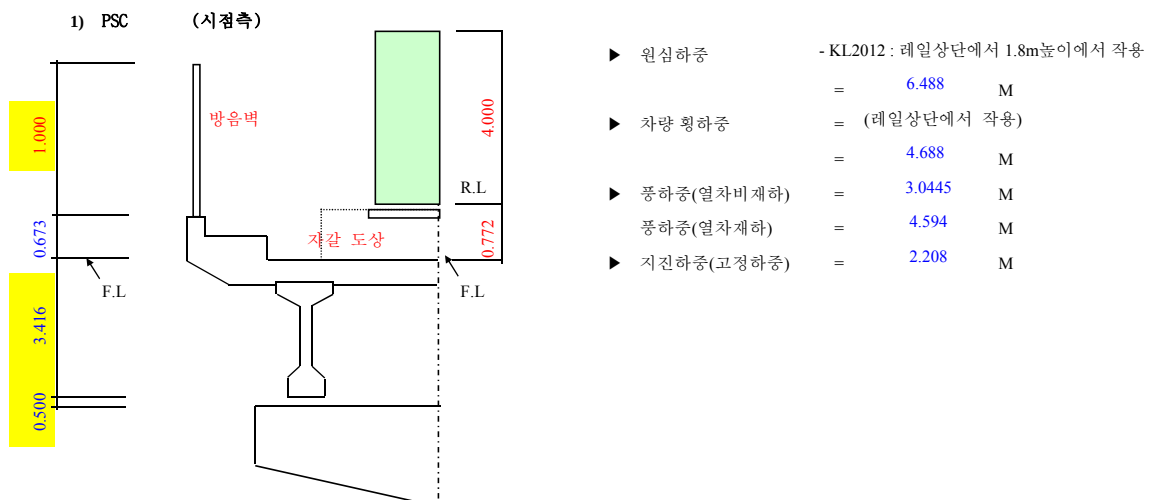
1.1 교각 단면 제원

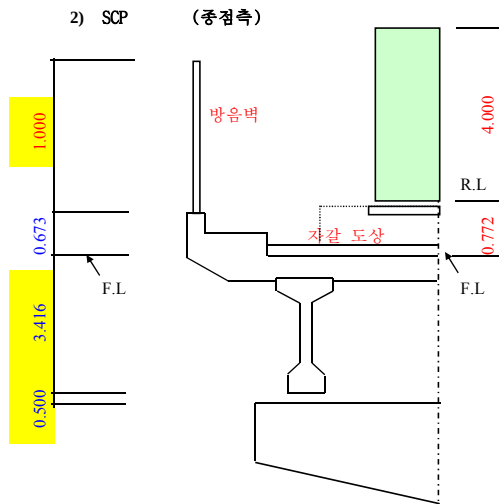


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정





- ▶ 원심하중 = 6.488 M
 - ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
 - ▶ 풍하중(열차비재하) = 4.688 M
 - ▶ 풍하중(열차재하) = 3.0445 M
 - ▶ 지진하중(고정하중) = 4.594 M
 - ▶ 지진하중(고정하중) = 2.208 M
- KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		Σ
고정하중 반력(KN)	PSC	1038.51	914.01	917.66	914.01	1038.51		4822.70
	SCP	2350.29	2205.31	2255.16	2204.88	2354.74		11370.38
계		3388.80	3119.32	3172.82	3118.89	3393.25		16193.08

▣ 교각자중

- COPING ;

$$Wd1 = 1.500 \times 3.200 \times 24.500 = 117.600 \text{ kN/m}$$

$$Wd2 = 3.000 \times 3.200 \times 24.500 = 235.200 \text{ kN/m}$$

- 기 등 ; $Pc = \pi / 4 \times 3.600^2 \times 24.500$

$$\times 2.700 = 673.325 \text{ kN}$$

- 기 초 ; $Wf1 = 2.800 \times 11.000 \times 24.500 = 754.600 \text{ kN/m}$

2) 활 하 중

▣ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC(25m)

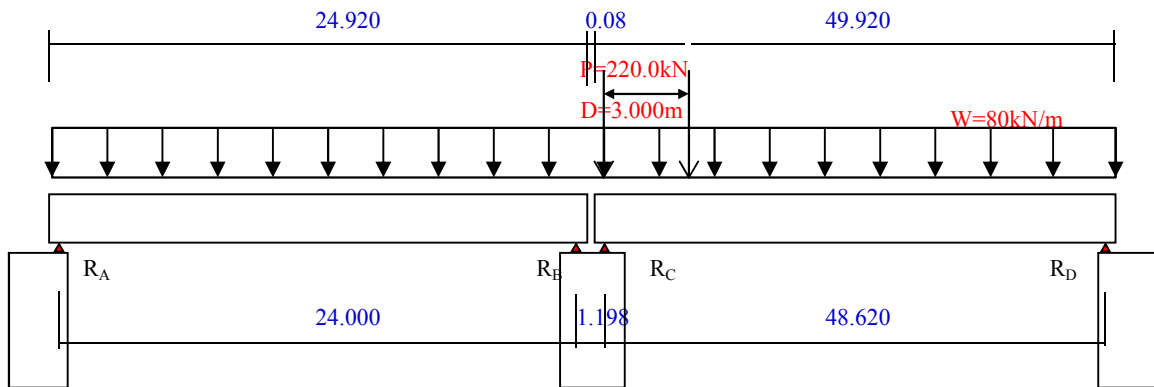
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (복선)	0.146	0.270	0.169	0.270	0.146		1.00
활 하 중 (단선)	0.292	0.462	0.169	0.078	0.000		1.00
보도 하중 (복선)	0.162	0.159	0.157	0.159	0.162		0.80
보도 하중 (단선)	0.384	0.269	0.157	0.048	-0.060		0.80

- SCP(50m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (복선)	0.158	0.272	0.139	0.271	0.160		1.00
활 하 중 (단선)	0.274	0.424	0.140	0.116	0.046		1.00
보도 하중 (복선)	0.390	0.042	0.139	0.042	0.387		1.00
보도 하중 (단선)	0.993	0.013	0.139	0.076	-0.222		1.00

■ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned}
 R_A &= 996.135 \text{ KN} & , & & R_C &= 2423.225 \text{ KN} \\
 R_B &= 997.465 \text{ KN} & , & & R_D &= 2010.375 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

② 보도균집하중 재하시

$$\begin{aligned}
 \text{보도폭} &: b = 0.85 \text{ m} \\
 \text{균집하중} &: W_m = 5.00 \text{ KN/m}^2 \\
 W_b &= 0.85 \times 5.00 \times 24.92 \times 1/2 = 52.955 \text{ KN} \\
 W_c &= 0.85 \times 5.00 \times 49.92 \times 1/2 = 106.080 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

■ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	308.42	555.47	353.77	555.47	308.42		2081.55
R_{LC}	848.48	1327.15	703.15	1322.30	857.54		5058.61
ΣR_L	1156.90	1882.62	1056.92	1877.77	1165.96		7140.16

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	311.59	475.07	176.89	80.34	-3.18		1040.72
R_{LC}	769.30	1028.83	354.00	289.16	87.92		2529.20
ΣR_L	1080.90	1503.90	530.88	369.50	84.74		3569.92

■ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	345.25	623.58	396.40	623.58	345.25		2334.06
R_{LC}	873.46	1370.14	725.12	1365.14	882.83		5216.68
ΣR_L	1218.70	1993.72	1121.52	1988.72	1228.08		7550.73

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R _{LB}	348.42	533.35	198.20	90.18	-3.18		1166.98
R _{LC}	790.96	1062.34	365.06	298.32	91.55		2608.23
ΣR _L	1139.38	1595.68	563.26	388.51	88.38		3775.21

3) 차량 횡하중

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

$$\begin{aligned}
 \sum PLf &= 0.000 \text{ kN} \\
 MLfb &= 0.000 \times 4.688 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MLfc &= 0.000 \times 4.688 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum MLf &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC

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

구 분	MLf	ΣXi ²	Xi	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	0.000	↓
G5			-4.000	0.000	↓

- SCP

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

구 분	MLf	ΣXi ²	Xi	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	42.025	4.100	0.000	↑
G2			2.050	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.050	0.000	↓
G5			-4.100	0.000	↓

4) 원심하중

▣ 원심하중 계수 산정

$$\text{곡선반경 : } R = \infty \quad L = 24.000, \quad 48.620 \quad V = 250 \text{ km/hr}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.44}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots c \text{ 지점}$$

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

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.44 \quad \dots c \text{ 지점}$$

가) 복선

$$\text{교각반력 (PL) :} \quad \text{지점b } 2081.55 \text{ kN}, \quad \text{지점c } 5058.61 \text{ kN}$$

$$P_{cb} = 2081.55 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 5058.61 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + (-2.000)^2 + (-4.000)^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{pb1} = 0.000 \times 4.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb2} = 0.000 \times 2.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb3} = 0.000 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb4} = 0.000 \times (-2.000) / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb5} = 0.000 \times (-4.000) / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

- SCP

$$\begin{aligned}
 R_{pi} &= M_c \times x_i / \sum x_i^2 \\
 \sum x_i^2 &= 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 \\
 &= 42.025 \text{ m}^2 \\
 R_{pc1} &= 0.000 \times 4.100 / 42.025 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc2} &= 0.000 \times 2.050 / 42.025 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc3} &= 0.000 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc4} &= 0.000 \times -2.050 / 42.025 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc5} &= 0.000 \times -4.100 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1040.72 kN , 지점c 2529.20 kN

$$\begin{aligned}
 P_{cb} &= 1040.72 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN} \\
 P_{cc} &= 2529.20 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN} \\
 \sum P_c &= 0.000 \text{ kN} \\
 M_{cb} &= 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M_{cc} &= 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum M_c &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC

$$\begin{aligned}
 R_{pi} &= M_c \times x_i / \sum x_i^2 \\
 \sum x_i^2 &= 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 \\
 &= 40.000 \text{ m}^2 \\
 R_{pb1} &= 0.000 \times 4.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pb2} &= 0.000 \times 2.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pb3} &= 0.000 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pb4} &= 0.000 \times -2.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pb5} &= 0.000 \times -4.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- SCP

$$\begin{aligned}
 R_{pi} &= M_c \times x_i / \sum x_i^2 \\
 \sum x_i^2 &= 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 \\
 &= 42.025 \text{ m}^2 \\
 R_{pc1} &= 0.000 \times 4.100 / 42.025 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc2} &= 0.000 \times 2.050 / 42.025 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc3} &= 0.000 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc4} &= 0.000 \times -2.050 / 42.025 = 0.000 \text{ kN} \\
 R_{pc5} &= 0.000 \times -4.100 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5) 풍 하중

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

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	3.000	×	3.200	=	28.800	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.600	×	0.6	=	6.480	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.089	×	12.460	=	190.227	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.089	×	24.960	=	381.064	kN
	Mn3b	=	190.227	×	3.045			=	579.146	kN·m
	Mn3c	=	381.064	×	3.045			=	1160.149	kN·m
	Σ Mn3							=	1739.295	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{nb1} = 579.146 \times 4.000 / 40.000 = 57.915 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 579.146 \times 2.000 / 40.000 = 28.957 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 579.146 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb4} = 579.146 \times -2.000 / 40.000 = -28.957 \text{ kN}$$

$$R_{nb5} = 579.146 \times -4.000 / 40.000 = -57.915 \text{ kN}$$

- SCP

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{nc1} = 1160.15 \times 4.100 / 42.025 = 113.185 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 1160.15 \times 2.050 / 42.025 = 56.593 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 1160.15 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 1160.15 \times -2.050 / 42.025 = -56.593 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 1160.15 \times -4.100 / 42.025 = -113.185 \text{ kN}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	3.000	×	3.200	=	14.400	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	3.600	×	0.6	=	3.240	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	8.188	×	12.460	=	153.034	kN
	Wn3c	=	1.500	×	8.188	×	24.960	=	306.559	kN
	Mn3b	=	153.034	×	4.594		=	703.038	kN·m	
	Mn3c	=	306.559	×	4.594		=	1408.332	kN·m	
	Σ Mn3		=				=	2111.37	kN·m	

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + (-2.000)^2 + (-4.000)^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{nb1} = 703.038 \times 4.000 / 40.000 = 70.304 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 703.038 \times 2.000 / 40.000 = 35.152 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 703.038 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 703.038 \times (-2.000) / 40.000 = -35.152 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 703.038 \times (-4.000) / 40.000 = -70.304 \text{ kN}$$

- SCP

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + (-2.050)^2 + (-4.100)^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{nc1} = 1408.332 \times 4.100 / 42.025 = 137.398 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 1408.332 \times 2.050 / 42.025 = 68.699 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 1408.332 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 1408.332 \times (-2.050) / 42.025 = -68.699 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 1408.332 \times (-4.100) / 42.025 = -137.398 \text{ kN}$$

6) 유 수 압 ($P = K \times V^2 \times A$)

$K = 0.4$ (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

$V = Q / A = 0.00 / 500$
 $= 0 \text{ m/sec}$

$A = 0.000 \text{ m}^2$: 교각의 연직투영면적

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

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

7) 총 돌 하중

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

$$W = 0 \text{ kN} \quad : \text{유송물의 중량}$$

$$V = V_m / 0.85 = 0 / 0.85 \quad : \text{표면유속}$$

$$= 0 \text{ m/sec}$$

$$P = 0.1 \times 0 \times 0 = 0.000 \text{ kN}$$

$$H = \text{수심} = 0 \text{ m}$$

■ 자동차의 충돌하중

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

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

$$\text{- 작용높이} = 1.8 \text{ m}$$

8) 지진 하중 - 교각방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

■ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	H _{EB(교직)}	84.64	127.06	142.59	127.11	84.69	566.09	1.0교직+ 0.3교축
	H _{EB(교축)}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+ 1.0교축
종점측	H _{EC(교직)}	124.12	180.86	198.33	180.02	122.95	806.28	1.0교직+ 0.3교축
	H _{EC(교축)}	876.15	808.27	794.11	810.77	882.66	4171.96	0.3교직+ 1.0교축

$$M_{eb(\text{교 직})} = 566.090 \times 2.208 = 1249.927 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교 직})} = 806.280 \times 2.208 = 1780.266 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 1249.927 \times 4.000 / 40.000 = 124.993 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 1249.927 \times 2.000 / 40.000 = 62.496 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 1249.927 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 1249.927 \times -2.000 / 40.000 = -62.496 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 1249.927 \times -4.000 / 40.000 = -124.993 \text{ kN}$$

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{EC1} = 1780.266 \times 4.100 / 42.025 = 173.684 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 1780.266 \times 2.050 / 42.025 = 86.842 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 1780.266 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 1780.266 \times -2.050 / 42.025 = -86.842 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 1780.266 \times -4.100 / 42.025 = -173.684 \text{ kN}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	H _{0E(교 직)}	M _{0E(교 직)}	비 고
기둥하단	1,070.401	8,581.221	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(교 직)}	190.56	285.97	320.72	286.05	190.61	1273.91	1.0교 직+0.3교 축
	H _{EB(교 축)}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교 직+1.0교 축
종점측	H _{EC(교 직)}	282.22	411.40	451.12	409.48	279.54	1833.76	1.0교 직+0.3교 축
	H _{EC(교 축)}	1939.27	1776.43	1746.73	1782.04	1954.32	9198.79	0.3교 직+1.0교 축

$$M_{eb(\text{교 직})} = 1273.910 \times 2.208 = 2812.793 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ec(\text{교 직})} = 1833.760 \times 2.208 = 4048.942 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 2812.793 \times 4.000 / 40.000 = 281.279 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 2812.793 \times 2.000 / 40.000 = 140.640 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 2812.793 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 2812.793 \times -2.000 / 40.000 = -140.640 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 2812.793 \times -4.000 / 40.000 = -281.279 \text{ kN}$$

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{EC1} = 4048.942 \times 4.100 / 42.025 = 395.019 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 4048.942 \times 2.050 / 42.025 = 197.509 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 4048.942 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 4048.942 \times -2.050 / 42.025 = -197.509 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 4048.942 \times -4.100 / 42.025 = -395.019 \text{ kN}$$

$$P_E = 1273.91 + 1833.760 = 3107.670 \text{ kN}$$

$$M_c = 3107.670 \times 2.208 = 6861.735 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(\text{교 직})}$	$M_{0E(\text{교 직})}$	비 고
기둥하단	2,436.770	19505.69	1.0교 직+0.3교 축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 구간	우측 구간
고정 하중	4822.700 kN	11370.380 kN
편 심	0.508 m	-0.690 m

$$M_d = 4822.7 \times 0.508 + 11370.38 \times -0.690 = -5395.631 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 구간	우측 구간
활하중	단선재하시	1040.720 kN	2529.199 kN
	복선재하시	2081.546 kN	5058.611 kN
편 심		0.508 m	-0.690 m

$$M_{L\text{단선}} = 1040.72 \times 0.508 + 2529.20 \times -0.690 = -1216.462 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 2081.55 \times 0.508 + 5058.61 \times -0.690 = -2433.016 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 구간	우측 구간
활하중	단선재하시	1166.975 kN	2608.233 kN
	복선재하시	2334.056 kN	5216.678 kN
편 심		0.508 m	-0.690 m

$$M_{L\text{단선}} = 1166.98 \times 0.508 + 2608.23 \times -0.690 = -1206.857 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 2334.06 \times 0.508 + 5216.68 \times -0.690 = -2413.807 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 3.000 \times 1.500 \times 10.000 = 45.000 \text{ kN} \\ &3.000 \times 1.500 \times 6.900 = 31.050 \text{ kN} \\ &(\quad 45.000 + 31.050 \quad) / 10.000 = 7.605 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{기둥} \quad W_{n2} = 3.000 \times 3.600 \times 0.6 = 6.480 \text{ kN/m}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 1.500 \times 1.500 \times 10.000 = 22.500 \text{ kN} \\ &1.500 \times 1.500 \times 6.900 = 15.525 \text{ kN} \\ &(\quad 22.500 + 15.525 \quad) / 10.000 = 3.803 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{기둥} \quad W_{t2} = 1.500 \times 3.600 \times 0.6 = 3.240 \text{ kN/m}$$

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)

$$T_c = 20 \times 50.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

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)

$$T = 33 \times 50.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

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

$$R_m = 4822.70 + 997.465 = 5820.165 \text{ kN}$$

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

$$= 500.00 - 436.512 \text{ (제동하중)}$$

$$= 825.00 - 436.512 \text{ (시동하중)}$$

$$= 63.49 < T/2 = 250.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= 388.49 < T/2 = 412.50 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 250.00 \text{ kN(제동하중)}, 412.50 \text{ kN(시동하중)}$$

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

$$R_m = 11370.38 + 2423.23 = 13793.605 \text{ kN}$$

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

$$= 2069.041 > T/2 = 500.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 2069.041 > T/2 = 500.000 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 500.000 \text{ kN(제동하중)}, 500.000 \text{ kN(시동하중)},$$

마) 설계수평력

$$T \text{ (단 선)} = T_f + T_m = 412.500 + 500.000 = 912.500 \text{ kN}$$

$$T \text{ (복 선)} = T_f + T_m = 662.500 + 1000.000 = 1662.500 \text{ kN}$$

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 4 \times 3 \times 24.920 = 299.040 \text{ kN}$$

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

$$= 299.04 - 361.703$$

$$= -62.66 < T/2 = 149.52$$

$$\therefore T_f = 149.52 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 4 \times 3 \times 49.920 = 599.040 \text{ kN}$$

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

$$= 1705.557 > T/2 = 299.520$$

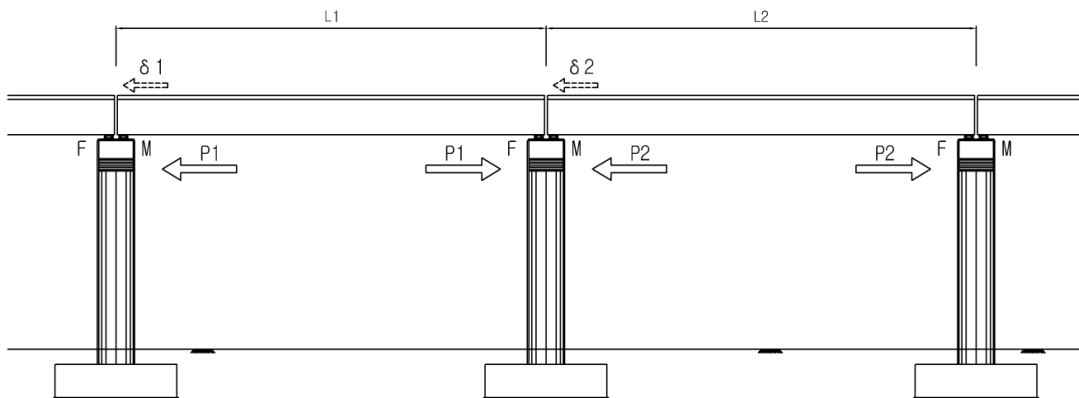
$$\therefore T_m = 299.52 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 149.520 + 299.520 = 449.040 \text{ kN}$$

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

$$T_{s1} = 4822.70 \times 0.150 = 723.405 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 11370.38 \times 0.150 = 1705.557 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 7156.76 \times 0.150 = 1073.513 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 16587.06 \times 0.150 = 2488.059 \text{ kN}$$

다) 온도변화에 의한 수평력산정

$$\delta = \Delta t \times \alpha \times L$$

여기서 Δt : 온도변화

$\alpha 1$: 강합성교의 선팅창계수 (0.000012)

$\alpha 2$: 콘크리트교의 선팅창계수 (0.000010)

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

$$\therefore \delta 2 = 15 \times 0.00001 \times 48.620 = 0.007293 \text{ m}$$

▶ 등가수평력

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

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 13222.445 \text{ kN}$$

여기서 E : 27500 MPa

I : 8.245 m⁴

L : 5.700 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	723.405	13222.445	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1073.513	13884.945	교좌장치마찰에의한 수평력적용

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

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 26786.471 \text{ kN}$$

여기서 E : 27500 MPa

I : 8.245 m⁴

L : 5.700 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	1705.557	26786.471	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	2488.059	27786.471	교좌장치마찰에의한 수평력적용

라) 적용온도하중

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

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

등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

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

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	1705.557	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	1488.059	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	4233.06	26638.02	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

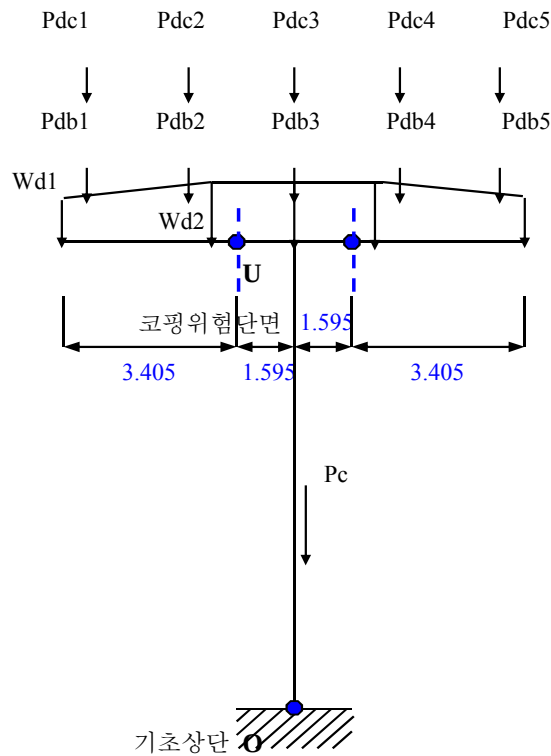
▣ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비 고
기둥하단	2859.16	17754.95	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

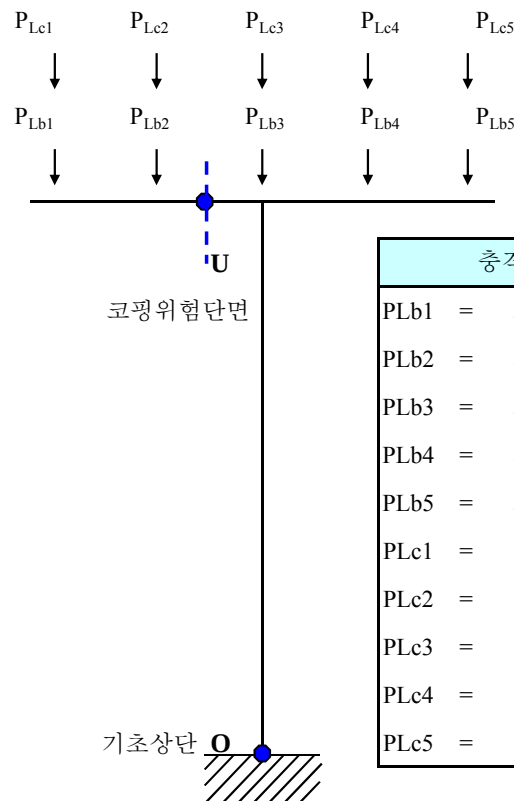
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	1038.51	kN
Pdb2	=	914.01	kN
Pdb3	=	917.66	kN
Pdb4	=	914.01	kN
Pdb5	=	1038.51	kN
Pdc1	=	2350.29	kN
Pdc2	=	2205.31	kN
Pdc3	=	2255.16	kN
Pdc4	=	2204.88	kN
Pdc5	=	2354.74	kN
Wd1	=	117.600	kN/m
Wd2	=	235.200	kN/m
Pc	=	673.325	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	1038.510	2.405	1038.510	2497.400	4.000	1038.510	4154.040
Pbd2	914.010	0.405	914.010	369.984	2.000	914.010	1828.020
Pbd3	917.660	-1.595	0.000	0.000	0.000	917.660	0.000
Pbd4	914.010	0.405	914.010	369.984	-2.000	914.010	-1828.020
Pbd5	1038.510	2.405	1038.510	2497.400	-4.000	1038.510	-4154.040
Pcd1	2350.290	2.505	2350.290	5886.986	4.100	2350.290	9636.189
Pcd2	2205.310	0.455	2205.310	1002.956	2.050	2205.310	4520.886
Pcd3	2255.160	-1.595	0.000	0.000	0.000	2255.160	0.000
Pcd4	2204.880	0.455	2204.880	1002.761	-2.050	2204.880	-4520.004
Pcd5	2354.740	2.505	2354.740	5898.133	-4.100	2354.740	-9654.434
Wd1	176.40	1.338	546.84	731.7402026	0.000	1093.68	0.000
Wd2	235.200	0.152	71.68696884	10.92479061	0.000	893.760	0.000
Pc	673.325	-1.595	0.000	0	0.000	673.325	0.000
합 계			9733.75	10510.942		18853.845	17.363

2-1) 활 하중 (L.C 2-1) : 복선



충격 미고려시			충격 고려시		
PLb1	=	308.417 kN	PLb1	=	345.247 kN
PLb2	=	555.471 kN	PLb2	=	623.580 kN
PLb3	=	353.771 kN	PLb3	=	396.402 kN
PLb4	=	555.471 kN	PLb4	=	623.580 kN
PLb5	=	308.417 kN	PLb5	=	345.247 kN
PLc1	=	848.48 kN	PLc1	=	873.46 kN
PLc2	=	1327.15 kN	PLc2	=	1370.14 kN
PLc3	=	703.15 kN	PLc3	=	725.12 kN
PLc4	=	1322.30 kN	PLc4	=	1365.14 kN
PLc5	=	857.54 kN	PLc5	=	882.83 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	308.417	2.405	308.417	741.679	4.000	308.417	1233.668
PLb2	555.471	0.405	555.471	224.850	2.000	555.471	1110.941
PLb3	353.771	-1.595	0.000	0.000	0.000	353.771	0.000
PLb4	555.471	0.405	555.471	224.850	-2.000	555.471	-1110.941
PLb5	308.417	2.405	308.417	741.679	-4.000	308.417	-1233.668
PLc1	848.482	2.505	848.482	2125.270	4.100	848.482	3478.775
PLc2	1327.145	0.455	1327.145	603.574	2.050	1327.145	2720.648
PLc3	703.147	-1.595	0.000	0.000	0.000	703.147	0.000
PLc4	1322.299	0.455	1322.299	601.370	-2.050	1322.299	-2710.713
PLc5	857.538	2.505	857.538	2147.954	-4.100	857.538	-3515.906
합 계			3043.724	3715.853		7140.157	27.196

Moy= -2433.016 kN·m

Ho= 0.000 kN

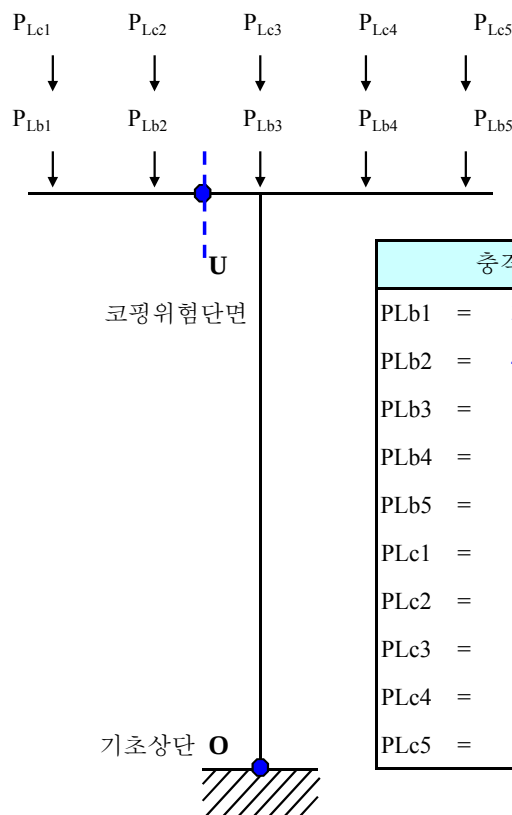
▶ 충격 고려시

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	345.247	2.405	345.247	830.246	4.000	345.247	1380.987
PLb2	623.580	0.405	623.580	252.420	2.000	623.580	1247.160
PLb3	396.402	-1.595	0.000	0.000	0.000	396.402	0.000
PLb4	623.580	0.405	623.580	252.420	-2.000	623.580	-1247.160
PLb5	345.247	2.405	345.247	830.246	-4.000	345.247	-1380.987
PLc1	873.456	2.505	873.456	2187.826	4.100	873.456	3581.170
PLc2	1370.140	0.455	1370.140	623.128	2.050	1370.140	2808.786
PLc3	725.118	-1.595	0.000	0.000	0.000	725.118	0.000
PLc4	1365.135	0.455	1365.135	620.852	-2.050	1365.135	-2798.527
PLc5	882.829	2.505	882.829	2211.302	-4.100	882.829	-3619.598
합 계			3216.791	3914.820		7550.734	28.168

Moy= -2413.807 kN·m

Ho= 0.000 kN

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시		충격고려시(모멘트)	
PLb1	= 311.594 kN	PLb1	= 348.424 kN
PLb2	= 475.074 kN	PLb2	= 533.345 kN
PLb3	= 176.885 kN	PLb3	= 198.201 kN
PLb4	= 80.344 kN	PLb4	= 90.182 kN
PLb5	= -3.177 kN	PLb5	= -3.177 kN
PLc1	= 769.30 kN	PLc1	= 790.96 kN
PLc2	= 1028.83 kN	PLc2	= 1062.34 kN
PLc3	= 354.00 kN	PLc3	= 365.06 kN
PLc4	= 289.16 kN	PLc4	= 298.32 kN
PLc5	= 87.92 kN	PLc5	= 91.55 kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	311.594	2.405	311.594	749.319	4.000	311.594	1246.377
PLb2	475.074	0.405	475.074	192.306	2.000	475.074	950.147
PLb3	176.885	-1.595	0.000	0.000	0.000	176.885	0.000
PLb4	80.344	0.405	80.344	32.523	-2.000	80.344	-160.688
PLb5	-3.177	2.405	-3.177	-7.641	-4.000	-3.177	12.709
PLc1	769.301	2.505	769.301	1926.939	4.100	769.301	3154.135
PLc2	1028.827	0.455	1028.827	467.902	2.050	1028.827	2109.094
PLc3	353.997	-1.595	0.000	0.000	0.000	353.997	0.000
PLc4	289.156	0.455	289.156	131.506	-2.050	289.156	-592.770
PLc5	87.919	2.505	87.919	220.218	-4.100	87.919	-360.466
합 계			2584.796	3336.466		3569.919	6358.538

Moy= -1216.462 kN·m

Ho= 0.000 kN

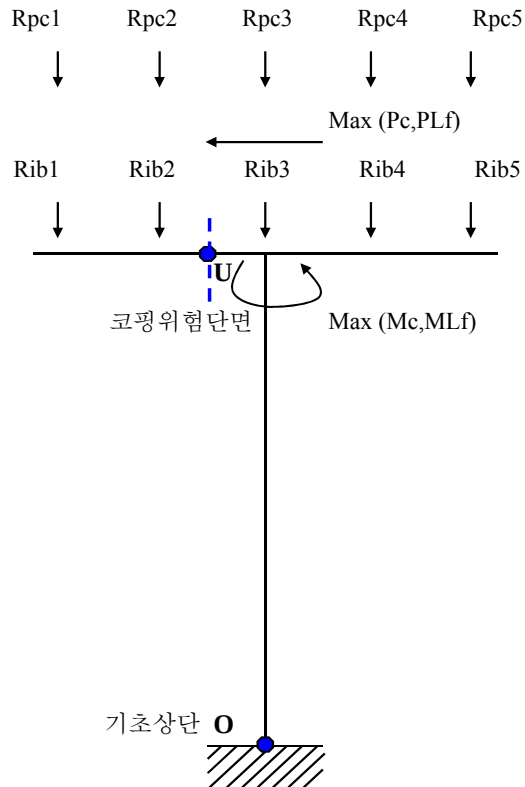
▶ 충격 고려시

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	348.424	2.405	348.424	837.887	4.000	348.424	1393.696
PLb2	533.345	0.405	533.345	215.894	2.000	533.345	1066.690
PLb3	198.201	-1.595	0.000	0.000	0.000	198.201	0.000
PLb4	90.182	0.405	90.182	36.505	-2.000	90.182	-180.364
PLb5	-3.177	2.405	-3.177	-7.641	-4.000	-3.177	12.709
PLc1	790.956	2.505	790.956	1981.181	4.100	790.956	3242.921
PLc2	1062.337	0.455	1062.337	483.142	2.050	1062.337	2177.790
PLc3	365.061	-1.595	0.000	0.000	0.000	365.061	0.000
PLc4	298.324	0.455	298.324	135.675	-2.050	298.324	-611.564
PLc5	91.554	2.505	91.554	229.324	-4.100	91.554	-375.372
합 계			2735.062	3518.103		3775.208	6726.506

Moy= -1206.857 kN·m

Ho= 0.000 kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

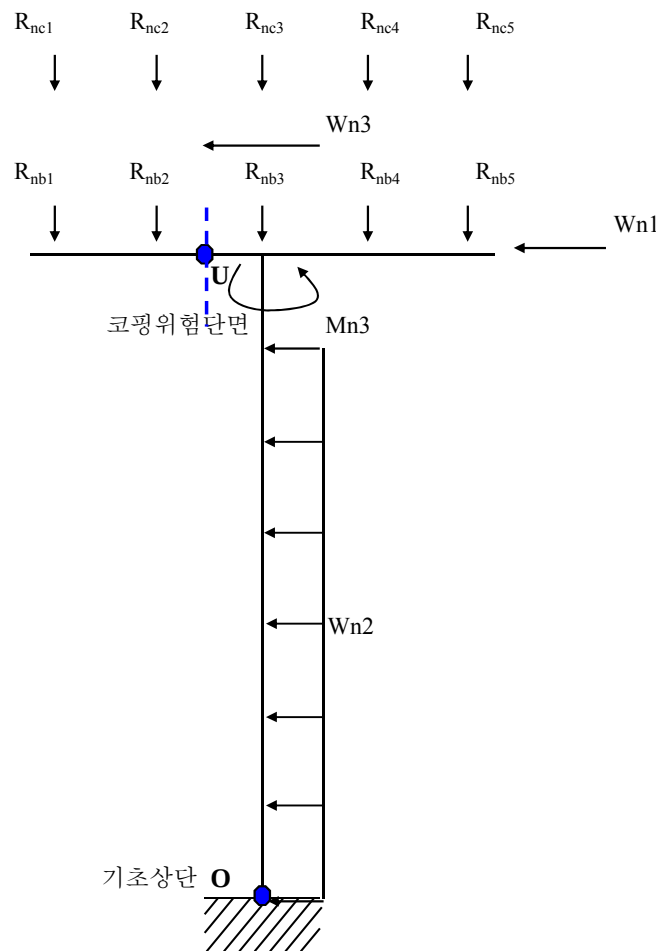
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

Max (PLf, Pc)	=	0.000	kN
Max (MLf, Mc)	=	0.000	kN·m

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

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	0.000	2.405	0.000	0.000	4.000	0.000	0.000
Pbd2	0.000	0.405	0.000	0.000	2.000	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	0.000	0.405	0.000	0.000	-2.000	0.000	0.000
Pbd5	0.000	2.405	0.000	0.000	-4.000	0.000	0.000
Pcd1	0.000	2.505	0.000	0.000	4.100	0.000	0.000
Pcd2	0.000	0.455	0.000	0.000	2.050	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	0.000	0.455	0.000	0.000	-2.050	0.000	0.000
Pcd5	0.000	2.505	0.000	0.000	-4.100	0.000	0.000
PLf	0.000	-	-	-	6.140	-	0.000
합 계			0.000	0.000		0.000	0.000

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

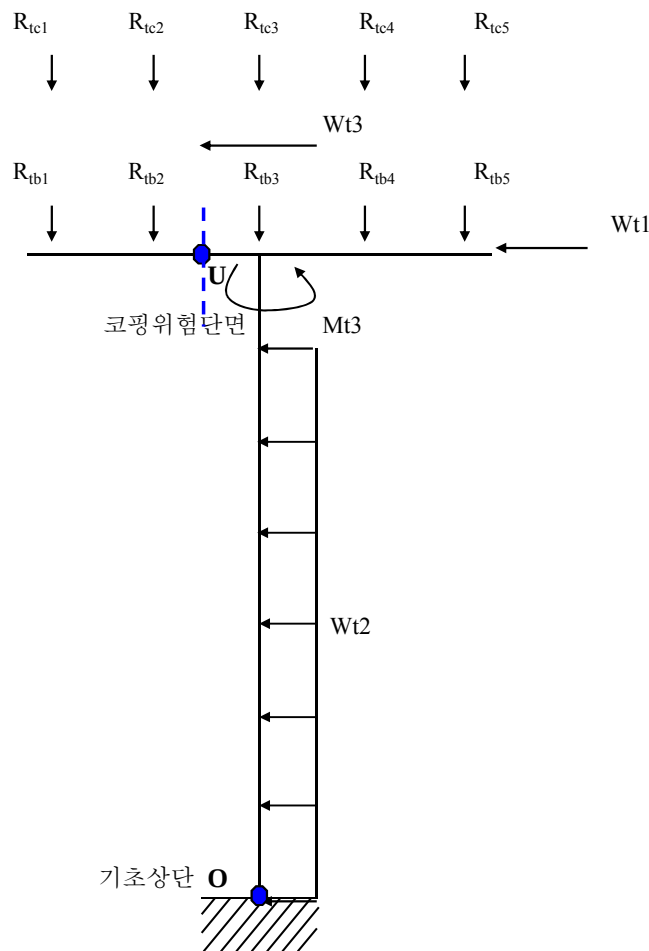


Wn1	=	28.800	kN
Wn2	=	6.480	kN/m
Wn3b	=	190.227	kN
Wn3c	=	381.064	kN
Mn3	=	1739.295	kN·m

Rnb1	=	57.915	kN
Rnb2	=	28.957	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	-28.957	kN
Rnb5	=	-57.915	kN
Rnc1	=	113.185	kN
Rnc2	=	56.593	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	-56.593	kN
Rnc5	=	-113.185	kN

구 분	하 중	교평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rnb1	57.915	2.405	57.915	139.273	4.000	57.915	231.658
Rnb2	28.957	0.405	28.957	11.722	2.000	28.957	57.915
Rnb3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	-28.957	0.405	-28.957	-11.722	-2.000	-28.957	57.915
Rnb5	-57.915	2.405	-57.915	-139.273	-4.000	-57.915	231.658
Rnc1	113.185	2.505	113.185	283.506	4.100	113.185	464.060
Rnc2	56.593	0.455	56.593	25.738	2.050	56.593	116.015
Rnc3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	-56.593	0.455	-56.593	-25.738	-2.050	-56.593	116.015
Rnc5	-113.185	2.505	-113.185	-283.506	-4.100	-113.185	464.060
Wn1	28.80	-	-	-	6.140	-	176.832
Wn2	17.50	-	-	-	1.350	-	23.620
Wn3	571.29	-	-	-	6.140	-	3507.727
합 계	617.587		256.650	460.238		0.000	5447.473

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

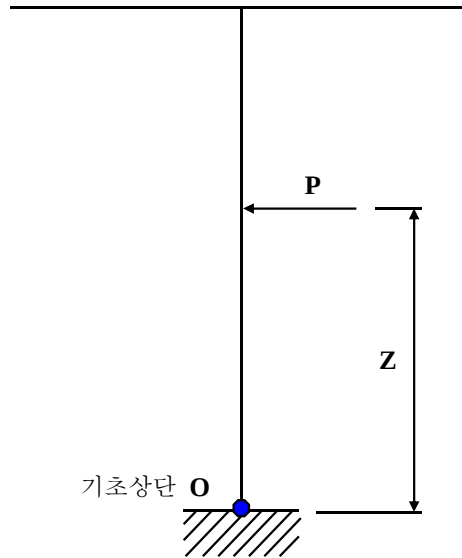


Wt1	=	14.400	kN
Wt2	=	3.240	kN/m
Wt3b	=	153.034	kN
Wt3c	=	306.559	kN
Mt3	=	703.038	kN·m

Rtb1	=	70.304	kN
Rtb2	=	35.152	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	-35.152	kN
Rtb5	=	-70.304	kN
Rtc1	=	137.398	kN
Rtc2	=	68.699	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	-68.699	kN
Rtc5	=	-137.398	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	70.304	2.405	70.304	169.066	4.000	70.304	281.215
Rtb2	35.152	0.405	35.152	14.229	2.000	35.152	70.304
Rtb3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	-35.152	0.405	-35.152	-14.229	-2.000	-35.152	70.304
Rtb5	-70.304	2.405	-70.304	-169.066	-4.000	-70.304	281.215
Rtc1	137.398	2.505	137.398	344.154	4.100	137.398	563.333
Rtc2	68.699	0.455	68.699	31.244	2.050	68.699	140.833
Rtc3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	-68.699	0.455	-68.699	-31.244	-2.050	-68.699	140.833
Rtc5	-137.398	2.505	-137.398	-344.154	-4.100	-137.398	563.333
Wt1	14.40	-	-	-	6.140	-	88.416
Wt2	8.75	-	-	-	1.350	-	11.810
Wn3	459.59	-	-	-	6.140	-	2821.901
합 계	482.741		311.553	558.693		0.000	5033.497

6) 유수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	1.100	m

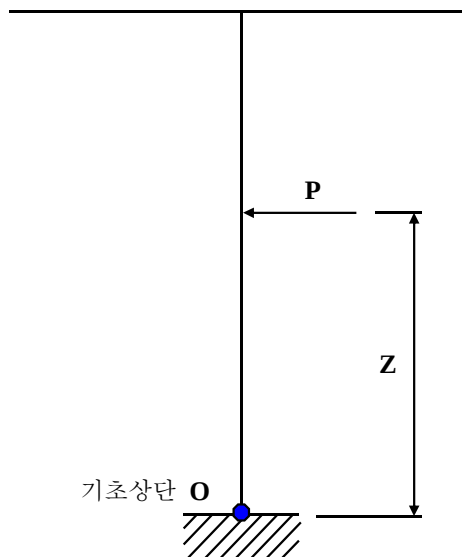
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 0.000 \times 1.100 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	2.900	m

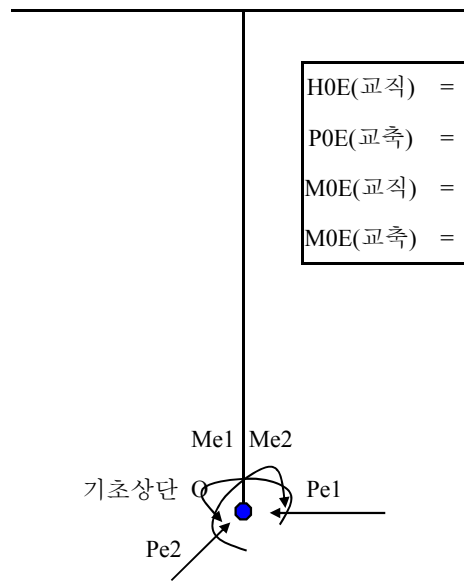
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 1000.000 \times 2.900 = 2900.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

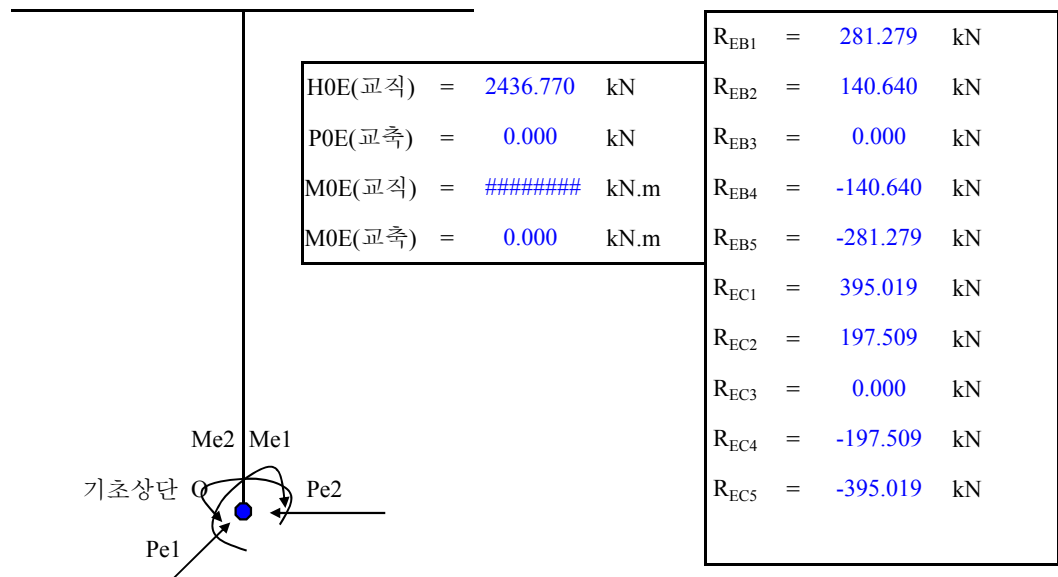
8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



H0E(교직) = 1070.401 kN	R _{EB1} = 124.993 kN
P0E(교축) = 0.000 kN	R _{EB2} = 62.496 kN
M0E(교직) = 8581.221 kN.m	R _{EB3} = 0.000 kN
M0E(교축) = 0.000 kN.m	R _{EB4} = -62.496 kN
	R _{EB5} = -124.993 kN
	R _{EC1} = 173.684 kN
	R _{EC2} = 86.842 kN
	R _{EC3} = 0.000 kN
	R _{EC4} = -86.842 kN
	R _{EC5} = -173.684 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	124.993	2.405	124.993	300.581	-	-	-
REB2	62.496	0.405	62.496	25.298	-	-	-
REB3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-62.496	0.405	-62.496	-25.298	-	-	-
REB5	-124.993	2.405	-124.993	-300.581	-	-	-
REC1	173.684	2.505	173.684	435.043	-	-	-
REC2	86.842	0.455	86.842	39.495	-	-	-
REC3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-86.842	0.455	-86.842	-39.495	-	-	-
REC5	-173.684	2.505	-173.684	-435.043	-	-	-
He1	1070.401	-	-	-	-	-	8581.221
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			448.016	800.418			

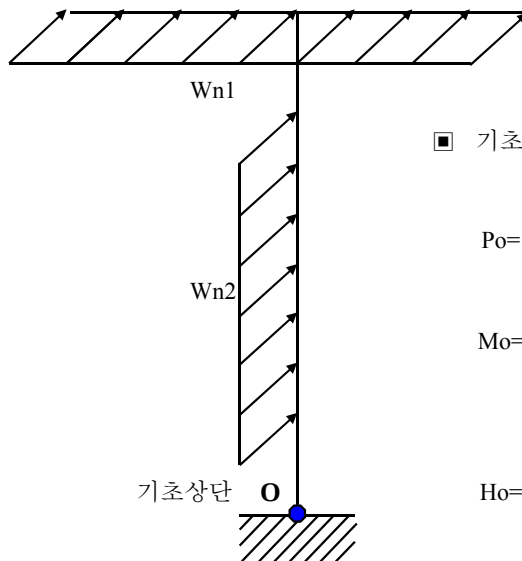
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



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	281.279	2.405	281.279	676.418	-	-	-
REB2	140.640	0.405	140.640	56.930	-	-	-
REB3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-140.640	0.405	-140.640	-56.930	-	-	-
REB5	-281.279	2.405	-281.279	-676.418	-	-	-
REC1	395.019	2.505	395.019	989.440	-	-	-
REC2	197.509	0.455	197.509	89.826	-	-	-
REC3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-197.509	0.455	-197.509	-89.826	-	-	-
REC5	-395.019	2.505	-395.019	-989.440	-	-	-
He1	2436.770	-	-	-	-	-	19505.689
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			1014.447	1812.613			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



$$W_{n1} = 7.605 \text{ kN/m}$$

$$W_{n2} = 6.480 \text{ kN/m}$$

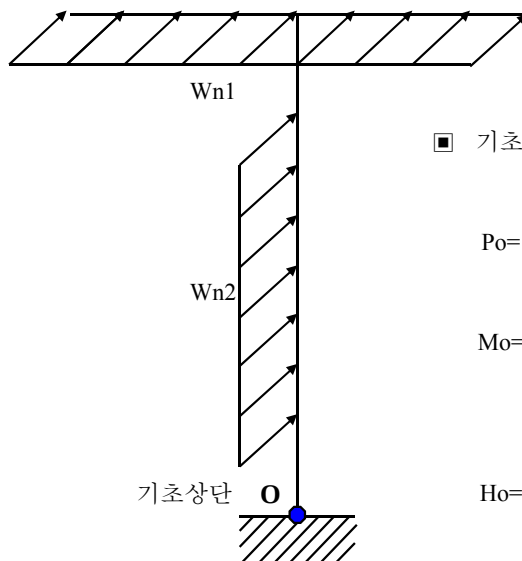
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 76.050 \times 4.200 + 17.496 \times 1.350 = 343.030 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 93.5460 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



$$W_{n1} = 3.803 \text{ kN/m}$$

$$W_{n2} = 3.240 \text{ kN/m}$$

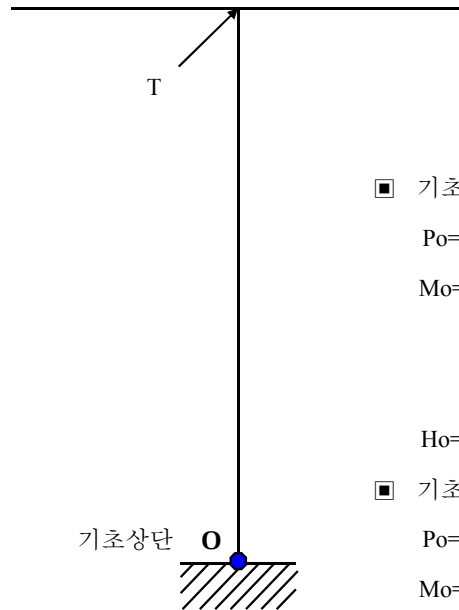
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 38.030 \times 4.200 + 8.748 \times 1.350 = 171.536 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 46.7780 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f\text{복선}}$	=	662.500	kN
$T_{m\text{복선}}$	=	1000.000	kN
$T_{f\text{단선}}$	=	412.500	kN
$T_{m\text{단선}}$	=	500.000	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 662.500 \times 6.200 + \\ &\quad 1000.000 \times 6.200 \\ &= 10307.500 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 1662.50 \text{ kN}$$

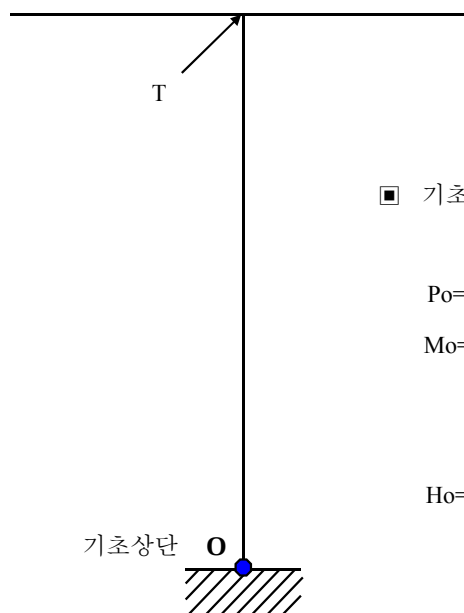
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 412.500 \times 6.200 + \\ &\quad 500.000 \times 6.200 \\ &= 5657.500 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 912.50 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	149.520	kN
T_m	=	299.520	kN

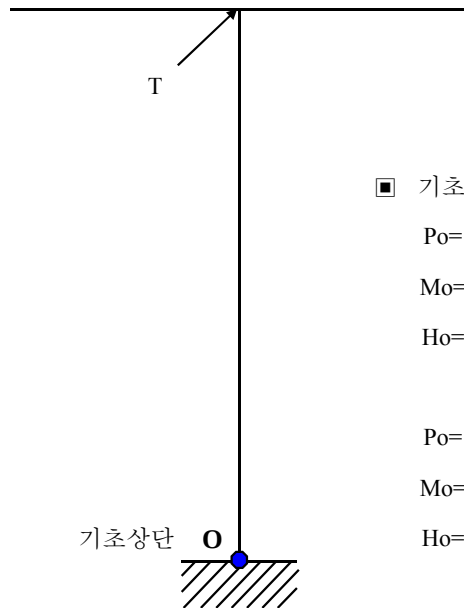
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$\begin{aligned} M_o &= 149.520 \times 6.200 + \\ &\quad 299.520 \times 6.200 \\ &= 2784.048 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 449.040 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	1705.557	kN

시제동하중 작용시	=	1488.059	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 1705.557 \times 6.200 = 10574.453 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

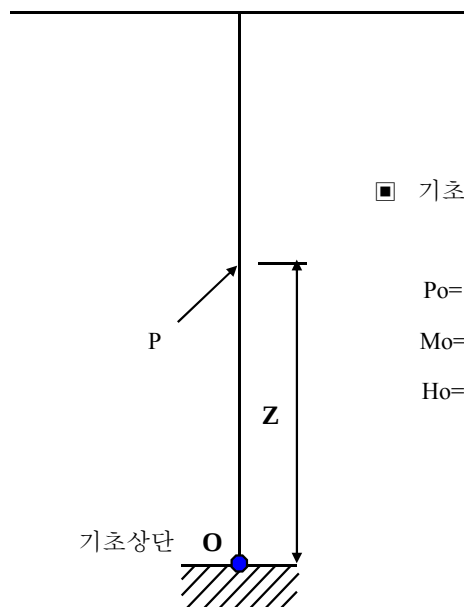
$$H_o = 1705.557 \text{ kN}$$

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

$$M_o = 1488.059 \times 6.200 = 9225.964 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 1488.059 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN

Z	=	2.900	M

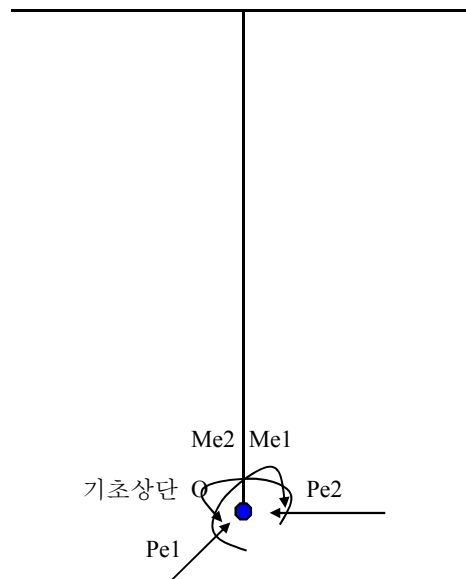
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 500.000 \times 2.900 = 1450.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

He1= 4233.062 kN·m

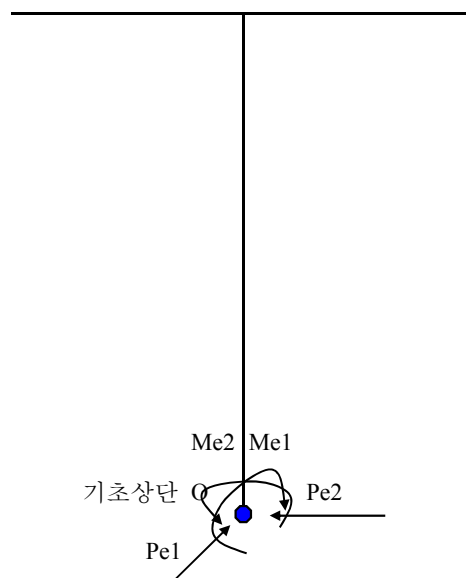
Me1= ##### kN

Pe2= 0.000 kN

He2= 0.000 kN·m

Me2= 0.000 kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

He1= 2859.164 kN·m

Me1= ##### kN

Pe2= 0.000 kN

He2= 0.000 kN·m

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	9,734	10,511	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	3,044	3,716
		충격 고려시	3,217	3,915
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	2,585	3,336
		충격 고려시	2,735	3,518
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-
Load Case 3-2		단 선	-	-
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)	257	460	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)	312	559	
Load Case 6	유 수 압	-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중	-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)	448	800	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)	1,014	1,813	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하 중 경 우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌에 의한 하중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을 때	열차가 있을 때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	12,951	14,426	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	12,469	14,029	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	9,990	10,971	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	13,262	14,984	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	12,780	14,588	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	12,951	14,426	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	12,469	14,029	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	9,990	10,971	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중 경우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌 에 의 한 하 중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	19,092	21,432	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	18,200	20,698	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	20,721	23,081	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	19,950	22,446	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	17,644	19,671	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	16,970	19,115	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	13,487	14,811	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	18,065	20,425	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	17,390	19,869	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	17,644	19,671	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	16,970	19,115	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	11,988	13,165	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		12,482	14,281	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	13,049	15,293	지진시

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

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교 직 수평력 (kN)	교 축 수평력 (kN)	연 직 력 (kN)	교 직 모 멘 트 (kN·m)	교 축 모 멘 트 (kN·m)
교 직 방 향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	18,854	17	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	7,140	27	2,433
			충격 고려시	-	-	7,551	28	2,414
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	3,570	6,359	1,216
			충격 고려시	-	-	3,775	6,727	1,207
	L.C 3-1	형하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		618	-	-	5,447	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		483	-	-	5,033	-
교 직 방 향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	2,900	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		1,070	-	-	8,581	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		2,437	-	-	19,506	-
교 축 방 향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	94	-	-	343
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	47	-	-	172
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	1,663	-	-	10,308
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	913	-	-	5,658
	L.C 13	장대레일중하중		-	449	-	-	2,784
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	1,706	-	-	10,574
			시제동하중 작용	-	1,488	-	-	9,226
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	1,450
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	4,233	-	-	26,638
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	2,859	-	-	17,755

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중 조합	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향						비 고
	고정 하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중	시동및제동 하중		장대 레일 종하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을 때	열차가 있을 때				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	26,405	-	46	-	2,414	
combo 2	22,629	-	6,744	-	1,207	
combo 3	26,405	-	46	1,706	12,988	
combo 4	22,629	-	6,744	1,706	11,781	
combo 5	18,854	618	5,465	1,799	10,917	
combo 6	26,405	483	5,079	3,646	24,903	
combo 7	22,629	483	11,777	2,896	19,046	
combo 8	26,405	1,000	2,946	500	3,864	
combo 9	22,629	1,000	9,644	500	2,657	
combo 10	18,854	1,618	8,365	594	1,793	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정 하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선						
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	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	연 직 력 (kN)	교 직 수 평 력 (kN)	교 직 모 멘 트 (Mx) (kN·m)	교 축 수 평 력 (kN)	교 축 모 멘 트 (My) (kN·m)	비 고
comb 11	39,422	-	76	-	4,466	철설기 8.3.1
comb 12	32,437	-	12,467	-	2,233	철설기 8.3.1
comb 13	42,247	-	73	-	3,862	철설기 8.3.2
comb 14	36,206	-	10,790	-	1,931	철설기 8.3.2
comb 15	36,024	-	63	2,303	17,655	철설기 8.3.3
comb 16	30,738	-	9,441	2,303	15,965	철설기 8.3.3
comb 17	25,453	834	7,378	2,429	14,739	철설기 8.3.4
comb 18	36,024	652	6,858	5,028	34,394	철설기 8.3.5
comb 19	30,738	652	16,236	3,978	26,194	철설기 8.3.5
comb 20	36,024	1,350	3,978	675	5,337	철설기 8.3.7
comb 21	30,738	1,350	13,356	675	3,647	철설기 8.3.7
comb 22	22,625	1,941	10,038	712	2,152	철설기 8.3.8
comb 23	22,214	-	6,004	4,233	27,712	철설기 8.3.6
comb 24	22,214	1,070	14,585	-	1,074	철설기 8.3.6
comb 25	22,214	-	6,004	2,859	18,829	철설기 8.3.6
comb 26	22,214	2,437	25,510	-	1,074	철설기 8.3.6

(재현주기 100년, 교축)

(재현주기 100년, 교직)

(재현주기 1000년, 교축)

(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)		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)	교 직 수평력 (kN)	교 직 모멘트 (Mx) (kN·m)	교 축 수평력 (kN)	교 축 모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	29,052	-	66	-	4,466	철설기 8.3.1
comb 28	22,067	-	12,458	-	2,233	철설기 8.3.1
comb 29	27,164	-	59	-	3,862	철설기 8.3.2
comb 30	21,123	-	10,776	-	1,931	철설기 8.3.2
comb 31	25,654	-	53	2,303	17,655	철설기 8.3.3
comb 32	20,368	-	9,431	2,303	15,965	철설기 8.3.3
comb 33	15,083	834	7,368	2,429	14,739	철설기 8.3.4
comb 34	25,654	652	6,849	5,028	34,394	철설기 8.3.5
comb 35	20,368	652	16,226	3,978	26,194	철설기 8.3.5
comb 36	25,654	1,350	3,968	675	5,337	철설기 8.3.7
comb 37	20,368	1,350	13,346	675	3,647	철설기 8.3.7
comb 38	16,968	1,941	10,033	712	2,152	철설기 8.3.8
comb 39	22,214	-	6,004	4,233	27,712	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	22,214	1,070	14,585	-	1,074	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	22,214	-	6,004	2,859	18,829	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	22,214	2,437	25,510	-	1,074	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정하중	활하중 (충격미고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수압	충돌하중	교축 직각 지진하중 (100)	교축 직각 지진하중 (1000)	시동및제동하중		장대 레일중하중	온도하중	충돌하중	교축 방향 지진하중 (100)	교축 방향 지진하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차가없을때	열차가있을때					복선	단선						
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-	
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

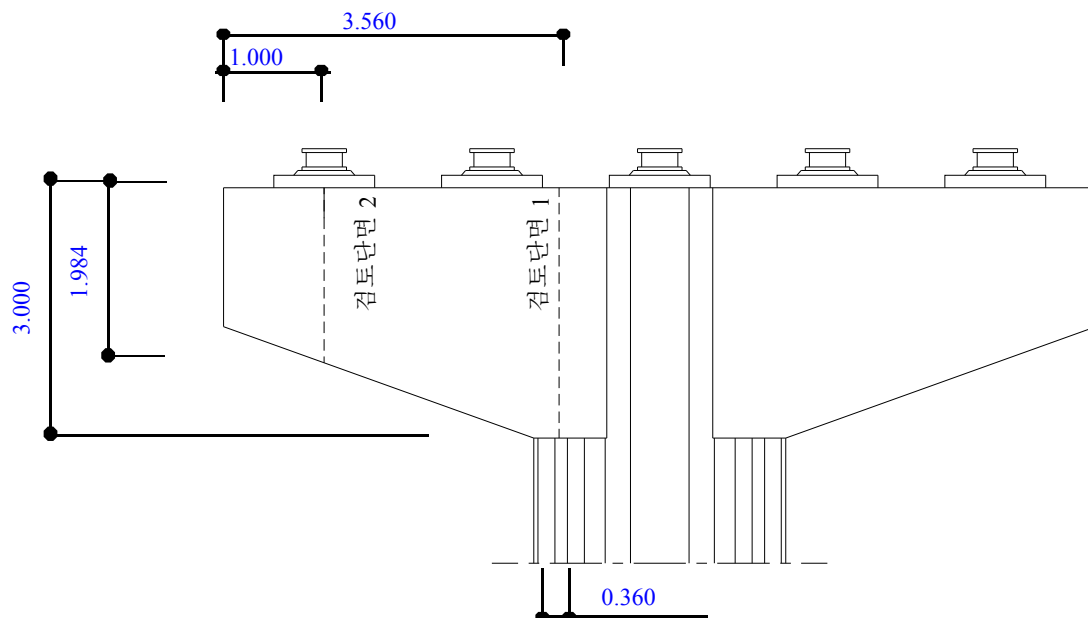
구 분	연 직 력 (kN)	교 직 수 평 력 (kN)	교 직 모 멘 트 (kN·m)	교 축 수 평 력 (kN)	교 축 모 멘 트 (kN·m)	비 고
combo 43	25,994	-	45	-	2,433	철설기 8.3.1
combo 44	22,424	-	6,376	-	1,216	철설기 8.3.1
combo 45	25,994	-	45	1,706	13,007	철설기 8.3.3
combo 46	22,424	-	6,376	1,706	11,791	철설기 8.3.3
combo 47	18,854	618	5,465	1,799	10,917	철설기 8.3.4
combo 48	25,994	483	5,078	3,646	24,922	철설기 8.3.5
combo 49	22,424	483	11,409	2,896	19,056	철설기 8.3.5
combo 50	25,994	1,000	2,945	500	3,883	철설기 8.3.7
combo 51	22,424	1,000	9,276	500	2,666	철설기 8.3.7
combo 52	18,854	1,741	9,454	612	1,862	철설기 8.3.8
combo 53	22,424	-	6,376	4,233	27,854	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	22,424	1,070	14,957	-	1,216	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	22,424	-	6,376	2,859	18,971	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	22,424	2,437	25,882	-	1,216	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

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

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	comb 4	14,984	
계수하중	최대모멘트	comb 13	23,081	
	최대전단력	comb 13	20,721	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
3,200	3,000	2,800	200	23,081	20,721	14,984

$L_n = 5120.00$ mm $L_n/D = 5120.00 / 2800.00 = 1.829 < 4$

∴ DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	32	-	25	EA =	19,855 mm ²	, d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	32	-	25	EA =	19,855 mm ²	, d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	29	-	25	EA =	16,060 mm ²	, d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 55770.000 mm² [사용률 2.386 %]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 273.382$ mm

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_l) - d_c) / (a / k_l) = 0.02269 > 0.004$ - 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 $A_s = 23376.375$ mm²

철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 358,617 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31,360 \text{ mm}^2$$

$$\frac{4}{3} \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31,169 \text{ mm}^2$$

∴ $P_{min} < P_{used} < P_{max}$ ----- 철근비 만족 ∴ OK!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 273.382 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 50501.129 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 23081.220 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 2.188] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 3200.0 \times 2800.00 / 1000 = 6952.42 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 6952.42 < V_u = 20720.860 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 34762.125 \text{ kN} > 20720.860 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

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

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

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

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

$$d/5 = 2800.0 / 5 = 560 \text{ mm}$$

$$H 22 \text{ 사용, } A_v = 6 \times 387 = 2,323 \text{ mm}^2 \geq 0.0025 \times b \times S_v \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0025 \times b \times S_v = 0.0025 \times 3200 \times 200 = 1,600 \text{ mm}^2$$

$$\therefore H22 - 6 EA \quad S = 200 \text{ mm} \text{ 로 배근}$$

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

$$d/5 = 2800.0 / 5 = 560.000 \text{ mm}$$

$$H 29 \text{ 사용, } A_h = 6 \times 642.400 = 3854.400 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \times b \times S_h \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0015 \times b \times S_h = 0.0015 \times 3200 \times 200.00 = 960.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore H29 - 6 EA \quad S = 200.00 \text{ mm} \text{ 로 배근}$$

$$\Phi V_s = \Phi \{ A_v / S_1 \times (1 + \ln/d) / 12 + A_h / S_2 \times (1 - \ln/d) / 12 \} f_y \times d = 16628.264 \text{ kN}$$

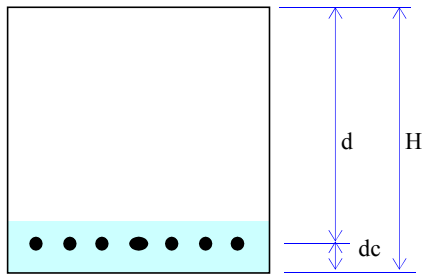
- 전단강도검토

$$V_u = 20720.860 \text{ kN} < \Phi(V_c + V_s) = 6952.42 + 16628.264 = 23580.689 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

3) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	MPa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	3,000	mm,	$B =$	3,200	mm ,
$d =$	2,800	mm,	$d_c =$	200	mm ,
$M_o =$	14,984	kN·m,	$A_s =$	55,770	mm ²
$N =$	25		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= & 714 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= & 105 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) &= & 110 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 32 / 2 &= & 84 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= & 507 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 3200 / 25 = 128 \text{ mm} < 507 \text{ mm} && \text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

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)
3200.00	3000.00	2800.00	200.00	23081.220	20720.860	14984.455

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 20720.860 \text{ kN}$$

$$M_u = 23081.220 \text{ kN·m}$$

나) corbel 판정

$$a = M_u / V_u = 23081.220 / 20720.860 = 1.114 \text{ m}$$

$$d = 3.000 - 0.200 = 2.800 \text{ m}$$

$$a / d = 1.114 / 2.800 = 0.398 < 1.0 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 20720.860 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 20720.860 = 4144.172 \text{ kN}$$

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

$$= 23081.220 + 4144.172 \times (3.000 - 2.800)$$

$$= 23910.054 \text{ kN·m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

$$\leq 0.2 \times 30 \times 3,200 \times 2,800 = 53,760 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 3,200 \times 2,800 = 50,176 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 50,176.00 = 37,632.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 37,632 \text{ kN} > V_u = 20,721 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{20,720,860}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 49,335 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 23,910 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{134}{0.005} = 27,340 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 4,144 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 4,144 / (0.75 \times 400)$$

$$= 13,813.907 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$$\geq 27340 + 13814 = 41,154 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 49335 + 13814 = 46,704 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400 \times 3200 \times 2800 = 26,880 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 46,704 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H	32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	29	-	25	EA	=	16060.000	mm ²	,	d2 =	300	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 55770.000 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.194 \text{]}$$

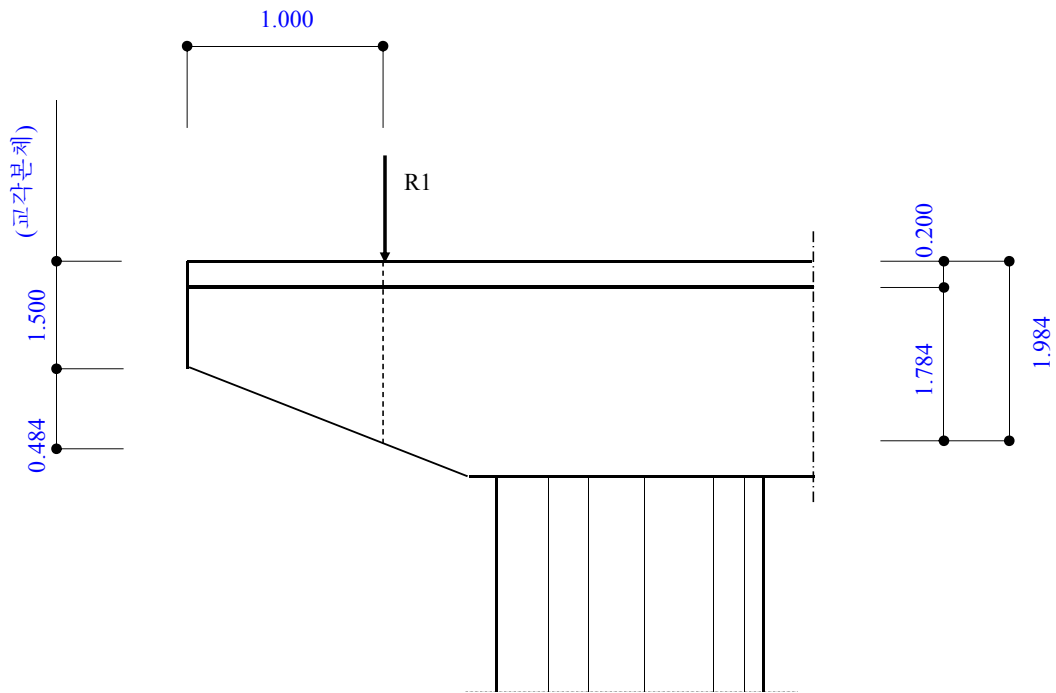
- O.K -

바) 폐쇄 스토퍼, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (46,704 - 13,814) = 16,445 \text{ mm}^2$$

Use	H	29	-	6	EA	×	9	단	=	34,690	mm ²	∴ O.K!!

6.3 교좌부 (corbel 검토)



$f_{ck} = 30$ Mpa $f_y = 400$ 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)
3200.00	1983.87	1783.87	200.00	199.333	2378.675	14984.455

1) 하중산정

가) 자중

$$W_{O1} = 1.500 \times 1.000 \times 3.200 \times 24.500 = 117.600 \text{ kN}$$

$$W_{O2} = \frac{1}{2} \times 0.484 \times 1.000 \times 3.200 \times 24.500 = 18.968 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 136.568 \text{ kN}$$

$$M_{O1} = 117.600 \times 0.500 = 58.800 \text{ kN.m}$$

$$M_{O2} = 18.968 \times 0.333 = 6.316 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 65.116 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중

$$R_D = 1038.510 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

$$R_D = 311.594 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 136.568 + 1.6 \times 1038.510 + 1.6 \times 311.594 \\ &= 2378.675 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.6 \times 65.116 \\ &= 104.186 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$a = M_u / V_u = 104.186 / 2378.675 = 0.044 \text{ m}$$

$$d = 1.984 - 0.200 = 1.784 \text{ m}$$

$$a / d = 0.044 / 1.784 = 0.025 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 2378.675 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 2378.675 = 475.735 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u + N_u \times (H - D) \\ &= 104.186 + 475.735 \times (1.984 - 1.784) \\ &= 199.333 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

$$\leq 0.2 \times 30 \times 3200.00 \times 1783.87 = 34250.323 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 3200.00 \times 1783.87 = 31966.968 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 31966.97 = 23975.226 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 23975.226 \text{ kN} > V_u = 2378.675 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{2378675.000}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 5663.512 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 199.333 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{1.713}{0.005} = 349.361 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 475.735 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 475.735 / (0.75 \times 400)$$

$$= 1585.783 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$$\geq 349.361 + 1585.783 = 1935.144 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 5663.512 + 1585.783 = 5361.458 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 3200.000 \times 1783.871 = 17125.161 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 17125.161 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H	32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	29	-	25	EA	=	16060.000	mm ²	,	d2 =	300	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 55770.000 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 3.257 \text{]}$$

- O.K -

바) 폐쇄 스테럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (17125.161 - 1585.783) = 7769.689 \text{ mm}^2$$

Use	H	29	-	6	EA	×	5	단	=	19272.000	mm ²	∴ O.K!!

7.기 동 설 계

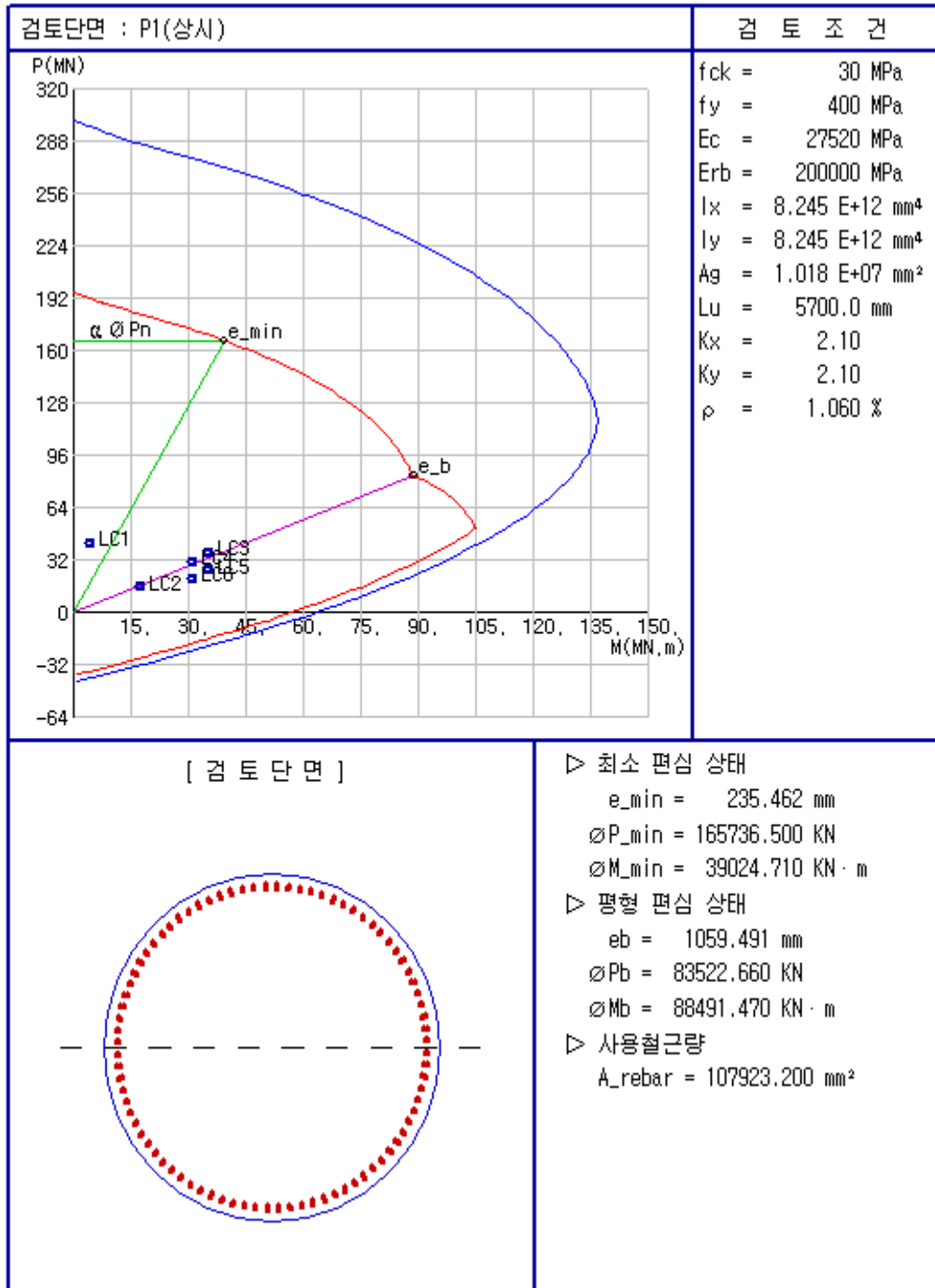
7.1 단면력 집계

구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 13	42,247	0	0	3,862	73	Load case 1
	최소축력		comb 33	15,083	2,429	834	14,739	7,368	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 18	36,024	5,028	652	34,394	6,858	Load case 3
		교직방향	comb 19	30,738	3,978	652	26,194	16,236	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 34	25,654	5,028	652	34,394	6,849	Load case 5
		교직방향	comb 35	20,368	3,978	652	26,194	16,226	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	22,214	4,233	0	27,712	6,004	Load case 1
	교축직각방향		comb 24	22,214	0	1,070	1,074	14,585	Load case 2
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	22,214	2,859	0	18,829	6,004	Load case 3
	교축직각방향		comb 26	22,214	0	2,437	1,074	25,510	Load case 4

7.2 기둥해석

1) 상 시

▶ P - M 상관도



▶ P1(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P1(상시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$

재료 탄성계수 : $E_c = 27520 \text{ MPa}$, $E_s = 200000 \text{ MPa}$

강도 감소계수 : $\phi_c = 0.65$, $\phi_f = 0.90$

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3600.00 mm

철근 피복두께(d') : 139.50 mm

비지지 길이 (L_u) : 5700.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 107923.2 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 42247.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 3862.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 3862.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 73.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 73.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

$$: \beta dy = 0.000$$

$$X \text{ 축 확대계수 } : \delta x.ns = 1.000$$

$$: \delta x.s = 1.000$$

$$Y \text{ 축 확대계수 } : \delta y.ns = 1.000$$

$$: \delta y.s = 1.000$$

$$X \text{ 축 확대모멘트 } : \delta Mux = 3862.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Y \text{ 축 확대모멘트 } : \delta Muy = 73.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 } : \delta Mu = 3862.690 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 } : \theta_{rot} = 1.083^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 } : e_{min} = 235.47 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 } : e = 91.43 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.023 \text{ mm}$$

$$Pb = Cc + Cs + Tt = 123859.856 + 16708.647 + -12398.775 = 128169.728 \text{ KN}$$

$$Mb = Mc + Ms + Mt = 98924.618 + 19916.969 + 16957.904 = 135799.489 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 } : eb = 1059.53 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 } : \epsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강 도 감 소 계 수 } : \phi = 0.6517$$

$$\text{평 형 축 하 중 } : \phi Pb = 83533.06 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 } : \phi Mb = 88505.66 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e \leq e_{min} \text{ ----> 최소편심 구간}$$

③ 단면강도 검토

$$\text{사용철근비 } : P_{used} = 1.060 \%$$

$$\text{강도 감 소 계 수 } : \phi = 0.650$$

$$\text{축력 감 소 계 수 } : \alpha = 0.850$$

$$\text{설계축하중강도 } : \alpha \phi P_n = 165736.531 \text{ KN} \geq P_u = 42247.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도 } : \phi M_n = 39026.579 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 3862.690 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(2) Load Case 2

① 작용하중

$$\text{계수축하중 } : P_u = 15083.000 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) } : Mux = 14739.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{ux.ns} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{ux.s} &= 14739.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} &= 9221.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.ns} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.s} &= 9221.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 세장비} \quad : \lambda_x &= 13.3 \\ \text{Y축 세장비} \quad : \lambda_y &= 13.3 \end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned} \text{X축 확대모멘트} \quad : \delta M_{ux} &= 14739.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{Y축 확대모멘트} \quad : \delta M_{uy} &= 9221.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{합성 확대모멘트} \quad : \delta M_u &= 17385.769 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{중립축 회전각} \quad : \theta_{rot} &= 32.031^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{최 소 편 심} : e_{min} &= 235.46 \text{ mm} \\ \text{작 용 편 심} : e &= 1152.67 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} P_b &= C_c + C_s + T_t = 123859.905 + 16710.017 + -12399.155 = 128170.767 \text{ KN} \\ M_b &= M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.361 + 16955.425 = 135795.406 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{평 형 편 심} : e_b &= 1059.49 \text{ mm} \\ \text{최외단철근변형률} : \epsilon_t &= 0.0020 \\ \text{강 도 감 소 계 수} : \phi &= 0.6516 \\ \text{평 형 축 하 중} : \phi P_b &= 83518.53 \text{ KN} \\ \text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b &= 88486.89 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1976.981 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n / P_n = 1152.673 \text{ mm} \quad \therefore e = 1152.673 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

사용철근비 : $P_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.002272 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 116252.320 + 16165.563 + -13989.330 = 118428.554 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 98120.425 + 19712.231 + 18676.716 = 136509.372 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00227$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00227 < 0.005 \text{ -----} >$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.673$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 79658.931 \text{ KN} \geq P_u = 15083.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 91820.683 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 17385.769 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 36024.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 34394.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 34394.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 6858.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 6858.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 34394.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 6858.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 35071.062 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 11.277^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.47 \text{ mm}$

$$\text{작용편심} : e = 973.55 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}) \times d = 2076.128 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.880 + 16710.209 + -12399.782 = 128170.306 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.619 + 19916.405 + 16957.048 = 135798.072 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평형편심} : e_b = 1059.51 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \varepsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강도감소계수} : \phi = 0.6517$$

$$\text{평형축하중} : \phi P_b = 83526.86 \text{ KN}$$

$$\text{평형모멘트} : \phi M_b = 88497.78 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_{\min} < e < e_b \text{ ----> 압축지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2169.707 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 973.547 \text{ mm} \quad \therefore e = 973.547 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : P_{used} = 1.060 \%$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 131039.545 + 17216.757 + -10651.211 = 137605.091 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 99104.784 + 20070.921 + 14789.332 = 133965.037 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \varepsilon_t = 0.0018$$

$$\varepsilon_t = 0.0018 \leq \varepsilon_y = 0.002 \text{ -----> 압축지배단면}$$

$$\text{강도감소계수} : \phi = 0.650$$

$$\text{설계축하중강도} : \phi P_n = 89443.306 \text{ KN} \geq P_u = 36024.000 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{설계휨강도} : \phi M_n = 87077.271 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 35071.062 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 30738.000 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 26194.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux,s} = 26194.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 16236.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 16236.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 13.3$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 13.3$$

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

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.000$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.000$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 26194.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 16236.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 30817.744 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 31.792^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{min} = 235.46 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 1002.59 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.286 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.908 + 16710.005 + -12399.009 = 128170.904 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.669 + 16955.537 = 135795.826 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 1059.49 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.6516$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 83522.40 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 88491.17 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_{min} < e < e_b \text{ ----> 압축지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\text{중립축 } x = 2136.942 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n / P_n = 1002.594 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 1002.594 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : P_{used} = 1.060 \%$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 128513.209 + 17038.349 + -11242.195 = 134309.363 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 99105.432 + 20022.268 + 15530.039 = 134657.738 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00188$

$\epsilon_t = 0.00188 \leq \epsilon_y = 0.002$ -----> 압축지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 87301.083 \text{ KN} \geq P_u = 30738.000 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 87527.527 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 30817.744 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 25654.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 34394.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 34394.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 6849.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 6849.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 34394.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 6849.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 35069.303 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 11.262^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 235.47 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 1367.01 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.121 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.878 + 16710.226 + -12399.872 = 128170.232 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.619 + 19916.374 + 16957.120 = 135798.113 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.51 \text{ mm}$
 최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$
 강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6517$
 평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83526.72 \text{ KN}$
 평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 88497.71 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1764.287 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1367.011 \text{ mm} \approx e = 1367.011 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용 철근비 : $\rho_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.002908 < 0.004 \dots \therefore$ 취성 파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 100092.213 + 14998.693 + -16796.601 = 98294.305 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 94308.579 + 19136.120 + 20924.717 = 134369.413 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00291$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00291 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.726$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 71325.184 \text{ KN} \geq P_u = 25654.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 97502.323 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 35069.303 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 20368.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 26194.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 26194.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 16226.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 16226.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 26194.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 16226.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 30812.477 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 31.776^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.46 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1512.79 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.284 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.907 + 16710.005 + -12399.000 = 128170.912 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.702 + 16955.556 = 135795.878 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.49 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6517$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83522.65 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 88491.47 \text{ KN}\cdot\text{m}$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1639.65 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n / P_n = 1512.789 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 1512.789 \text{ mm} \quad \text{----> say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.003357 < 0.004 \quad \dots \therefore$ 취성 파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 90729.483 + 14297.266 + -18288.264 = 86738.484 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 90779.183 + 18707.637 + 21730.187 = 131217.006 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00336$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00336 < 0.005 \quad \text{-----> 변화구간단면}$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.763$

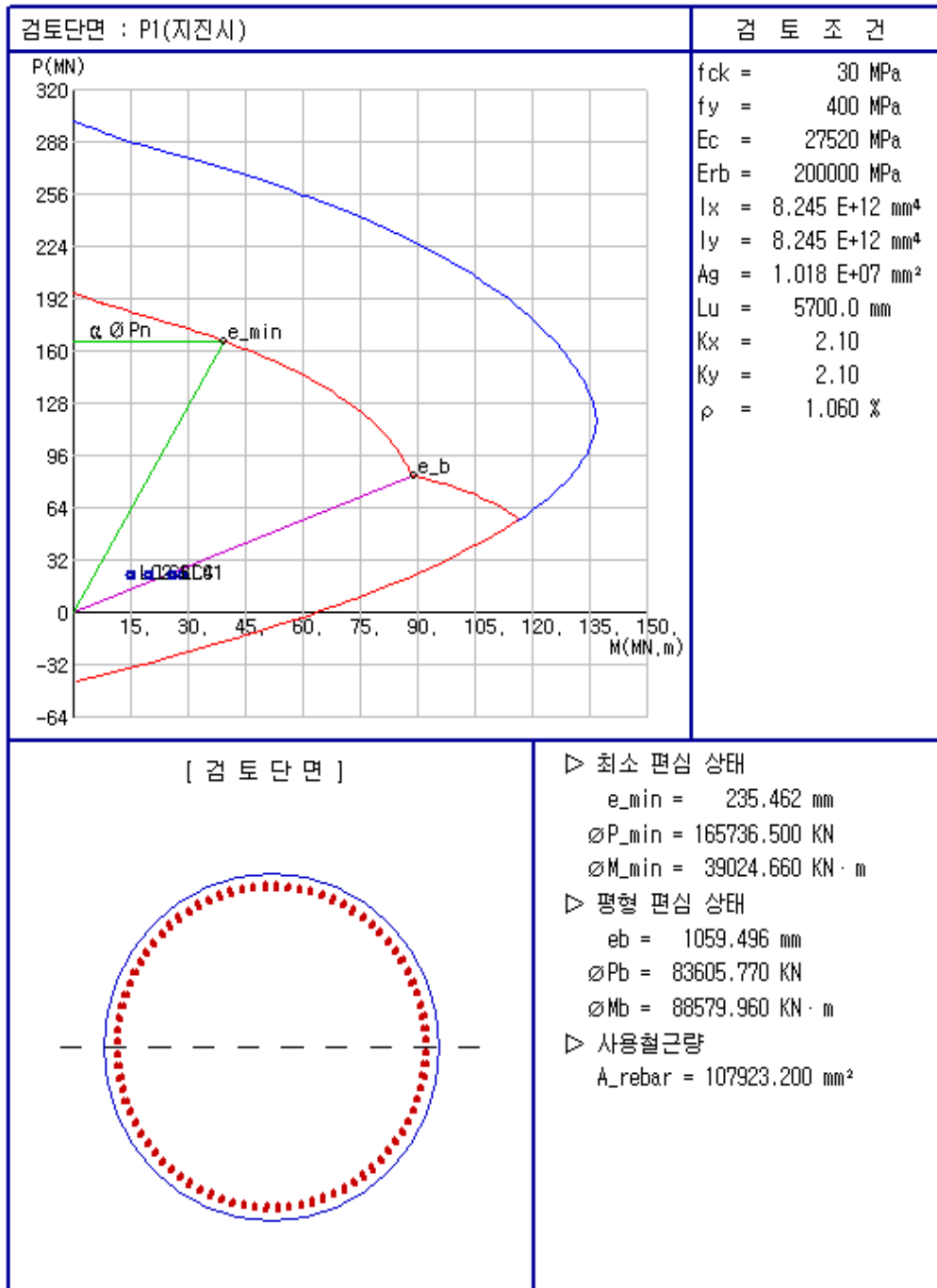
설계축하중강도 : $\phi P_n = 66185.559 \text{ KN} \geq P_u = 20368.000 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 100124.772 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 30812.477 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

7.2 기둥해석

2) 지진시

▶ P - M 상관도



▶ P1(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P1(지진시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$

재료 탄성계수 : $E_c = 27520 \text{ MPa}$, $E_s = 200000 \text{ MPa}$

강도 감소계수 : $\phi_c = 0.65$, $\phi_f = 1.00$

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3600.00 mm

철근 피복두께(d') : 139.50 mm

비지지 길이 (L_u) : 5700.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 107923.2 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 22214.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 27712.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 27712.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 6004.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 6004.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

$$: \beta dy = 0.000$$

$$X \text{ 축 확대계수 } : \delta x.ns = 1.000$$

$$: \delta x.s = 1.000$$

$$Y \text{ 축 확대계수 } : \delta y.ns = 1.000$$

$$: \delta y.s = 1.000$$

$$X \text{ 축 확대모멘트 } : \delta Mux = 27712.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Y \text{ 축 확대모멘트 } : \delta Muy = 6004.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 } : \delta Mu = 28354.946 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 } : \theta_{rot} = 12.225^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 } : e_{min} = 235.48 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 } : e = 1276.44 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.283 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.907 + 16709.466 + -12397.763 = 128171.611 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19916.650 + 16955.641 = 135796.910 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 } : e_b = 1059.49 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 } : \epsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강 도 감 소 계 수 } : \phi = 0.6524$$

$$\text{평 형 축 하 중 } : \phi P_b = 83622.92 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 } : \phi M_b = 88597.89 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\text{중립축 } x = 1850.316 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n/P_n = 1276.445 \text{ mm} \quad \therefore e = 1276.445 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비 } : P_{used} = 1.060 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.002634 < 0.004 \text{ ... } \therefore \text{취성파괴}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 106595.405 + 15478.893 + -15721.354 = 106352.944 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 96187.839 + 19392.708 + 20173.174 = 135753.719 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00263$$

$$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00263 < 0.005 \text{ -----> 변화구간단면}$$

$$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005 \text{ 이므로 } 0.65 \sim 1.00 \text{ 사이에서 강도감소계수를 보간한다.}$$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.724$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 76995.795 \text{ KN} \geq P_u = 22214.000 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 98280.924 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 28354.946 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 22214.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 1074.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 1074.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 14585.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 14585.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 1074.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 14585.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 14624.490 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 85.788^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.49 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 658.35 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.285 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.908 + 16709.879 + -12398.666 = 128171.121 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.916 + 16955.860 = 135796.396 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.49 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.6524$
 평형 축하중 : $\phi P_b = 83624.75 \text{ KN}$
 평형 모멘트 : $\phi M_b = 88599.83 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2625.396 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 658.346 \text{ mm} \approx e = 658.346 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{\text{used}} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.000971 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 165702.974 + 19643.523 + -4500.697 = 180845.800 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 92045.436 + 20312.751 + 6700.904 = 119059.092 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00097$

$\epsilon_t = 0.00097 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 117549.766 \text{ KN} \geq P_u = 22214.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 77388.407 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 14624.490 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 22214.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 18829.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 18829.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 6004.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 6004.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta x.ns = 1.000$

: $\delta x.s = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta y.ns = 1.000$

: $\delta y.s = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta Mux = 18829.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta Muy = 6004.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta Mu = 19763.078 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 17.686^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.49 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 889.67 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.268 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.906 + 16709.834 + -12398.131 = 128171.609 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19916.734 + 16955.864 = 135797.218 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.50 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6524$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83623.79 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 88599.01 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2272.909 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 889.668 \text{ mm} \quad \therefore e = 889.668 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.001586 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 138943.574 + 17763.201 + -8934.261 = 147772.515 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 98653.563 + 20200.338 + 12614.545 = 131468.445 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00159$

$\epsilon_t = 0.00159 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 96052.131 \text{ KN} \geq P_u = 22214.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 85454.486 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 19763.078 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 22214.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 1074.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 1074.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 25510.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 25510.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 1074.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 25510.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 25532.598 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 87.589^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.46 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1149.39 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.244 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.903 + 16710.091 + -12399.444 = 128170.550 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.597 + 16955.956 = 135796.172 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.50 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6523$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83605.76 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 88579.96 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1980.415 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1149.393 \text{ mm} \approx e = 1149.392 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용 철근비 : $\rho_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.002263 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 116519.185 + 16184.225 + -13938.633 = 118764.777 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 98159.329 + 19720.175 + 18627.864 = 136507.368 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00226$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00226 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.681$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 80835.928 \text{ KN} \geq P_u = 22214.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 92912.226 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 25532.598 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 5070.243$ KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3600}{2} - 140 \right) = 1057 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Z_s = \frac{3600}{2} + 1057.107 = 2857.11 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 5070.243 / 1.000 = 5070.243 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 3600.0 \times 2857.11 / 1000 = 9389.410 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 9389.410 \text{ KN} > V_n = 5070.243 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 4694.705 \text{ KN} < V_n = 5070.243 \text{ KN}$$

∴ 최소전단철근 필요

$$\text{전단철근 간격 } s = 150.0 \text{ mm}$$

$$\text{Req. As} \left[\begin{array}{l} 0.35 b_w s / f_y = 472.50 \text{ mm}^2 \quad (\text{최소전단철근 필요시}) \\ V_s s / (\phi_v f_y d) = 0.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{전단철근 필요시}) \end{array} \right.$$

$$\therefore \text{USE } A_v = \frac{H \times 19 \times 2 \text{ ea}}{573.000 \text{ mm}^2} = 573.000 \text{ mm}^2 > 472.500 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

$$\text{부재 최소단면치수의 } 1/4 = 900.000$$

$$\text{축방향 철근지름의 6배} = 174.000$$

중 작은값이므로 174 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

$$\text{기둥의 최대단면치수} = 3600.000$$

$$\text{기둥 순높이의 } 1/6 = 450.000$$

$$45 \text{ cm 이상} = 450.000$$

중 큰값이므로 3600 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

$$\text{기둥치수의 0.5배 이상연장} = 1800.000$$

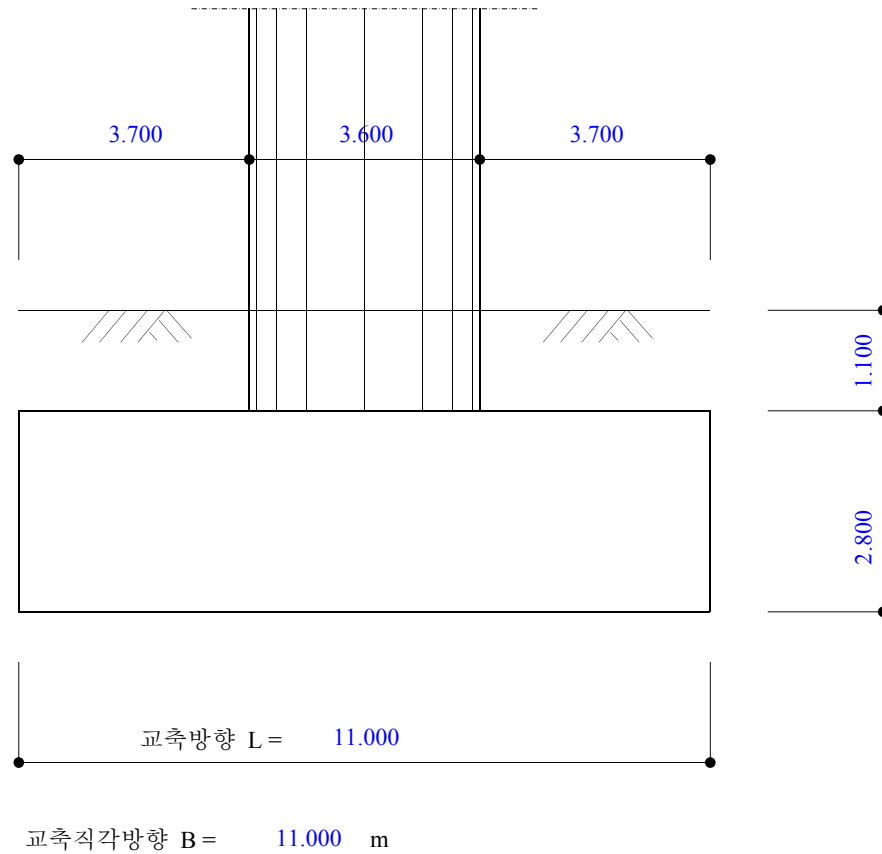
$$38 \text{ cm 이상} = 380.000$$

중 큰값이므로 1800 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

$$\frac{11.000 \times 2.800 \times 11.000 \times 24.500}{\Sigma} = 8300.600 \text{ kN}$$

나) 흙의 자중

$$\begin{aligned} & \frac{11.000 \times 1.100 \times 11.000 \times 19.000}{\Sigma} = 2528.900 \text{ kN} \\ & - \pi \times \frac{3.600^2}{4} \times 1.100 \times 19.000 = -212.736 \text{ kN} \\ & \Sigma = 2316.164 \text{ kN} \end{aligned}$$

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V2 = 8300.600 + 2316.164 = 10616.76 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1000.000	25994.002	5078.056	
적 용	combo 49	1000.000	25994.002	5078.056	
평상시 최대모멘트	combo 52	482.741	22423.764	11409.399	
적 용	combo 52	482.741	22423.764	11409.399	
지진시	combo 56	2436.770	22423.764	25881.591	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	3646.377	25994.002	24922.064	
적 용	combo 49	3646.377	25994.002	24922.064	
평상시 최대모멘트	combo 49	3646.377	25994.002	24922.064	
적 용	combo 49	3646.377	25994.002	24922.064	
지진시	combo 53	2859.164	22423.764	18971.415	1.0

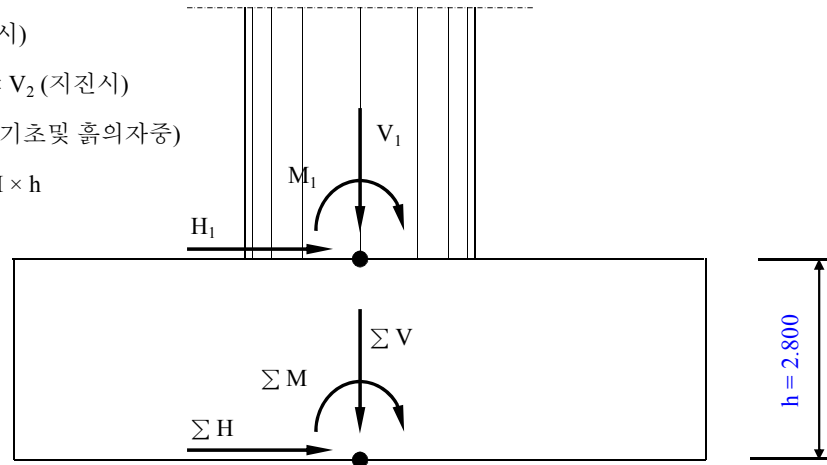
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$$\Sigma H = H_1 \text{ (평상시)}$$

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

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

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



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1000.000	36610.766	7878.056	0.215	
평상시 최대모멘트	482.741	33040.528	12761.074	0.386	
지진시	2436.770	33040.528	32704.547	0.990	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	3646.377	36610.766	35131.920	0.960	
평상시 최대모멘트	3646.377	36610.766	35131.920	0.960	
지진시	2859.164	33040.528	26977.074	0.816	

4) 각도변화고려(49 도)

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	3408.015	36610.766	31682.866	0.865	
평상시 최대모멘트	3068.662	33040.528	34886.414	1.056	
지진시	3756.503	33040.528	41815.970	1.266	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	3146.948	36610.766	28994.257	0.792	
평상시 최대모멘트	2756.568	36610.766	32679.518	0.893	
지진시	3714.834	33040.528	42380.988	1.283	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

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

$$N = 50 \text{ (기초지반은 지질주상도 참조)}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 11.000 / 11.000 = 1.300 \text{ m}$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 11.000 / 11.000 = 0.400 \text{ m}$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 3.900 = 74.100 \text{ kN/m}^2$$

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

$$C = 0$$

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

가) 평 상 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2e_b = 11.000 - 2 \times 1.056 = 8.888 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 11.000 - 2 \times 0.893 = 9.215 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 8.888 \times 9.215 = 81.903 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 81.903 \times [1.300 \times 0.000 \times 95.700 + 0.400 \times 19.0 \times 8.888 \times 81.30 + 74.100 \times 100.4] = 1,059,117 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u/3 = 1,059,117 / 3 = 353,039 \text{ kN}$$

$$Q_a = 353,039 \text{ kN} > V_{\max} = 36,611 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

나) 지진시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭 } B' = B - 2eb = 11.000 - 2 \times 1.266 = 8.469 \text{ m}$$

$$L' = L - 2el = 11.000 - 2 \times 1.283 = 8.435 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적 } A' = B' \times L' = 8.469 \times 8.435 = 71.436 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 71.436 \times [1.300 \times 0.000 \times 95.700 + 0.400 \times 19.0 \\ \times 8.469 \times 81.30 + 74.100 \times 100.4] = 905,270 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 905,270 / 2 = 452,635 \text{ kN}$$

$$Q_a = 452,635 \text{ kN} > V_{\max} = 33,041 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

2) 최대 지반반력에 대한 검토

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

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

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

$$= 36610.766 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.865) / 11.000 \}$$

$$q_{\max} = 445.391 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 159.745 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

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

$$= 33040.528 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.056) / 11.000 \}$$

$$q_{\max} = 430.326 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 115.798 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.266 < B/6 = 1.833$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 33040.528 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.266) / 11.000 \} \\ &= 461.564, \quad 84.560 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2\sum V / Lx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 66081.056 / (11.000 \times 12.703) = 472.902 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 461.564 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 84.560 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 36610.766 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.792) / 11.000 \} \\ q_{\max} &= 433.271 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 171.865 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 36610.766 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.893) / 11.000 \} \\ q_{\max} &= 449.884 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 155.253 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.283 < L/6 = 1.833$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 33040.528 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.283) / 11.000 \} \\ &= 464.111, \quad 82.013 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2\sum V / Bx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 66081.056 / (11.000 \times 12.652) = 474.819 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\max} &= 464.111 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{min} = 82.013 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

3) 전도에 대한 검토

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

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 1.056 \text{ m}$$

$$B/6 = 11.000 / 6 = 1.833 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 1.266 \text{ m}$$

$$B/3 = 11.000 / 3 = 3.667 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 0.893 \text{ m}$$

$$L/6 = 11.000 / 6 = 1.833 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 1.283 \text{ m}$$

$$L/3 = 11.000 / 3 = 3.667 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

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)

$$H_u = 36610.766 \times 0.538 = 19696.592 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 19696.6 / 3408.015 = 5.779 > 1.5 \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 33040.528 \times 0.538 = 17775.804 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 17775.8 / 3756.50 = 4.732 > 1.2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 36610.77 \times 0.538 = 19696.592 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 19696.6 / 3146.95 = 6.259 > 1.5 \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 33040.53 \times 0.538 = 17775.804 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 17775.8 / 3714.83 = 4.785 > 1.2 \quad - \text{O.K.} -$$

■ 확대기초 두께에 대한 강제 검토 : [KR C-11020 2.5.1]

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

$$\beta\lambda \leq 1.0$$

여기서

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

$$= K_{vo} \times (\sqrt{(L \times B) / 0.3})^{-3/4} = 31318.663 \quad kN/m^3$$

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

$$K_{vo} = 1/0.3 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 1.000 \times 2800N = 466666.667 \quad kN/m^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 11.000 m)

B : 확대기초의 폭 (= 11.000 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27500000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.800 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

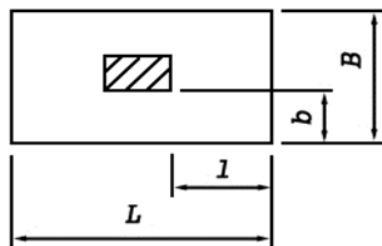
$$\beta = \sqrt[4]{\{3 \times 31318.663 / (27500000.000 \times 2.800^3)\}} = 0.112 \quad 0(m^{-1})$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = 3.700$$

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 5.500

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 5.500



$$\beta\lambda = 0.112 \times 3.700 = 0.413 < 1.0 \quad -O.K.-$$

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0	42247.326	72.851	
적 용	comb 14	0	42247.326	72.851	
평상시 최대모멘트	comb 22	651.7	30737.982	16235.770	
적 용	comb 22	651.7	30737.982	16235.770	
지진시	comb 26	2436.770	22213.780	25509.643	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	42247.326	3862.091	
적 용	comb 14	0.000	42247.326	3862.091	
평상시 최대모멘트	comb 19	5028.186	36023.718	34394.122	
적 용	comb 19	5028.186	36023.718	34394.122	
지진시	comb 25	2859.164	22213.780	18829.056	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 10616.764 \times 1.6 = 16986.822 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 10616.764 \times 1.35 = 14332.631 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

$$\Sigma = 10616.764 \times 1.0 = 10616.764 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 8300.600 \times 0.154 = 1278.292 \text{ kN}$$

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	59234.148	72.851	0.001	
평상시 최대모멘트	651.700	45070.613	18060.530	0.401	
지진시	3715.062	32830.544	35911.818	1.094	

나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	59234.148	3862.091	0.065	
평상시 최대모멘트	5028.186	50356.349	48473.043	0.963	
지진시	4137.456	32830.544	30413.934	0.926	

3) 각도변화고려(49 도)

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	59234.148	2962.552	0.050	
평상시 최대모멘트	4222.374	45070.613	48431.844	1.075	
지진시	5559.878	32830.544	46513.960	1.417	

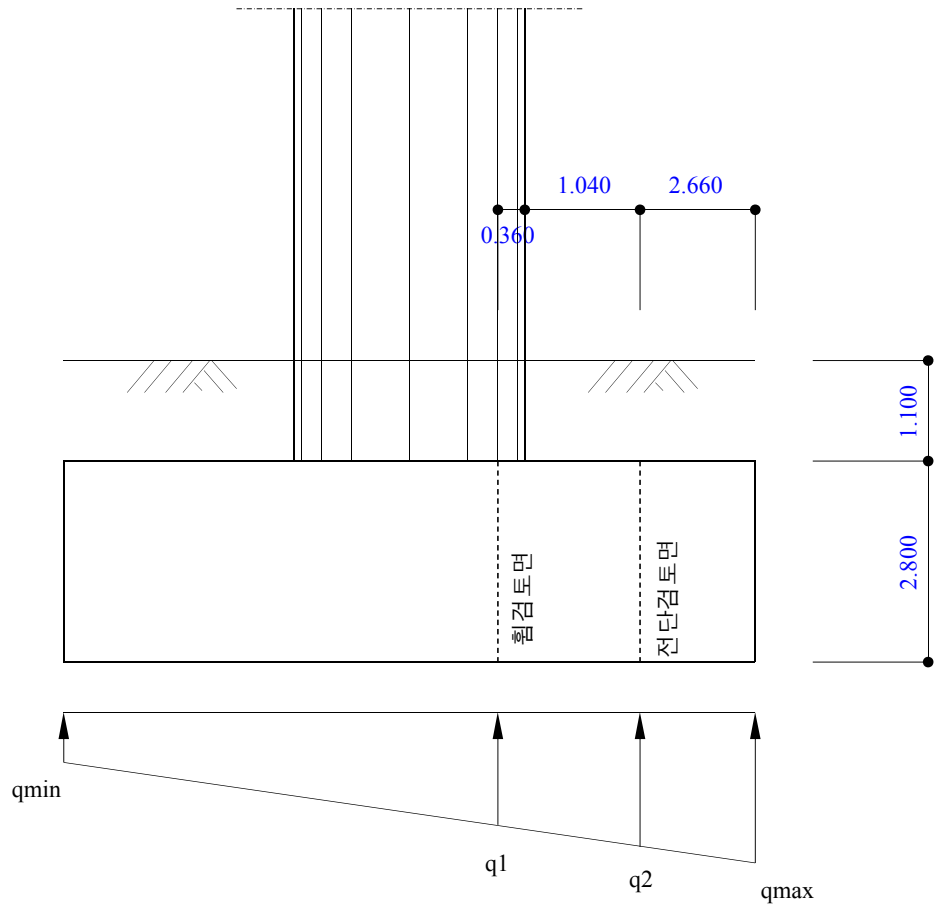
나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	59234.148	2588.741	0.044	
평상시 최대모멘트	3790.631	50356.349	45431.632	0.902	
지진시	5518.209	32830.544	47056.329	1.433	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= \frac{36610.766}{(11.000 \times 11.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.865}{11.000} \right\}$$

$$q_{max} = 445.391 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 339.962 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 159.745 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 376.317 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= \frac{33040.528}{(11.000 \times 11.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 1.056}{11.000} \right\}$$

$$q_{max} = 430.326 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 314.237 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 115.798 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 354.268 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

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

$$= 33040.528 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.266) / 11.000 \}$$

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

$$= 66081.056 / (11.000 \times 12.703) = 472.902 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 461.564 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = 322.415 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 84.560 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 370.398 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned} M_d &= 4.060^2 / 6 \times (2 \times 445.391 + 339.962) - \\ &\quad 2.800 \times 4.060^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 2815.795 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_d &= 2.660 / 2 \times (445.391 + 376.317) - 2.800 \times 2.660 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 910.396 \text{ kN} \end{aligned}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned} M_d &= 4.060^2 / 6 \times (2 \times 430.326 + 314.237) - \\ &\quad 2.800 \times 4.060^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 2662.347 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

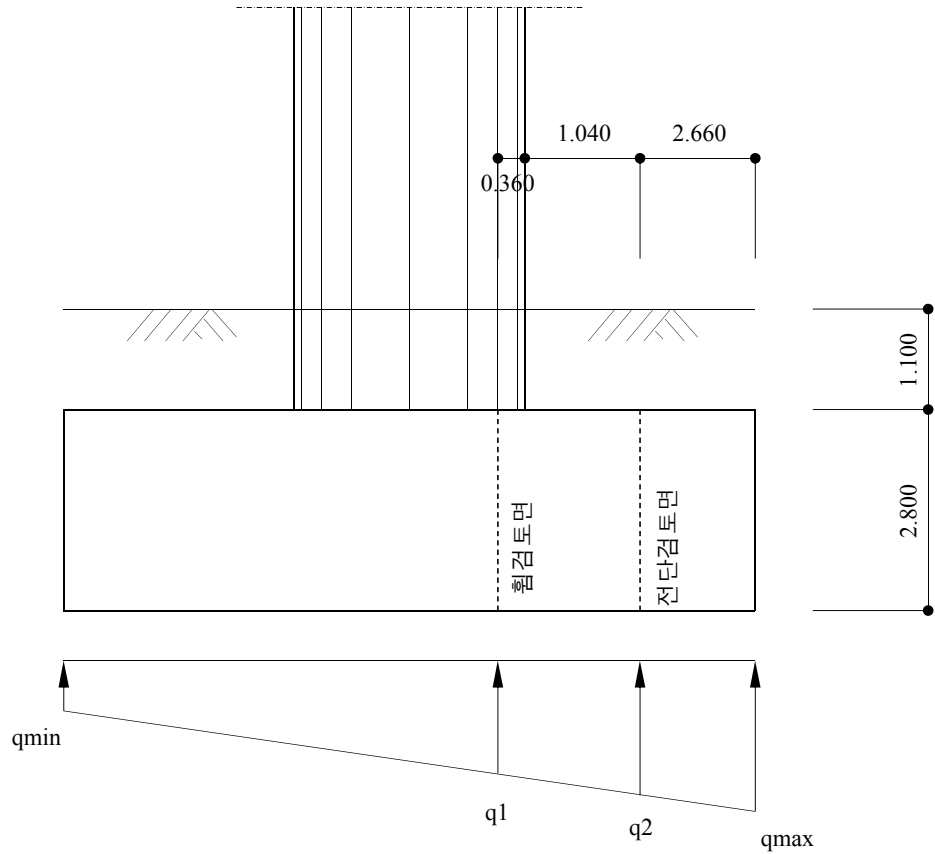
$$\begin{aligned} S_d &= 2.660 / 2 \times (430.326 + 354.268) - 2.800 \times 2.660 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 861.034 \text{ kN} \end{aligned}$$

ㅁ. 지진시

$$\begin{aligned} M_d &= 4.060^2 / 6 \times (2 \times 461.564 + 322.415) - \\ &\quad 2.800 \times 4.060^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 2856.452 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_d &= 2.660 / 2 \times (461.564 + 370.398) - 2.800 \times 2.660 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 924.033 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 59234.148 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.050) / 11.000 \}}$$

$$q_{max} = 502.893 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 493.035 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 476.184 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 496.434 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 45070.613 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.075) / 11.000 \}}$$

$$q_{max} = 590.810 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 429.646 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 154.159 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 485.220 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= \frac{32830.544}{(11.000 \times 11.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.417) / 11.000 \} \\
 q_{\max} &= \frac{2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}}{11.000 \times 12.250} = 487.295 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\max} &= 481.007 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 326.225 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 61.647 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 379.598 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 502.893 + 493.035) - \\
 &\quad 1.60 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 3213.042 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (502.893 + 496.434) - 1.60 \times 2.800 \times \\
 &\quad 2.660 \times 24.5 \\
 &= 1037.144 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㅁ. 모멘트 최대인 경우

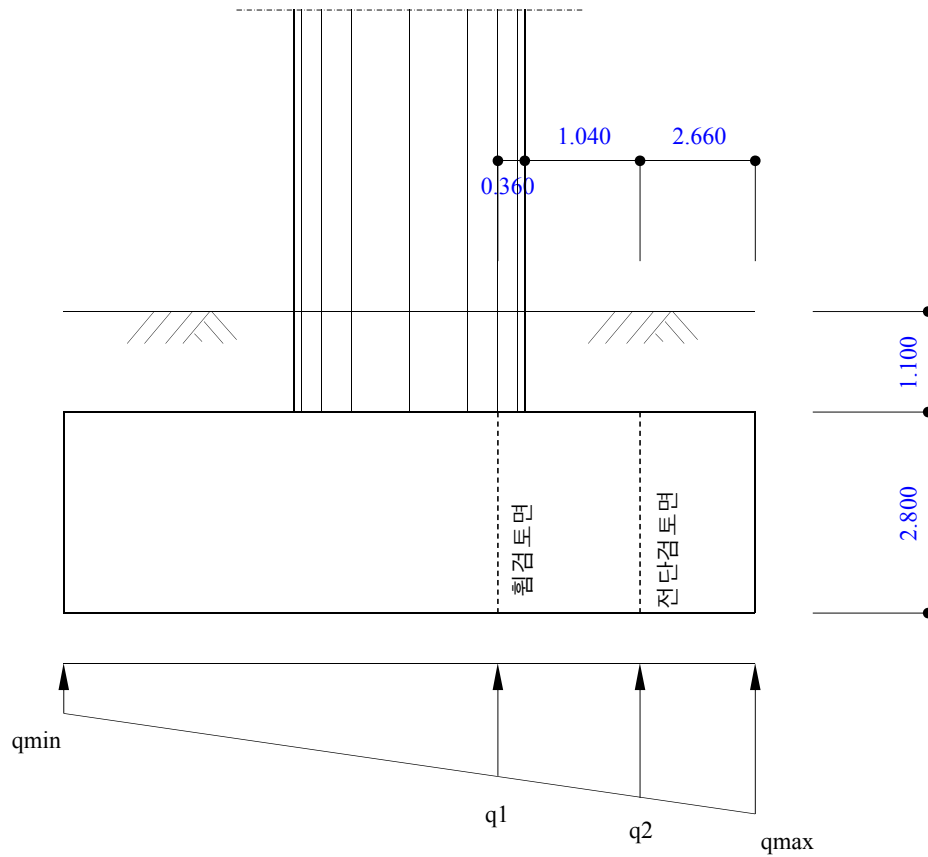
$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 590.810 + 429.646) - \\
 &\quad 1.35 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 3663.303 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (590.810 + 485.220) - 1.35 \times 2.800 \times \\
 &\quad 2.660 \times 24.5 \\
 &= 1184.777 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㅂ. 지진시

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 481.007 + 326.225) - \\
 &\quad 1.0 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 2973.746 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (481.007 + 379.598) - 1.0 \times 2.800 \times \\
 &\quad 2.660 \times 24.5 \\
 &= 962.128 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

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

$$= \frac{36610.766}{(11.000 \times 11.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.792) / 11.000 \}$$

$$q_{\max} = 433.271 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 336.789 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 171.865 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 370.059 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

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

$$= \frac{36610.766}{(11.000 \times 11.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.893) / 11.000 \}$$

$$q_{\max} = 449.884 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 341.138 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 155.253 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 378.637 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

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

$$= 33040.528 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.283) / 11.000 \}$$

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

$$= 66081.056 / (11.000 \times 12.652) = 474.819 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 464.111 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = 323.082 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 82.013 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 371.713 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = 4.060^2 / 6 \times (2 \times 433.271 + 336.789) -$$

$$2.800 \times 4.060^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2740.484 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.660 / 2 \times (433.271 + 370.059) - 2.800 \times 2.660 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 885.953 \text{ kN}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = 4.060^2 / 6 \times (2 \times 449.884 + 341.138) -$$

$$2.800 \times 4.060^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2843.713 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.660 / 2 \times (449.884 + 378.637) - 2.800 \times 2.660 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 919.457 \text{ kN}$$

ㅁ. 지진시

$$M_d = 4.060^2 / 6 \times (2 \times 464.111 + 323.082) -$$

$$2.800 \times 4.060^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000$$

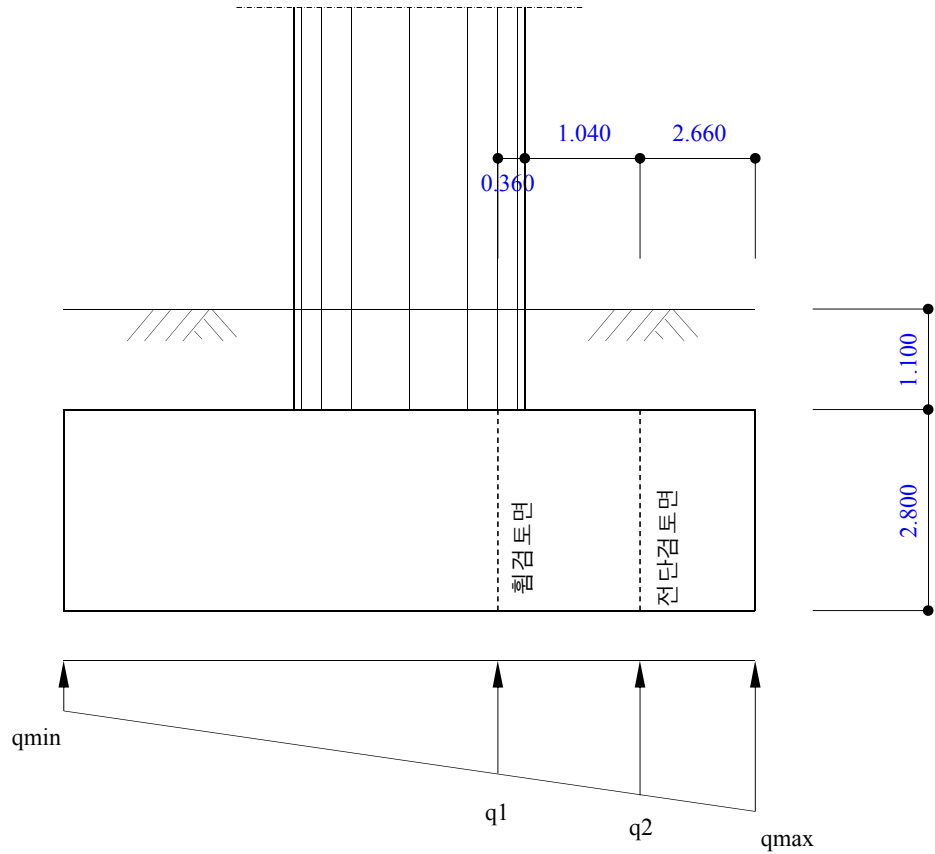
$$= 2872.279 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = 2.660 / 2 \times (464.111 + 371.713) - 2.800 \times 2.660 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 929.170 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= \frac{59234.148}{(11.000 \times 11.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.044}{11.000} \right\}$$

$$q_{max} = 501.208 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 492.594 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 477.869 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 495.564 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= \frac{50356.349}{(11.000 \times 11.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.902}{11.000} \right\}$$

$$q_{max} = 620.969 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 469.789 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 211.367 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 521.920 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= \frac{32830.544}{(11.000 \times 11.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.433) / 11.000 \} \\
 q_{\max} &= \frac{2 \sum V / L_x}{(e > B/6 \text{ 일 경우})} \\
 &= \frac{65661.088}{(11.000 \times 12.200)} = 489.275 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\max} &= 483.452 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 326.865 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 59.202 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 380.860 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 501.208 + 492.594) - \\
 &\quad 1.6 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 3202.571 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (501.208 + 495.564) - 1.6 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 1033.746 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 620.969 + 469.789) - \\
 &\quad 1.35 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 3939.296 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (620.969 + 521.920) - 1.35 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 1273.699 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㅁ. 지진시

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 483.452 + 326.865) - \\
 &\quad 1.0 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 2988.938 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (483.452 + 380.860) - 1.0 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 967.059 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 $B = 11.000 \text{ m}$

2) 교축방향 $B = 11.000 \text{ m}$

$$\beta = 1.000$$

$$A_{sm} = 2 / (\beta + 1) = 1.000 \text{ Ass}$$

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	2815.795	2843.713
계수하중	전 단 력(KN)	1184.777	1273.699
	모 멘 트(KN·m)	3663.303	3939.296

* 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)	2815.795	2843.713
계수하중	전 단 력(KN)	1184.777	1273.699
	모 멘 트(KN·m)	3663.303	3939.296

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

$f_{ck} = 30$ Mpa $f_y = 400$ 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	2800.00	2650.00	150.00	3663.303	1184.777	2815.795

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm ²	,	d1	=	100	mm
Use As (2단) :	H	22	-	8	EA	=	3096.800	mm ²	,	d2	=	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d2	=	0	mm

→ Use As (total) = 6193.600 mm² [사용률 1.594]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 97.155$ mm

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06541 > 0.004$ - 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 $A_s = 3884.602$ mm²

철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 106064.11 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 9275.00 \text{ mm}^2$$

$$\frac{4}{3} \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5179.47 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{min} < P_{used} < P_{max}$ -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 98.781 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 5798.568 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$\Phi M_n > M_u$ (= 3663.303 kN·m) [사용률 = 1.583] ∴ O.K!!

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2650.00 / 1000$$

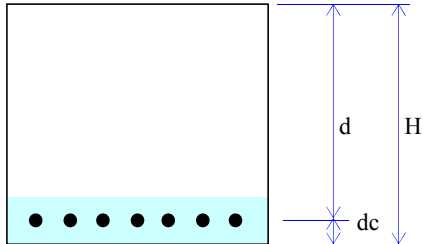
$$= 2056.24 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 2056.24 > V_u = 1184.777 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 2800.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 2650.00 \text{ mm}, \quad d_c = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 2815.795 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 6193.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 437.958 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 181.560 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 185.664 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 201.653 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 202 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

2) 교축방향

$f_{ck} = 30$ Mpa $f_y = 400$ 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	2800.00	2650.00	150.00	3939.296	1273.699	2843.713

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	8	EA =	3096.800	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	22	-	8	EA =	3096.800	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 6193.600 mm² [사용률 1.481]

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 97.155 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06541 > 0.004 \text{ - O.K. -}$$

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

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

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 4180.978 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 106064.11 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 9275.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5574.64 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max}$ -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 98.781 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 5798.568 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 3939.296 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.472] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2650.00 / 1000$$

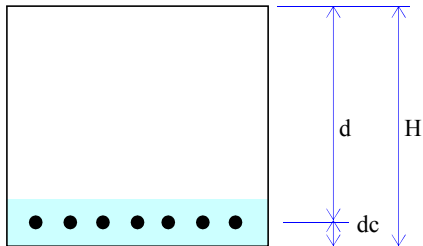
$$= 2056.24 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 2056.24 > V_u = 1273.699 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 2800.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 2650.00 \text{ mm}, \quad d_c = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 2843.713 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 6193.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 437.958 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 183.360 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 179.216 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 216.914 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 217 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

10.7 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 기둥검토

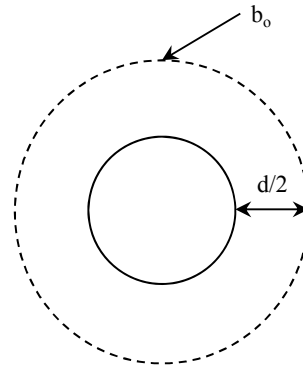
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 42247.326 kN

■ 편치 전단 검토위치: 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.800 + 1.325) \\ &= 19.635 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.000$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2) \times 5477.226 \times 19.635 \times 2.650 \\ &= 142497.566 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.699) \times 5477.226 \times 19.635 \times 2.650 \\ &= 175699.498 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 19.635 \times 2.650 \\ &= 94998.377 \text{ kN} \end{aligned}$$

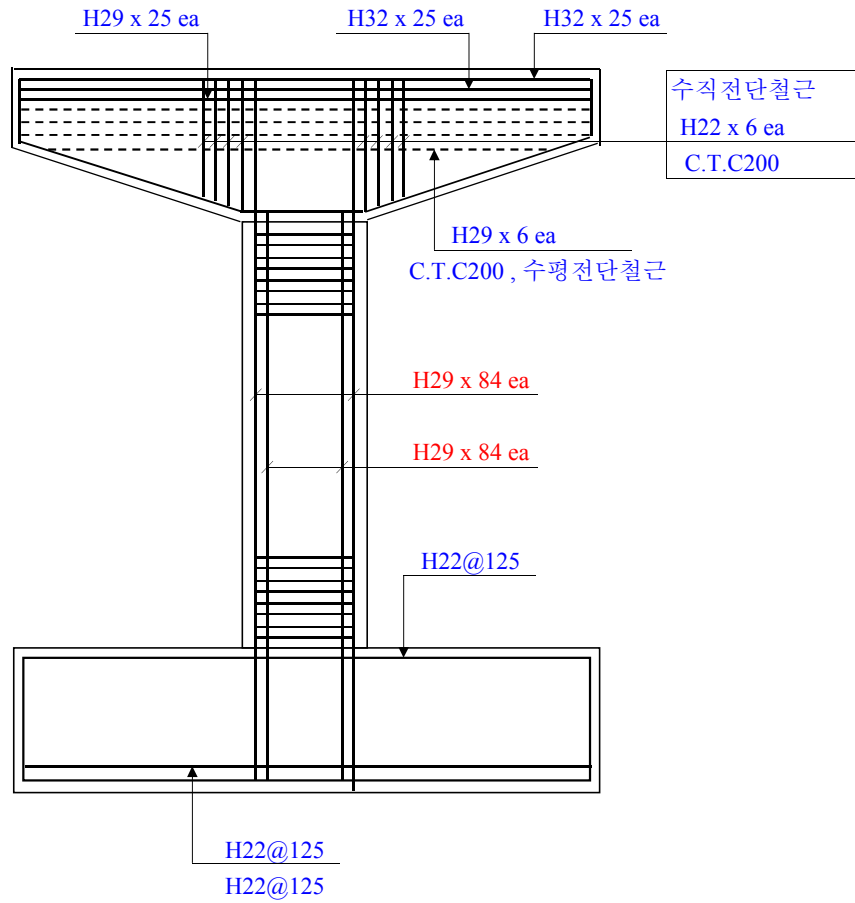
$$\therefore \text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 94998.377 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 94998.377 \\ &= 80748.620 \text{ kN} \geq V_u = 42247.326 \text{ kN} \text{ ---- O.K} \end{aligned}$$

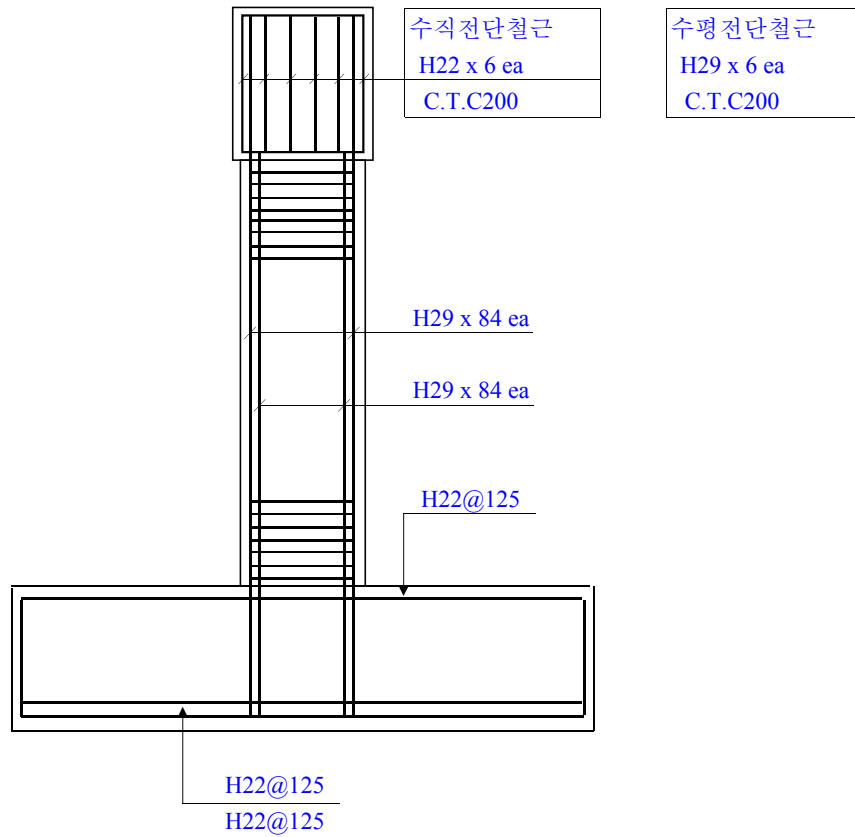
11. 주철근 조립도

P1

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4822.70 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 914.01 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 985.86 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

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

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 8.188 \times 24.920 / 2 / 5 \text{ shoe} = 30.607 \text{ kN}$$

$$P_w = 70.304 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 320.720 \text{ kN} \quad R_{EQ} = 281.279 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4822.70 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 914.010 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 985.86 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 662.500 / 5 \text{ shoe} = 132.500 \text{ kN}$$

- 장대레일중하중

$$H_R = 149.52 / 5 \text{ shoe} = 29.904 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 723.41 / 5 \text{ shoe} = 144.68 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 914.01 + 985.86 = 1899.874 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} = 144.681 \text{ kN}$$

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

$$\text{허용응력 할증계수} = 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1899.87 / 1.00 = 1899.874 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 144.68 / 1.00 = 144.681 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 / 1.00 = 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	914.01	+	985.86	+	0.00	=	1899.874	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1899.87	/	1.00			=	1899.874	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	914.01	+	985.86			=	1899.874	kN
교축방향하중						=	29.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1899.87	/	1.00			=	1899.874	kN
할증적용 교축하중	29.90	/	1.00			=	29.904	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	914.010	kN
교축방향하중						=	29.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	914.01	/	1.00			=	914.010	kN
할증적용 교축하중	29.90	/	1.00			=	29.904	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	914.01	+	985.86			=	1899.874	kN
교축방향하중	132.50	+	29.90			=	162.404	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1899.87	/	1.15			=	1652.064	kN
할증적용 교축하중	162.40	/	1.15			=	141.221	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	914.01	+	985.86	+	0.00			
		+	0.00	+	70.30	=	1970.178	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	30.61	=	30.607	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	1970.18	/	1.25			=	1576.142	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	30.61	/	1.25			=	24.485	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	914.01	+	985.86	+	281.28	=	2181.153	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	320.720	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2181.15	/	1.60			=	1363.221	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	320.72	/	1.60			=	200.450	kN

2) 받침용량 산정 (SCP용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	1970.178	30.607	320.720
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규격: 435 × 501 mm
- 높이: 166 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 250 \text{ mm} \quad [\ell > 40\text{m}]$$

$$= 874.500 > 250.00$$

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 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 259.598$$

② 연단 거리에 대한 검토

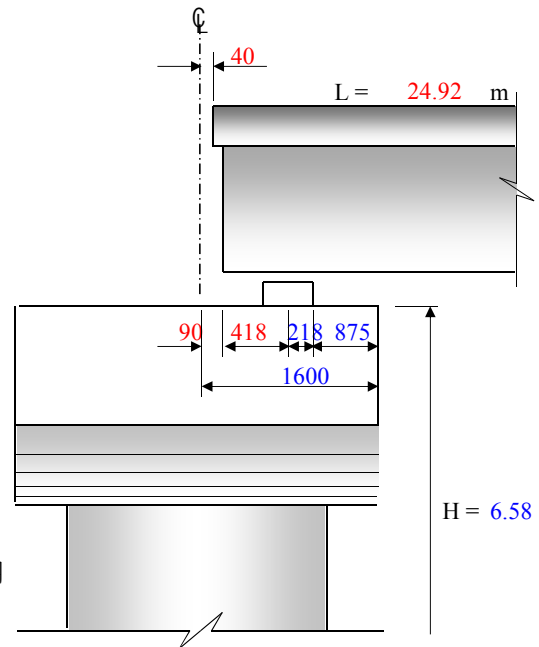
$$S_1 = 418 \text{ mm}$$

$$S_2 = 435 / 2 = 217.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 325 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 418 + 217.5 + 325 = 960.5 \text{ mm}$$

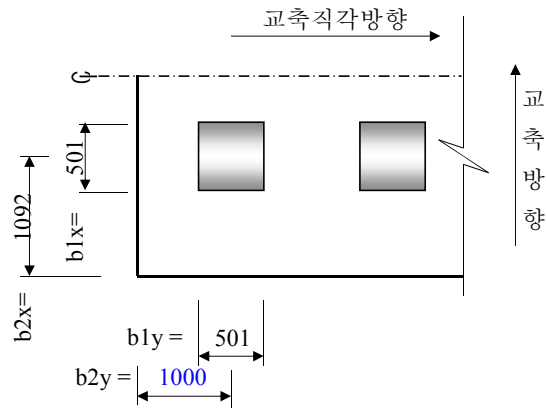
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 960.5 \text{ mm} < 1510.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1899.87 kN	- 연직하중 지진시 :	1363.22 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	144.68 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	24.49 kN	- 교축직각방향 :	200.45 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 1092 = 2184.0 < 5 \times b1x = 2505.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b1y = 2505.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2184) \times 1899874 / 180 = 2033.40 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2184) \times 1363221 / 180 = 1459.03 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2000) \times 1899874 / 180 = 1977.72 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2000) \times 1363221 / 180 = 1419.07 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 144681 / 180 = 803.78 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 24485 / 180 = 136.03 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 200450 / 180 = 1113.61 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$B_{x1} = b1y + b2x = 1593.0 \text{ mm}$$

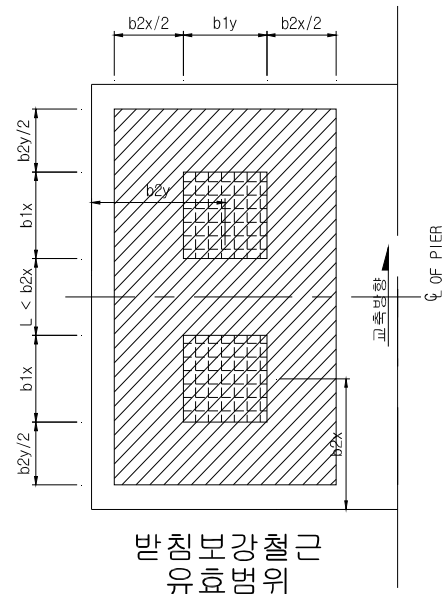
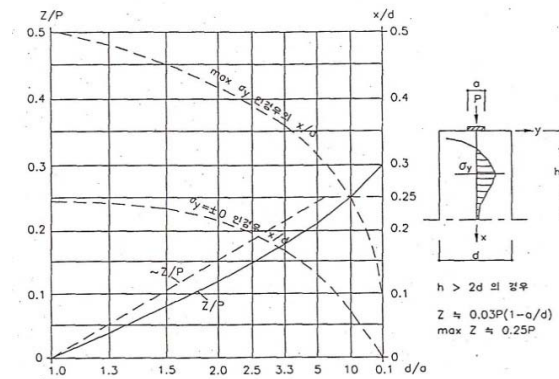
(인근슈와 코핑의 크기를 고려)

$$B_{x2} = 796.5 + 508.0 = 1304.5 \text{ mm}$$

$$B_{xuse} = 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm}$$

$$B_{y1} = b1x + b2y = 1501.0 \text{ mm}$$

$$B_{yuse} = 125 \times 12 = 1500.0 \text{ mm}$$



<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	1501.0 / 501.0 = 2.996	0.41	615.41
교 축 방 향	1593.0 / 501.0 = 3.180	0.42	669.06

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$A_{sx} = Asx1 + Asx2$$

$$A_{sx(\text{상시})} = 2033.40 + 803.78 = 2837.19 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx(\text{지진})} = 1459.03 + 0.00 = 1459.03 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } Asx = \text{H16} - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$A_{sy} = Asy1 + Asy2 =$$

$$A_{sy(\text{상시})} = 1977.72 + 136.03 = 2113.75 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy(\text{지진})} = 1419.07 + 1113.61 = 2532.69 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } Asy = \text{H16} - 12 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4766 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{144681}{180} = 803.78 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = \text{H16} - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{200450}{180} = 1113.61 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = \text{H16} - 13 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2582 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

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

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 1092 \times (2 \times 1092 + 2 \times 50 + 501) = 4300935 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{144681}{4300935} = 0.034 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 1000 \times (2 \times 1000 + 2 \times 50 + 501) = 3678369 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{200450}{3678369} = 0.054 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

12.2 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 11370.38 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 2204.88 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 1446.29 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

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

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 8.188 \times 49.920 / 2 / 5 \text{ shoe} = 61.312 \text{ kN}$$

$$P_w = 137.398 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 451.120 \text{ kN} \quad R_{EQ} = 395.019 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 11370.38 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 2204.880 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 1446.29 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 1000.00 / 5 \text{ shoe} = 200.000 \text{ kN}$$

- 장대레일중하중

$$H_R = 299.52 / 5 \text{ shoe} = 59.904 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 1705.56 / 5 \text{ shoe} = 341.11 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 1954.320 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 2204.88 \quad + \quad 1446.29 \quad = \quad 3651.170 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 341.111 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 3651.17 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 3651.170 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 341.11 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 341.111 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	2204.88	+	1446.29	+	0.00	=	3651.170	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3651.17	/	1.00			=	3651.170	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	2204.88	+	1446.29			=	3651.170	kN
교축방향하중						=	59.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3651.17	/	1.00			=	3651.170	kN
할증적용 교축하중	59.90	/	1.00			=	59.904	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	2204.880	kN
교축방향하중						=	59.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2204.88	/	1.00			=	2204.880	kN
할증적용 교축하중	59.90	/	1.00			=	59.904	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	2204.88	+	1446.29			=	3651.170	kN
교축방향하중	200.00	+	59.90			=	259.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	3651.17	/	1.15			=	3174.930	kN
할증적용 교축하중	259.90	/	1.15			=	226.003	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	2204.88	+	1446.29	+	0.00			
		+	0.00	+	137.40	=	3788.568	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	61.31	=	61.312	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	3788.57	/	1.25			=	3030.855	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	61.31	/	1.25			=	49.049	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	2204.88	+	1446.29	+	395.02	=	4046.189	kN
교축방향하중						=	1954.320	kN
교축직각방향하중						=	451.120	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	4046.19	/	1.60			=	2528.868	kN
할증적용 교축하중	1954.32	/	1.60			=	1221.450	kN
할증적용 교직하중	451.12	/	1.60			=	281.950	kN

2) 받침용량 산정 (PSC용 SHOE 4500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	3788.568	61.312	451.120
교축방향		341.111	1954.320

3) 교좌장치 제원

- 규격: 505 × 730 mm
- 높이: 260 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 400 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 657.500 > 400.00$$

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 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 301.348$$

② 연단 거리에 대한 검토

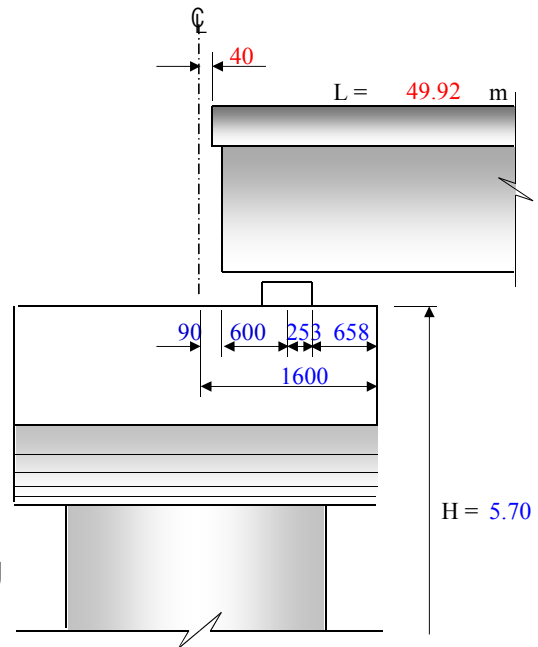
$$S_1 = 600 \text{ mm}$$

$$S_2 = 505 / 2 = 252.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 450 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 600 + 252.5 + 450 = 1302.5 \text{ mm}$$

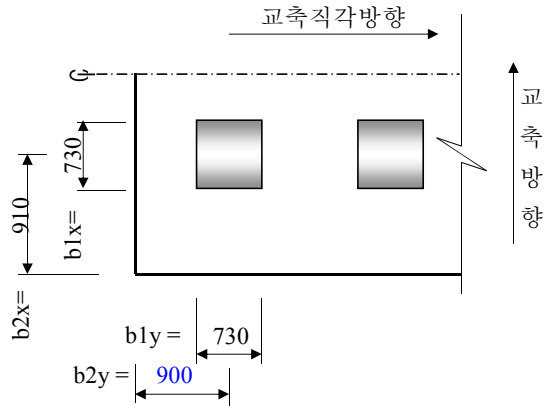
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 1302.5 \text{ mm} < 1510.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	3651.17 kN	- 연직하중 지진시 :	2528.87 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	341.11 kN	- 교 축 방 향 :	1221.45 kN
- 교축직각방향 :	49.05 kN	- 교축직각방향 :	281.95 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 910 = 1820.0 < 5 \times b1x = 3650.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1y = 3650.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 730 / 1820) \times 3651170 / 180 = 3037.07 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 730 / 1820) \times 2528868 / 180 = 2103.53 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 730 / 1800) \times 3651170 / 180 = 3014.47 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 730 / 1800) \times 2528868 / 180 = 2087.88 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 341111 / 180 = 1895.06 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 1221450 / 180 = 6785.83 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

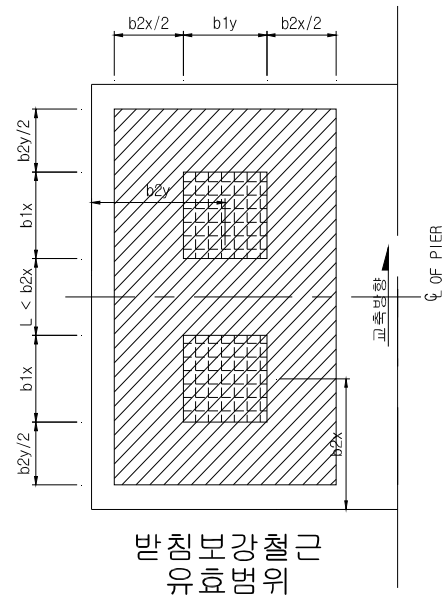
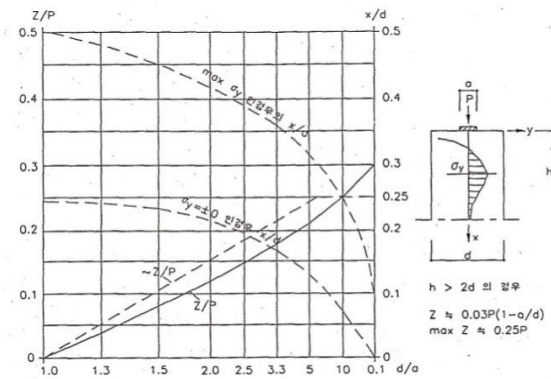
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 49049 / 180 = 272.50 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 281950 / 180 = 1566.39 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1640.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인근슈와 코평의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 820.0 + 690.0 = 1510.0 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 12 = 1500.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1630.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 13 = 1625.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<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	1630.0 / 730.0 = 2.233	0.43	701
교 축 방 향	1640.0 / 730.0 = 2.247	0.42	689

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sx} &= Asx1 + Asx2 \\
 A_{sx(\text{상시})} &= 3037.07 + 1895.06 = 4932.13 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sx(\text{지진})} &= 2103.53 + 6785.83 = 8889.36 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asx = \text{H25} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 11147 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sy} &= Asy1 + Asy2 = \\
 A_{sy(\text{상시})} &= 3014.47 + 272.50 = 3286.97 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sy(\text{지진})} &= 2087.88 + 1566.39 = 3654.27 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asy = \text{H16} - 12 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4766 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{1221450}{180} = 6785.83 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = H29 - 12 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 7709 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{281950}{180} = 1566.39 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = H16 - 13 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2582 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

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

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 910 \times (2 \times 910 + 2 \times 50 + 730) = 3410376 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{1221450}{3410376} = 0.358 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 730) = 3347444 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{49049}{3347444} = 0.015 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

산운교 교각 구조계산서

P3(P2~P4)

° 상부형식 : SCP+ SCP

(L= 50m +50m)

° 하부형식 : T 형교각

° 높 이 : 10.50m

° 기 초 : 직접기초

0. 해석결과 요약

■ 기초 지지력 검토

구 분			허용값	발생값	안전율	비 고
기초안전성	평상시	허용지지력 (kN)	416,893.8	45,781.4	9.1	OK
	지진시		310,471.5	41,149.0	7.5	OK
최대지반반력	교직	평상시	축력 최대 (kN/m ²)	422.0	2.4	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	419.3	2.4	OK
		지진시	축력 최대 (kN/m ²)	602.1	2.5	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	602.1	2.5	OK
	교축	평상시	축력 최대 (kN/m ²)	585.6	1.7	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	585.6	1.7	OK
		지진시	축력 최대 (kN/m ²)	796.3	1.9	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	820.2	1.8	OK

■ 기초 전도 검토

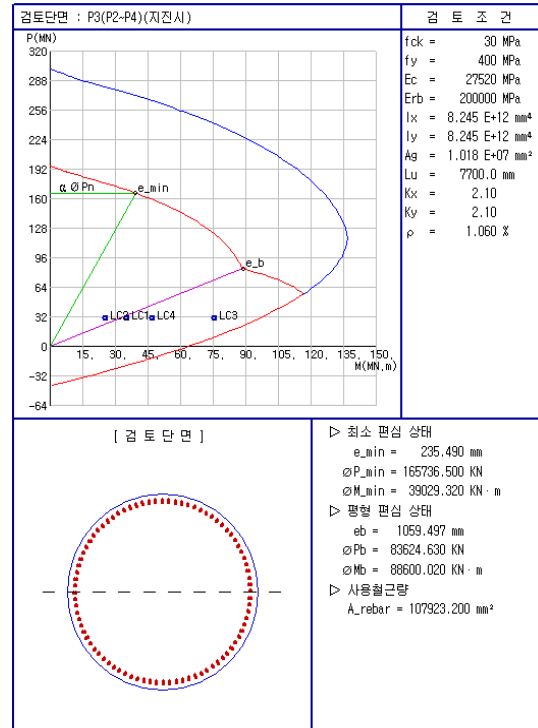
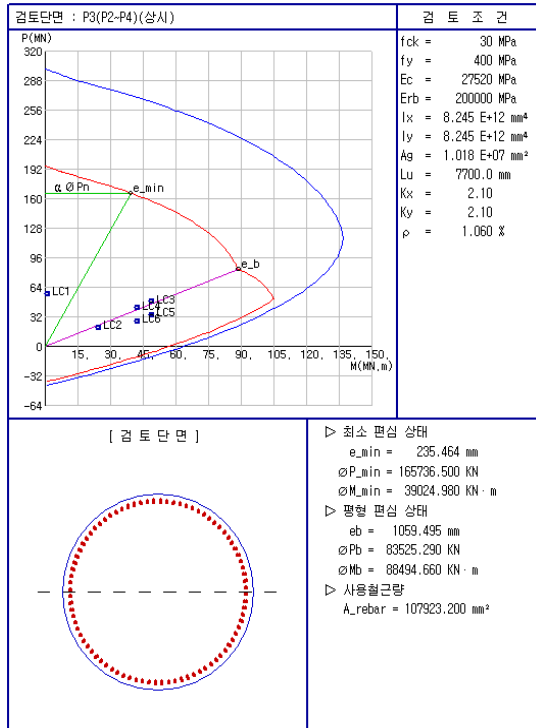
구 분			허용값	발생값	안전율	비 고
교직	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.8	0.4	4.3	OK
	지진시		3.7	1.4	2.6	OK
교축	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.8	1.0	1.8	OK
	지진시		3.7	2.5	1.5	OK

■ 기초 활동 검토

구 분			허용 안전율	안전율	비 고
교직	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.5	37.3	OK
	지진시		1.2	5.5	OK
교축	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.5	5.9	OK
	지진시		1.2	2.3	OK

■ 기둥의 단면 설계

구 분		연직력 (kN)	수평력 (kN)	모멘트 (kN · m)
교직	축력 최대	56725	28	228
	모멘트 최대	41652	891	21946
	편심 최대	27407	891	21927
	탄성설계	30533	4078	46733
	소성설계	-	-	-
교축	축력 최대	56725	0	972
	모멘트 최대	48339	5719	47527
	편심 최대	34094	5719	47527
	탄성설계	30533	9448	74748
	소성설계	-	-	-



단면 횡설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
코핑부	Deep Beam	3,000	200	32,256	55,770	31,596	50,501	1.6	OK
	Cobel	3,000	200	52,256	55,770	-	-	1.1	OK
기 초	교직방향	2,800	150	4,380	6,194	4,125	5,799	1.4	OK
	교축방향	2,800	150	5,683	8,107	5,331	7,546	1.4	OK

철근배근

단면위치	코 핑	기 동	기초 교축직각	기초 교축
1단 배근	H 32 - 25ea	H 29 - 84ea	H 22 - 8ea	H 25 - 8ea
2단 배근	H 32 - 25ea	H 29 - 84ea	H 22 - 8ea	H 25 - 8ea
3단 배근	H 29 - 25ea	H 0 - 0ea	H 0 - 0ea	H 0 - 0ea

단면 전단 설계

단면위치		깊이 (mm)	철근 직경 (mm)	다리수	간격 (mm)	Use.As (mm ²)	Vu(kN)	ΦVn(kN)	안전도	비 고
코핑부	Deep Beam	3,000	22	6	200	2,323	22,160	23,537	1.1	OK
	Cobel	3,000	22	6	9단		18,741	34,690	1.9	OK
기 초	교직방향	2,800					1,331	2,056	1.5	OK
	교축방향	2,800					1,726	2,056	1.2	OK

1. 설 계 조 건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; SCP + SCP
평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 48.620 m
평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 48.620 m
- 2) 교각형식 ; T 형교각 (H = 10.500 M)
- 3) 기초형식 ; 직접기초 (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

- 1) 고정하중
철근콘크리트 단위중량 : 24.5 kN/m³
- 2) 활 하 중 : KRL2012 (복 선)
충격계수 i (%) ; SCP (시점측) = $\frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 = 0.033$
SCP (종점측) = $\frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 = 0.033$
- 3) 풍 하 중
교량상에 열차가 있을때 W = 1.5 kN/m²
교량상에 열차가 없을때 W = 3.0 kN/m²
원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 0.6 배로 한다.
- 4) 종 하 중 (충격은 고려하지 않음)
① KL2012
제동하중 : $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$
시동하중 : $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$
②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - $f_0 = \pm 3 L$
레일 신축이음장치가 있는 경우 - $f_0 = \pm 500$
- 5) 원 심 하 중
충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 6) 차 량 횡 하 중
레일윗면에 교축직각방향으로 0 kN 으로 정한다.
자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.
- 7) 지진하중
가속도계수 Kh = 0.154 (구역계수 0.11 $\times$ 위험도계수 1.4)
지반 계수 S = 1.2

1.3 사용재료 및 강도

1) 콘크리트

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

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 kN/m^3
 2) 흙의 포화단위중량 (γ_{sat}) = 20.0 kN/m^3
 3) 흙의 수중단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 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 = 1000
 지진시 = 1500 (1.5배)

7) 기초의 각종 계수들

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

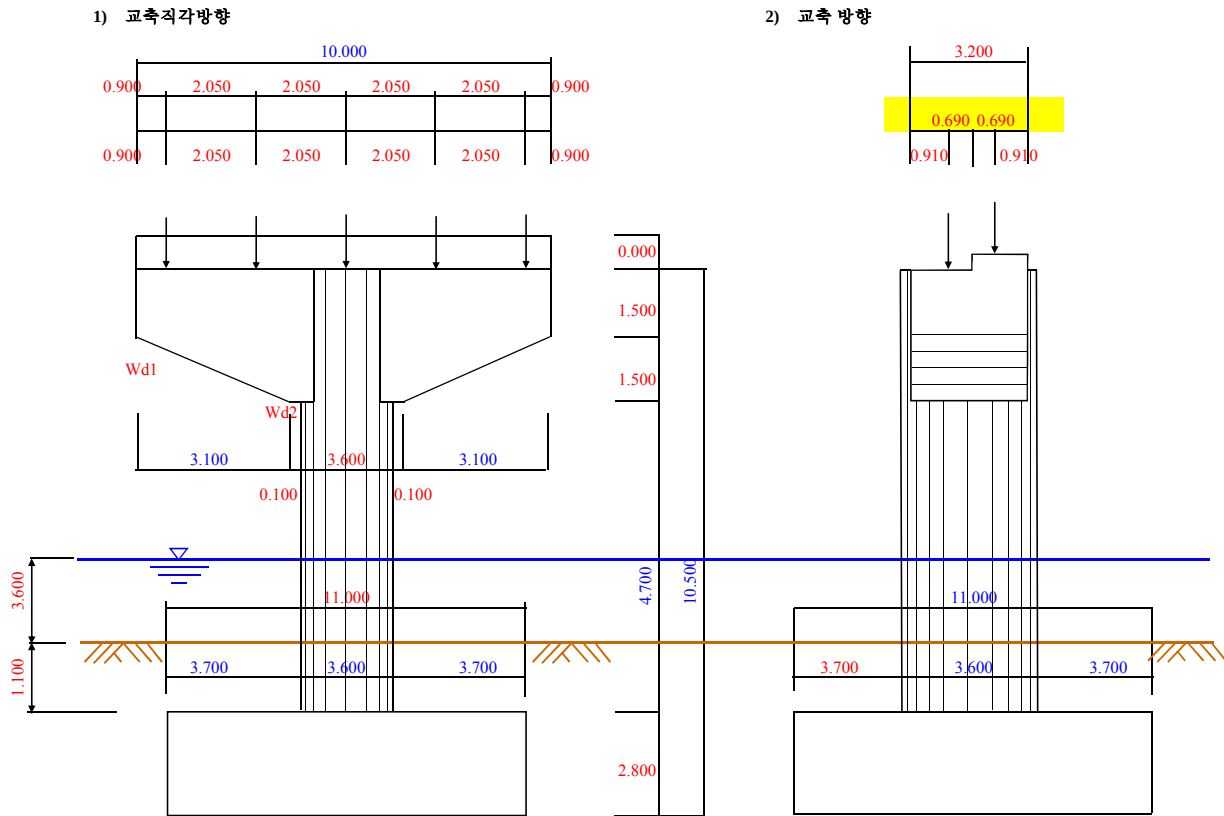
$\Phi_b = 2/3 \times 42.39 = 28.260$	흙과 콘크리트
$\tan \Phi_b = 0.538$	
$\tan \Phi_b = 0.600$	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

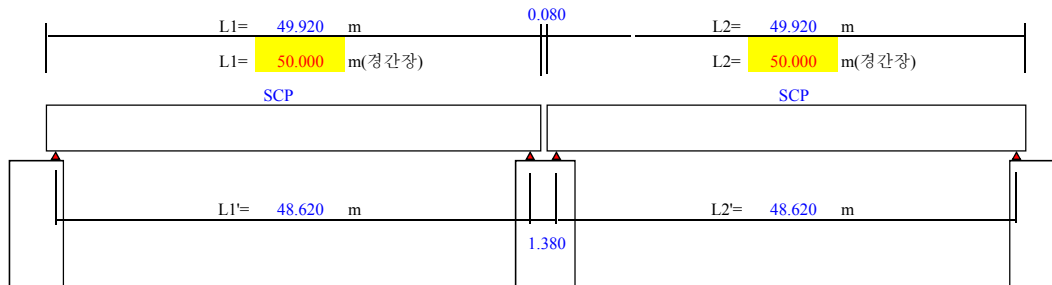
- 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면 가정 P3(P2~P4)

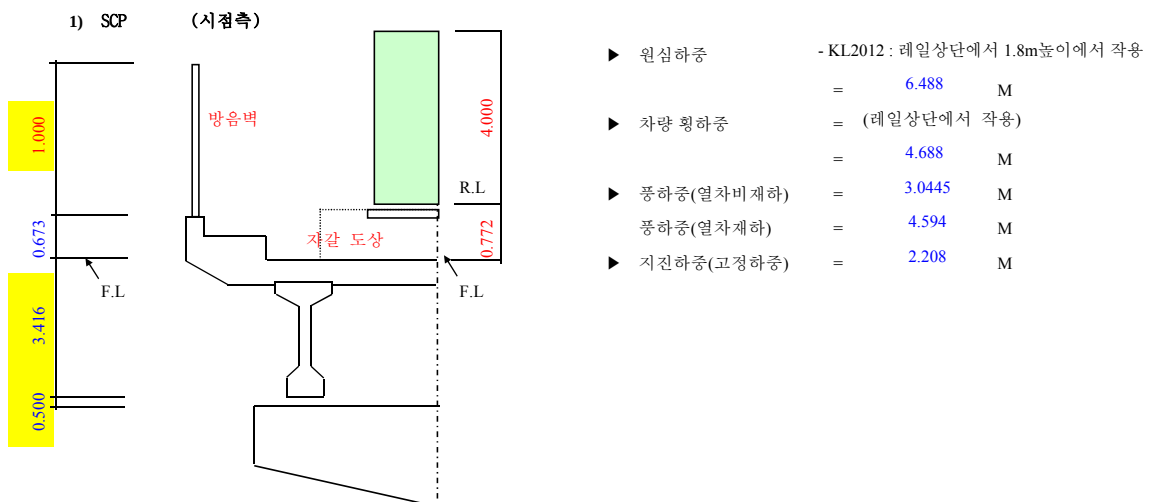
1.1 교각 단면 제원

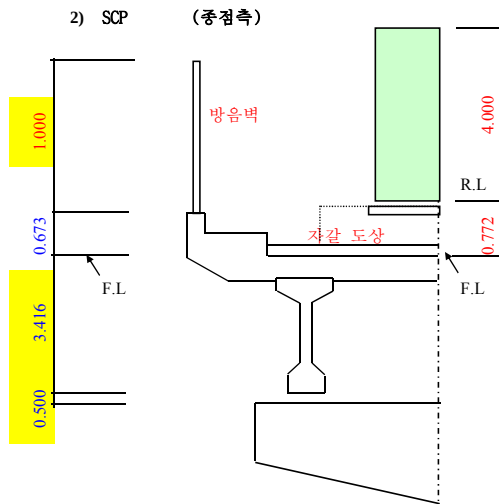


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정





- ▶ 원심하중 = 6.488 M
- KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용
- ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
= 4.688 M
- ▶ 풍하중(열차비재하) = 3.0445 M
- ▶ 풍하중(열차재하) = 4.594 M
- ▶ 지진하중(고정하중) = 2.208 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)	SCP	2350.29	2205.31	2255.16	2204.88	2354.74		11370.38
	SCP	2350.29	2205.31	2255.16	2204.88	2354.74		11370.38
계		4700.58	4410.62	4510.32	4409.76	4709.48		22740.76

■ 교각자중

- COPING ;

$$Wd1 = 1.500 \times 3.200 \times 24.500 = 117.600 \text{ kN/m}$$

$$Wd2 = 3.000 \times 3.200 \times 24.500 = 235.200 \text{ kN/m}$$

- 기 등 ; $Pc = \pi / 4 \times 3.600^2 \times 24.500$

$$\times 4.700 = 1172.084 \text{ kN}$$

- 기 초 ; $Wf1 = 2.800 \times 11.000 \times 24.500 = 754.600 \text{ kN/m}$

2) 활 하 중

■ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- SCP(50m)

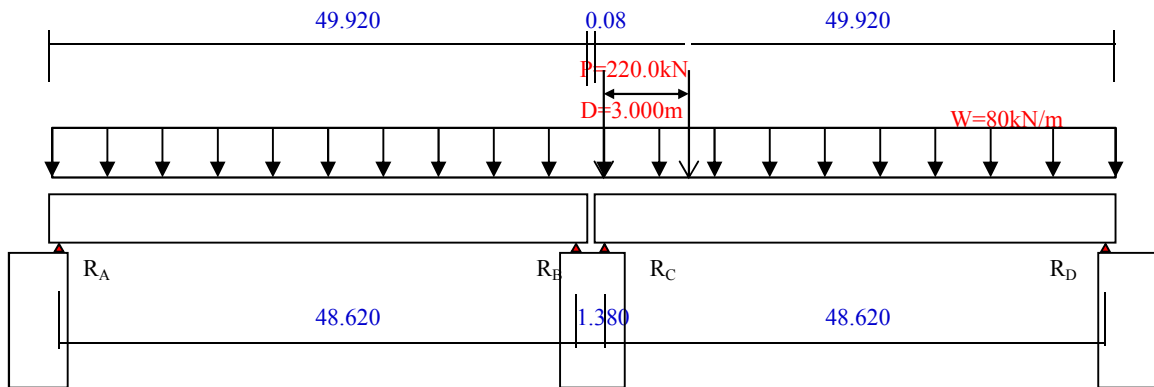
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (복선)	0.158	0.272	0.139	0.271	0.160		1.00
활 하 중 (단선)	0.274	0.424	0.140	0.116	0.046		1.00
보도 하중 (복선)	0.390	0.042	0.139	0.042	0.387		1.00
보도 하중 (단선)	0.993	0.013	0.139	0.076	-0.222		1.00

- SCP(50m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (복선)	0.158	0.272	0.139	0.271	0.160		1.00
활 하 중 (단선)	0.274	0.424	0.140	0.116	0.046		1.00
보도 하중 (복선)	0.390	0.042	0.139	0.042	0.387		1.00
보도 하중 (단선)	0.993	0.013	0.139	0.076	-0.222		1.00

■ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned} R_A &= 1996.800 \text{ KN} & , & & R_C &= 2423.225 \text{ KN} \\ R_B &= 1996.800 \text{ KN} & , & & R_D &= 2010.375 \text{ KN} \end{aligned}$$

② 보도균집하중 재하시

$$\begin{aligned} \text{보도폭} &: b = 0.85 \text{ m} \\ \text{균집하중} &: W_m = 5.00 \text{ KN/m}^2 \\ W_b &= 0.85 \times 5.00 \times 49.92 \times 1/2 = 106.080 \text{ KN} \\ W_c &= 0.85 \times 5.00 \times 49.92 \times 1/2 = 106.080 \text{ KN} \end{aligned}$$

■ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	713.73	1095.17	584.60	1091.18	721.08		4205.76
R_{LC}	848.48	1327.15	703.15	1322.30	857.54		5058.61
ΣR_L	1562.21	2422.32	1287.75	2413.48	1578.62		9264.37

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	652.46	848.02	294.30	239.69	68.30		2102.77
R_{LC}	769.30	1028.83	354.00	289.16	87.92		2529.20
ΣR_L	1421.76	1876.85	648.29	528.85	156.22		4631.97

■ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	734.31	1130.60	602.71	1126.47	741.92		4336.01
R_{LC}	873.46	1370.14	725.12	1365.14	882.83		5216.68
ΣR_L	1607.77	2500.74	1327.82	2491.61	1624.75		9552.69

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R _{LB}	670.31	875.64	303.41	247.25	71.30		2167.90
R _{LC}	790.96	1062.34	365.06	298.32	91.55		2608.23
ΣR _L	1461.26	1937.97	668.48	545.57	162.85		4776.13

3) 차량 횡하중

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

$$\begin{aligned}
 \sum PLf &= 0.000 \text{ kN} \\
 MLfb &= 0.000 \times 4.688 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MLfc &= 0.000 \times 4.688 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum MLf &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- SCP

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

구 분	MLf	ΣXi ²	Xi	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	42.025	4.100	0.000	↑
G2			2.050	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.050	0.000	↓
G5			-4.100	0.000	↓

- SCP

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

구 분	MLf	ΣXi ²	Xi	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	42.025	4.100	0.000	↑
G2			2.050	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.050	0.000	↓
G5			-4.100	0.000	↓

4) 원심하중

▣ 원심하중 계수 산정

$$\text{곡선반경 : } R = \infty \quad L = 48.620, \quad 48.620 \quad V = 250 \text{ km/hr}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.44}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.44}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots c \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.44 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.44 \quad \dots c \text{ 지점}$$

가) 복선

$$\text{교각반력 (PL) :} \quad \text{지점b } 4205.76 \text{ kN}, \quad \text{지점c } 5058.61 \text{ kN}$$

$$P_{cb} = 4205.76 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 5058.61 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + (-2.050)^2 + (-4.100)^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{pb1} = 0.000 \times 4.100 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb2} = 0.000 \times 2.050 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb3} = 0.000 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb4} = 0.000 \times (-2.050) / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb5} = 0.000 \times (-4.100) / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{pc1} = 0.000 \times 4.100 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 2.050 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times -2.050 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times -4.100 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 2102.77 kN , 지점c 2529.20 kN

$$P_{cb} = 2102.77 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 2529.20 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{pb1} = 0.000 \times 4.100 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb2} = 0.000 \times 2.050 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb3} = 0.000 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb4} = 0.000 \times -2.050 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb5} = 0.000 \times -4.100 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{pc1} = 0.000 \times 4.100 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 2.050 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times -2.050 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times -4.100 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

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	×	3.000	×	3.200	=	28.800	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.600	×	0.6	=	6.480	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.089	×	24.960	=	381.064	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.089	×	24.960	=	381.064	kN
	Mn3b	=	381.064	×	3.045			=	1160.149	kN·m
	Mn3c	=	381.064	×	3.045			=	1160.149	kN·m
	Σ Mn3							=	2320.298	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + (-2.050)^2 + (-4.100)^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{nb1} = \frac{1160.149 \times 4.100}{42.025} = 113.185 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = \frac{1160.149 \times 2.050}{42.025} = 56.593 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = \frac{1160.149 \times 0.000}{42.025} = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb4} = \frac{1160.149 \times (-2.050)}{42.025} = -56.593 \text{ kN}$$

$$R_{nb5} = \frac{1160.149 \times (-4.100)}{42.025} = -113.185 \text{ kN}$$

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + (-2.050)^2 + (-4.100)^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{nc1} = \frac{1160.15 \times 4.100}{42.025} = 113.185 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = \frac{1160.15 \times 2.050}{42.025} = 56.593 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = \frac{1160.15 \times 0.000}{42.025} = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = \frac{1160.15 \times (-2.050)}{42.025} = -56.593 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = \frac{1160.15 \times (-4.100)}{42.025} = -113.185 \text{ kN}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1 =	1.500	×	3.000	×	3.200	=	14.400	kN
기둥	Wt2 =	1.500	×	3.600	×	0.6	=	3.240	kN/m
상부구조	Wn3b =	1.500	×	8.188	×	24.960	=	306.559	kN
	Wn3c =	1.500	×	8.188	×	24.960	=	306.559	kN
	Mn3b =	306.559	×	4.594			=	1408.332	kN·m
	Mn3c =	306.559	×	4.594			=	1408.332	kN·m
	Σ Mn3						=	2816.664	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SCP

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{nb1} = 1408.332 \times 4.100 / 42.025 = 137.398 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 1408.332 \times 2.050 / 42.025 = 68.699 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 1408.332 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 1408.332 \times -2.050 / 42.025 = -68.699 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 1408.332 \times -4.100 / 42.025 = -137.398 \text{ kN}$$

- SCP

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{nc1} = 1408.332 \times 4.100 / 42.025 = 137.398 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 1408.332 \times 2.050 / 42.025 = 68.699 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 1408.332 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 1408.332 \times -2.050 / 42.025 = -68.699 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 1408.332 \times -4.100 / 42.025 = -137.398 \text{ kN}$$

6) 유 수 압 ($P = K \times V^2 \times A$)

K = 0.4 (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

V = Q / A = 915.00 / 500 = 1.83 m/sec

A = 12.960 m² : 교각의 연직투영면적

P = 0.4 × 1.830² × 12.960 = 17.361 kN

H = 0.6 × 수심 = 0.6 × 3.600 = 2.16 m

7) 총 돌 하중

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

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

$$V = V_m / 0.85 = 1.83 / 0.85 = 2.153 \text{ m/sec}$$

$$P = 0.1 \times 100 \times 2.153 = 21.530 \text{ kN}$$

$$H = \text{수심} = 3.6 \text{ m}$$

■ 자동차의 충돌하중

$$\text{- 차도방향에 대하여} = 0 \text{ kN}$$

$$\text{- 차도 직각방향에 대하여} = 0 \text{ kN}$$

$$\text{- 작용높이} = 1.8 \text{ m}$$

8) 지진 하중 - 교각방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

■ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	H _{EB(교직)}	131.96	188.51	206.08	187.77	130.86	845.18	1.0교직+0.3교축
	H _{EB(교축)}	876.45	811.54	790.73	813.42	881.39	4173.53	0.3교직+1.0교축
종점측	H _{EC(교직)}	134.88	192.15	209.91	191.31	133.58	861.83	1.0교직+0.3교축
	H _{EC(교축)}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$$M_{eb(\text{교 직})} = 845.180 \times 2.208 = 1866.157 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교 직})} = 861.830 \times 2.208 = 1902.921 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + (-2.050)^2 + (-4.100)^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 1866.157 \times 4.100 / 42.025 = 182.064 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 1866.157 \times 2.050 / 42.025 = 91.032 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 1866.157 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 1866.157 \times (-2.050) / 42.025 = -91.032 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 1866.157 \times (-4.100) / 42.025 = -182.064 \text{ kN}$$

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{EC1} = 1902.921 \times 4.100 / 42.025 = 185.651 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 1902.921 \times 2.050 / 42.025 = 92.825 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 1902.921 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 1902.921 \times -2.050 / 42.025 = -92.825 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 1902.921 \times -4.100 / 42.025 = -185.651 \text{ kN}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(\text{교 직})}$	$M_{0E(\text{교 직})}$	비 고
기둥하단	1,781.430	16,997.484	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	$H_{EB(\text{교 직})}$	299.70	428.34	468.27	426.65	297.19	1920.15	1.0교 직+0.3교 축
	$H_{EB(\text{교 축})}$	1941.00	1785.88	1741.02	1790.09	1952.43	9210.42	0.3교 직+1.0교 축
종점측	$H_{EC(\text{교 직})}$	306.15	436.44	476.79	434.50	303.18	1957.06	1.0교 직+0.3교 축
	$H_{EC(\text{교 축})}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교 직+1.0교 축

$$M_{eb(\text{교 직})} = 1920.150 \times 2.208 = 4239.691 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ec(\text{교 직})} = 1957.060 \times 2.208 = 4321.188 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 4239.691 \times 4.100 / 42.025 = 413.628 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 4239.691 \times 2.050 / 42.025 = 206.814 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 4239.691 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 4239.691 \times -2.050 / 42.025 = -206.814 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 4239.691 \times -4.100 / 42.025 = -413.628 \text{ kN}$$

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{EC1} = 4321.188 \times 4.100 / 42.025 = 421.579 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 4321.188 \times 2.050 / 42.025 = 210.790 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 4321.188 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 4321.188 \times -2.050 / 42.025 = -210.790 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 4321.188 \times -4.100 / 42.025 = -421.579 \text{ kN}$$

$$P_E = 1920.15 + 1957.060 = 3877.210 \text{ kN}$$

$$M_c = 3877.210 \times 2.208 = 8560.880 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(\text{교 직})}$	$M_{0E(\text{교 직})}$	비 고
기둥하단	4,060.289	38708.68	1.0교 직+0.3교 축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 구간	우측 구간
고정하중	11370.380 kN	11370.380 kN
편심	0.690 m	-0.690 m

$$M_d = 11370.38 \times 0.690 + 11370.38 \times -0.690 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 구간	우측 구간
활하중	단선재하시	2102.774 kN	2529.199 kN
	복선재하시	4205.760 kN	5058.611 kN
편심		0.690 m	-0.690 m

$$M_{L\text{단선}} = 2102.77 \times 0.690 + 2529.20 \times -0.690 = -294.233 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 4205.76 \times 0.690 + 5058.61 \times -0.690 = -588.467 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 구간	우측 구간
활하중	단선재하시	2167.900 kN	2608.233 kN
	복선재하시	4336.011 kN	5216.678 kN
편심		0.690 m	-0.690 m

$$M_{L\text{단선}} = 2167.90 \times 0.690 + 2608.23 \times -0.690 = -303.830 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 4336.01 \times 0.690 + 5216.68 \times -0.690 = -607.660 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍 하중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 3.000 \times 1.500 \times 10.000 = 45.000 \text{ kN} \\ &3.000 \times 1.500 \times 6.900 = 31.050 \text{ kN} \\ &(\quad 45.000 + 31.050 \quad) / 10.000 = 7.605 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{기둥} \quad W_{n2} = 3.000 \times 3.600 \times 0.6 = 6.480 \text{ kN/m}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 1.500 \times 1.500 \times 10.000 = 22.500 \text{ kN} \\ &1.500 \times 1.500 \times 6.900 = 15.525 \text{ kN} \\ &(\quad 22.500 + 15.525 \quad) / 10.000 = 3.803 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{기둥} \quad W_{t2} = 1.500 \times 3.600 \times 0.6 = 3.240 \text{ kN/m}$$

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)

$$T_b = 20 \times 50.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 20 \times 50.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

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

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T = 33 \times 50.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T = 33 \times 50.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

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

$$R_m = 11370.38 + 1996.800 = 13367.180 \text{ kN}$$

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

$$= 1000.00 - 1002.539 \text{ (제동하중)}$$

$$= 1000.00 - 1002.539 \text{ (시동하중)}$$

$$= -2.54 < T/2 = 500.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= -2.54 < T/2 = 500.00 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 500.00 \text{ kN(제동하중)}, 500.00 \text{ kN(시동하중)}$$

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

$$R_m = 11370.38 + 2423.23 = 13793.605 \text{ kN}$$

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

$$= 2069.041 > T/2 = 500.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 2069.041 > T/2 = 500.000 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 500.000 \text{ kN(제동하중)}, 500.000 \text{ kN(시동하중)},$$

마) 설계수평력

$$T \text{ (단 선)} = T_f + T_m = 500.000 + 500.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

$$T \text{ (복 선)} = T_f + T_m = 1000.000 + 1000.000 = 2000.000 \text{ kN}$$

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 4 \times 3 \times 49.920 = 599.040 \text{ kN}$$

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

$$= 599.04 - 852.779$$

$$= -253.74 < T/2 = 299.52$$

$$\therefore T_f = 299.52 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 4 \times 3 \times 49.920 = 599.040 \text{ kN}$$

$$T_m = \mu m \cdot R_m \leq T/2$$

$$= 1705.557 > T/2 = 299.520$$

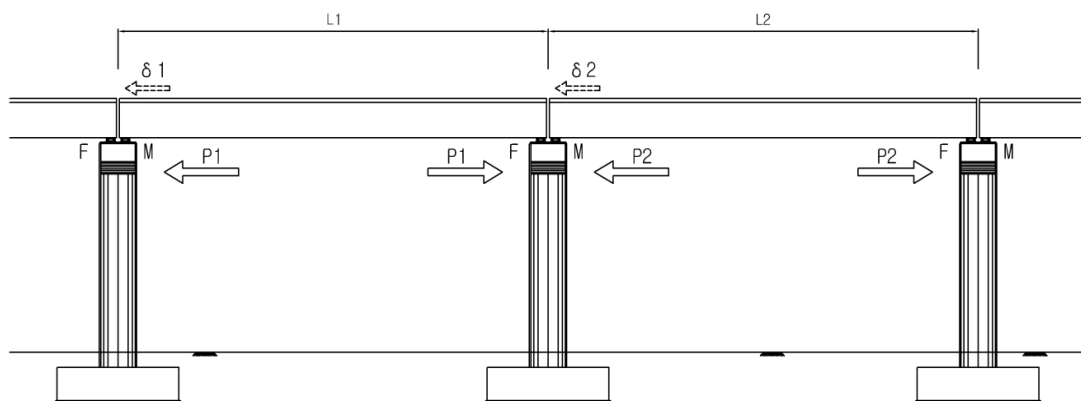
$$\therefore T_m = 299.52 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 299.520 + 299.520 = 599.040 \text{ kN}$$

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

$$T_{s1} = 11370.38 \times 0.150 = 1705.557 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 11370.38 \times 0.150 = 1705.557 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 15706.39 \times 0.150 = 2355.959 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 16587.06 \times 0.150 = 2488.059 \text{ kN}$$

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)

$$\therefore \delta 1 = 15 \times 0.00001 \times 48.620 = 0.007293 \text{ m}$$

$$\therefore \delta 2 = 15 \times 0.00001 \times 48.620 = 0.007293 \text{ m}$$

▶ 등가수평력

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

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 10865.955 \text{ kN}$$

여기서 E : 27500 MPa

I : 8.245 m⁴

L : 7.700 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	1705.557	10865.955	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	2355.959	11865.955	교좌장치마찰에의한 수평력적용

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

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 10865.955 \text{ kN}$$

여기서 E : 27500 MPa

I : 8.245 m⁴

L : 7.700 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	1705.557	10865.955	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	2488.059	11865.955	교좌장치마찰에의한 수평력적용

라) 적용온도하중

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

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

등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

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

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	1705.557	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	1488.059	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	4254.74	33565.84	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

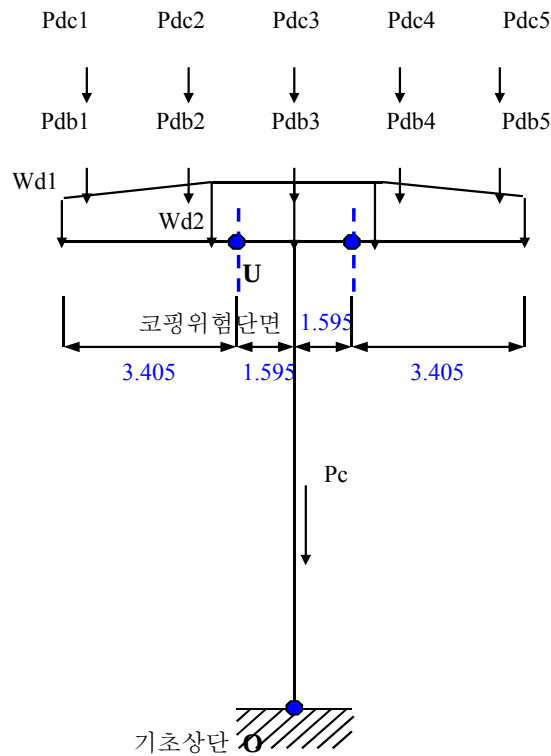
■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비 고
기둥하단	9448.23	74453.17	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

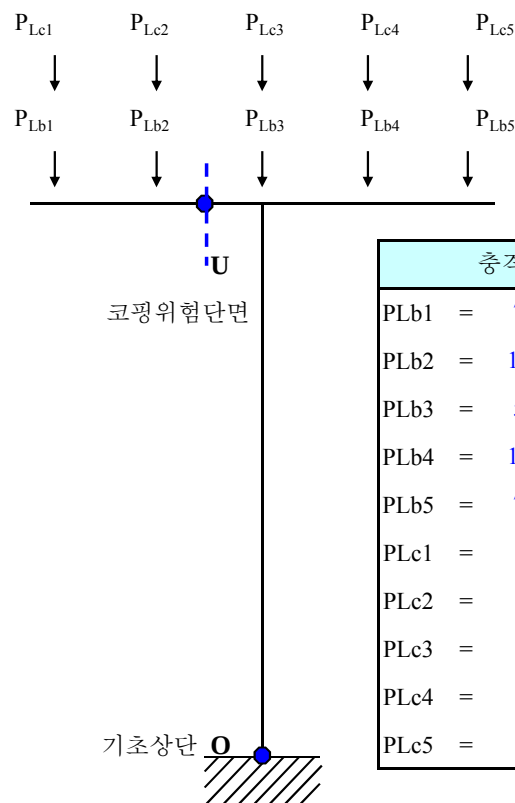
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	2350.29	kN
Pdb2	=	2205.31	kN
Pdb3	=	2255.16	kN
Pdb4	=	2204.88	kN
Pdb5	=	2354.74	kN
Pdc1	=	2350.29	kN
Pdc2	=	2205.31	kN
Pdc3	=	2255.16	kN
Pdc4	=	2204.88	kN
Pdc5	=	2354.74	kN
Wd1	=	117.600	kN/m
Wd2	=	235.200	kN/m
Pc	=	1172.084	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	2350.290	2.505	2350.290	5886.986	4.100	2350.290	9636.189
Pbd2	2205.310	0.455	2205.310	1002.956	2.050	2205.310	4520.886
Pbd3	2255.160	-1.595	0.000	0.000	0.000	2255.160	0.000
Pbd4	2204.880	0.455	2204.880	1002.761	-2.050	2204.880	-4520.004
Pbd5	2354.740	2.505	2354.740	5898.133	-4.100	2354.740	-9654.434
Pcd1	2350.290	2.505	2350.290	5886.986	4.100	2350.290	9636.189
Pcd2	2205.310	0.455	2205.310	1002.956	2.050	2205.310	4520.886
Pcd3	2255.160	-1.595	0.000	0.000	0.000	2255.160	0.000
Pcd4	2204.880	0.455	2204.880	1002.761	-2.050	2204.880	-4520.004
Pcd5	2354.740	2.505	2354.740	5898.133	-4.100	2354.740	-9654.434
Wd1	176.40	1.338	546.84	731.7402026	0.000	1093.68	0.000
Wd2	235.200	0.152	71.68696884	10.92479061	0.000	893.760	0.000
Pc	1172.084	-1.595	0.000	0	0.000	1172.084	0.000
합 계			9733.75	14544.452		25900.284	34.727

2-1) 활 하중 (L.C 2-1) : 복선



충격 미고려시			충격 고려시		
PLb1	=	713.731 kN	PLb1	=	734.311 kN
PLb2	=	1095.170 kN	PLb2	=	1130.598 kN
PLb3	=	584.601 kN	PLb3	=	602.706 kN
PLb4	=	1091.176 kN	PLb4	=	1126.474 kN
PLb5	=	721.082 kN	PLb5	=	741.922 kN
PLc1	=	848.48 kN	PLc1	=	873.46 kN
PLc2	=	1327.15 kN	PLc2	=	1370.14 kN
PLc3	=	703.15 kN	PLc3	=	725.12 kN
PLc4	=	1322.30 kN	PLc4	=	1365.14 kN
PLc5	=	857.54 kN	PLc5	=	882.83 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	713.731	2.505	713.731	1787.748	4.100	713.731	2926.298
PLb2	1095.170	0.455	1095.170	498.074	2.050	1095.170	2245.098
PLb3	584.601	-1.595	0.000	0.000	0.000	584.601	0.000
PLb4	1091.176	0.455	1091.176	496.258	-2.050	1091.176	-2236.911
PLb5	721.082	2.505	721.082	1806.160	-4.100	721.082	-2956.436
PLc1	848.482	2.505	848.482	2125.270	4.100	848.482	3478.775
PLc2	1327.145	0.455	1327.145	603.574	2.050	1327.145	2720.648
PLc3	703.147	-1.595	0.000	0.000	0.000	703.147	0.000
PLc4	1322.299	0.455	1322.299	601.370	-2.050	1322.299	-2710.713
PLc5	857.538	2.505	857.538	2147.954	-4.100	857.538	-3515.906
합 계			3992.095	5051.742		9264.371	49.147

Moy= -588.467 kN·m

Ho= 0.000 kN

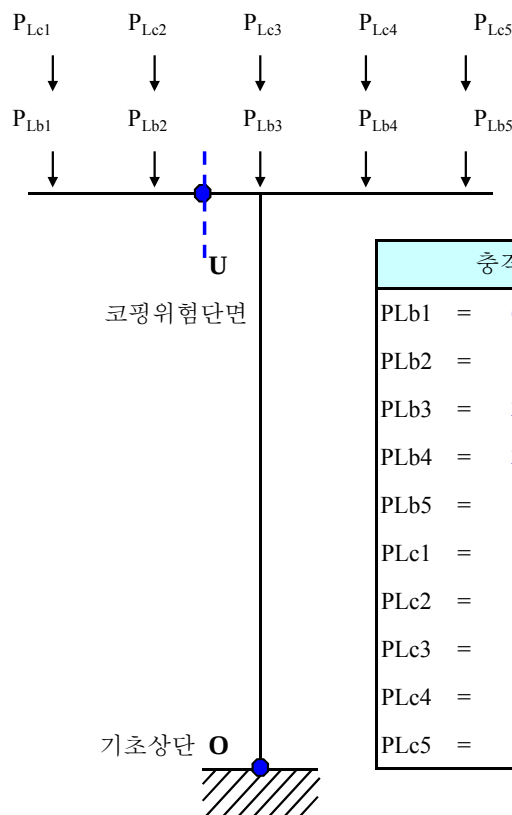
▶ 충격 고려시

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	734.311	2.505	734.311	1839.296	4.100	734.311	3010.675
PLb2	1130.598	0.455	1130.598	514.187	2.050	1130.598	2317.727
PLb3	602.706	-1.595	0.000	0.000	0.000	602.706	0.000
PLb4	1126.474	0.455	1126.474	512.311	-2.050	1126.474	-2309.273
PLb5	741.922	2.505	741.922	1858.360	-4.100	741.922	-3041.881
PLc1	873.456	2.505	873.456	2187.826	4.100	873.456	3581.170
PLc2	1370.140	0.455	1370.140	623.128	2.050	1370.140	2808.786
PLc3	725.118	-1.595	0.000	0.000	0.000	725.118	0.000
PLc4	1365.135	0.455	1365.135	620.852	-2.050	1365.135	-2798.527
PLc5	882.829	2.505	882.829	2211.302	-4.100	882.829	-3619.598
합 계			4116.360	5202.825		9552.689	50.920

Moy= -607.660 kN·m

Ho= 0.000 kN

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시		충격고려시(모멘트)	
PLb1	= 652.461 kN	PLb1	= 670.305 kN
PLb2	= 848.022 kN	PLb2	= 875.636 kN
PLb3	= 294.297 kN	PLb3	= 303.415 kN
PLb4	= 239.691 kN	PLb4	= 247.245 kN
PLb5	= 68.303 kN	PLb5	= 71.299 kN
PLc1	= 769.30 kN	PLc1	= 790.96 kN
PLc2	= 1028.83 kN	PLc2	= 1062.34 kN
PLc3	= 354.00 kN	PLc3	= 365.06 kN
PLc4	= 289.16 kN	PLc4	= 298.32 kN
PLc5	= 87.92 kN	PLc5	= 91.55 kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	652.461	2.505	652.461	1634.278	4.100	652.461	2675.089
PLb2	848.022	0.455	848.022	385.673	2.050	848.022	1738.446
PLb3	294.297	-1.595	0.000	0.000	0.000	294.297	0.000
PLb4	239.691	0.455	239.691	109.009	-2.050	239.691	-491.366
PLb5	68.303	2.505	68.303	171.085	-4.100	68.303	-280.042
PLc1	769.301	2.505	769.301	1926.939	4.100	769.301	3154.135
PLc2	1028.827	0.455	1028.827	467.902	2.050	1028.827	2109.094
PLc3	353.997	-1.595	0.000	0.000	0.000	353.997	0.000
PLc4	289.156	0.455	289.156	131.506	-2.050	289.156	-592.770
PLc5	87.919	2.505	87.919	220.218	-4.100	87.919	-360.466
합 계			3298.611	4414.792		4631.973	7952.118

Moy= -294.233 kN·m

Ho= 0.000 kN

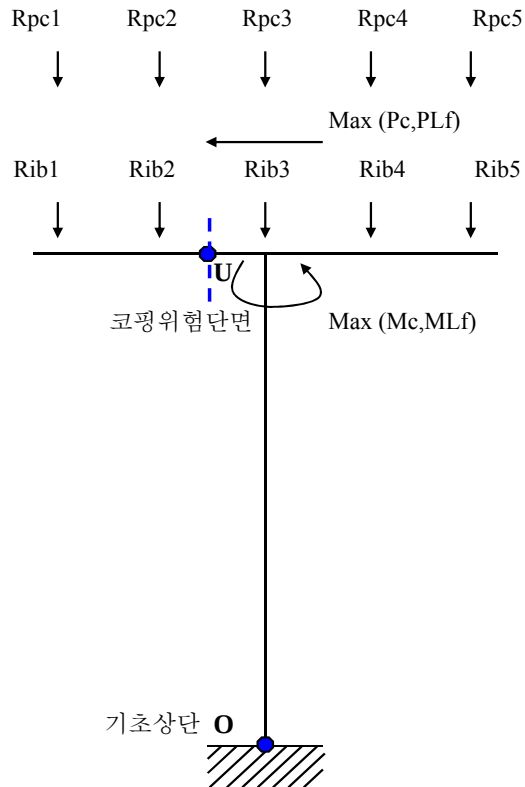
▶ 충격 고려시

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	670.305	2.505	670.305	1678.974	4.100	670.305	2748.251
PLb2	875.636	0.455	875.636	398.232	2.050	875.636	1795.053
PLb3	303.415	-1.595	0.000	0.000	0.000	303.415	0.000
PLb4	247.245	0.455	247.245	112.445	-2.050	247.245	-506.853
PLb5	71.299	2.505	71.299	178.589	-4.100	71.299	-292.325
PLc1	790.956	2.505	790.956	1981.181	4.100	790.956	3242.921
PLc2	1062.337	0.455	1062.337	483.142	2.050	1062.337	2177.790
PLc3	365.061	-1.595	0.000	0.000	0.000	365.061	0.000
PLc4	298.324	0.455	298.324	135.675	-2.050	298.324	-611.564
PLc5	91.554	2.505	91.554	229.324	-4.100	91.554	-375.372
합 계			3399.234	4541.529		4776.132	8177.901

Moy= -303.830 kN·m

Ho= 0.000 kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

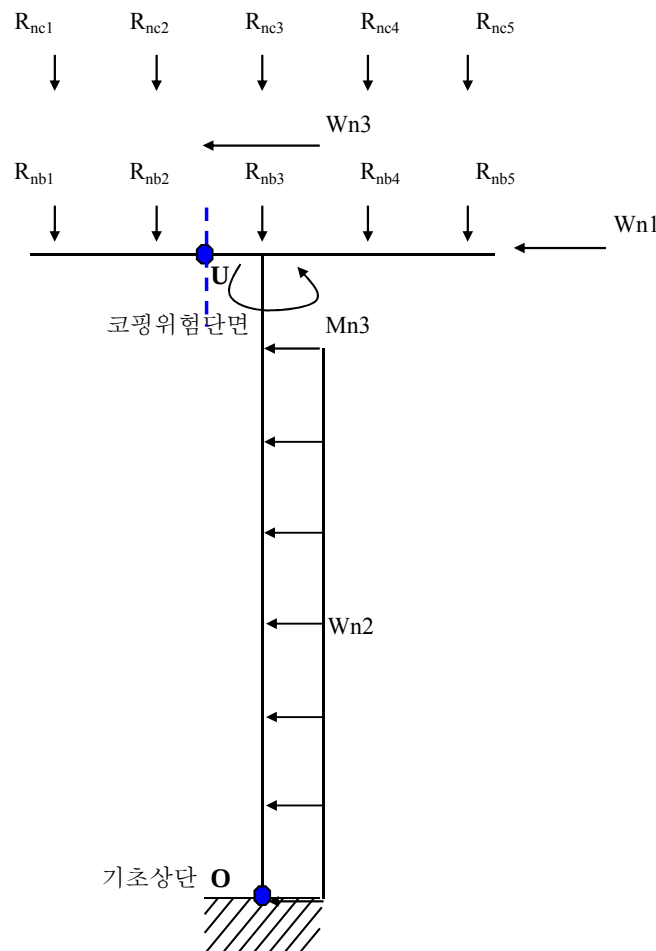
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

Max (PLf, Pc)	=	0.000	kN
Max (MLf, Mc)	=	0.000	kN·m

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

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	0.000	2.505	0.000	0.000	4.100	0.000	0.000
Pbd2	0.000	0.455	0.000	0.000	2.050	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	0.000	0.455	0.000	0.000	-2.050	0.000	0.000
Pbd5	0.000	2.505	0.000	0.000	-4.100	0.000	0.000
Pcd1	0.000	2.505	0.000	0.000	4.100	0.000	0.000
Pcd2	0.000	0.455	0.000	0.000	2.050	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	0.000	0.455	0.000	0.000	-2.050	0.000	0.000
Pcd5	0.000	2.505	0.000	0.000	-4.100	0.000	0.000
PLf	0.000	-	-	-	7.700	-	0.000
합 계			0.000	0.000		0.000	0.000

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

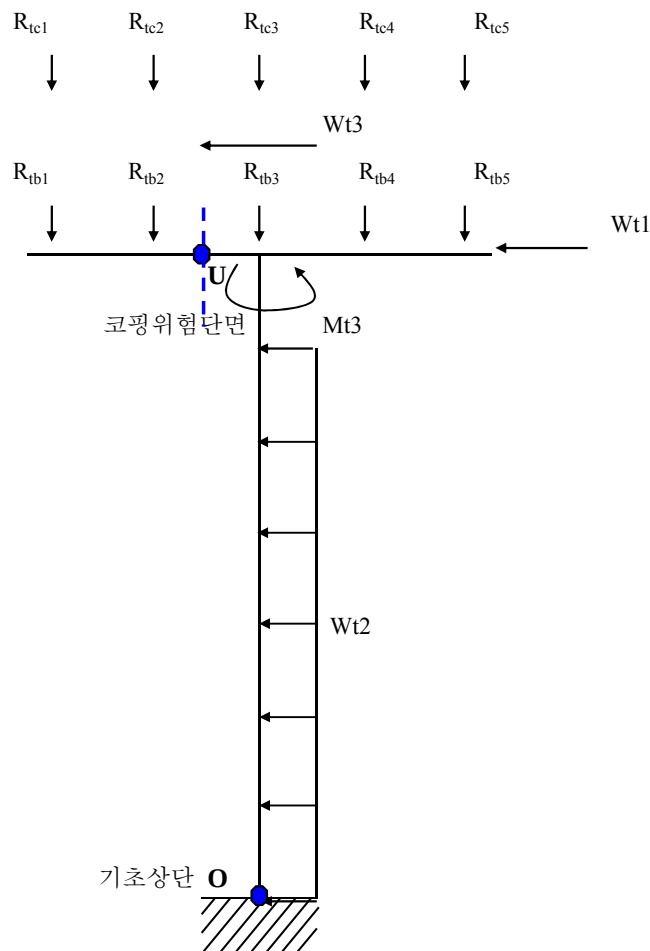


Wn1	=	28.800	kN
Wn2	=	6.480	kN/m
Wn3b	=	381.064	kN
Wn3c	=	381.064	kN
Mn3	=	2320.298	kN·m

Rnb1	=	113.185	kN
Rnb2	=	56.593	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	-56.593	kN
Rnb5	=	-113.185	kN
Rnc1	=	113.185	kN
Rnc2	=	56.593	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	-56.593	kN
Rnc5	=	-113.185	kN

구 분	하 중	교평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rnb1	113.185	2.505	113.185	283.506	4.100	113.185	464.060
Rnb2	56.593	0.455	56.593	25.738	2.050	56.593	116.015
Rnb3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	-56.593	0.455	-56.593	-25.738	-2.050	-56.593	116.015
Rnb5	-113.185	2.505	-113.185	-283.506	-4.100	-113.185	464.060
Rnc1	113.185	2.505	113.185	283.506	4.100	113.185	464.060
Rnc2	56.593	0.455	56.593	25.738	2.050	56.593	116.015
Rnc3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	-56.593	0.455	-56.593	-25.738	-2.050	-56.593	116.015
Rnc5	-113.185	2.505	-113.185	-283.506	-4.100	-113.185	464.060
Wn1	28.80	-	-	-	7.700	-	221.760
Wn2	30.46	-	-	-	2.350	-	71.572
Wn3	762.13	-	-	-	7.700	-	5868.386
합 계	821.384		339.556	618.487		0.000	8482.015

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

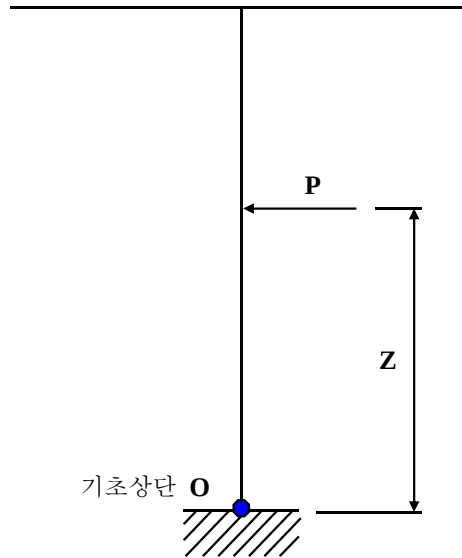


Wt1	=	14.400	kN
Wt2	=	3.240	kN/m
Wt3b	=	306.559	kN
Wt3c	=	306.559	kN
Mt3	=	1408.332	kN·m

Rtb1	=	137.398	kN
Rtb2	=	68.699	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	-68.699	kN
Rtb5	=	-137.398	kN
Rtc1	=	137.398	kN
Rtc2	=	68.699	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	-68.699	kN
Rtc5	=	-137.398	kN

구 분	하 중	교평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	137.398	2.505	137.398	344.154	4.100	137.398	563.333
Rtb2	68.699	0.455	68.699	31.244	2.050	68.699	140.833
Rtb3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	-68.699	0.455	-68.699	-31.244	-2.050	-68.699	140.833
Rtb5	-137.398	2.505	-137.398	-344.154	-4.100	-137.398	563.333
Rtc1	137.398	2.505	137.398	344.154	4.100	137.398	563.333
Rtc2	68.699	0.455	68.699	31.244	2.050	68.699	140.833
Rtc3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	-68.699	0.455	-68.699	-31.244	-2.050	-68.699	140.833
Rtc5	-137.398	2.505	-137.398	-344.154	-4.100	-137.398	563.333
Wt1	14.40	-	-	-	7.700	-	110.880
Wt2	15.23	-	-	-	2.350	-	35.786
Wn3	613.12	-	-	-	7.700	-	4721.009
합 계	642.746		412.195	750.795		0.000	7684.338

6) 유수 압 (L.C 6)



P	=	17.361	kN
Z	=	3.260	m

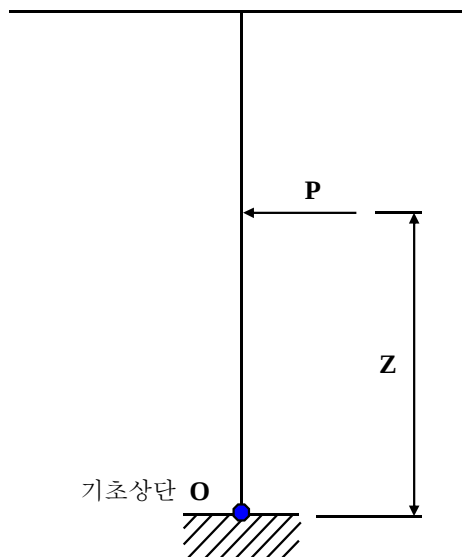
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 17.361 \times 3.260 = 56.597 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 17.361 \text{ kN}$$

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	0.000	kN
Z	=	2.900	m

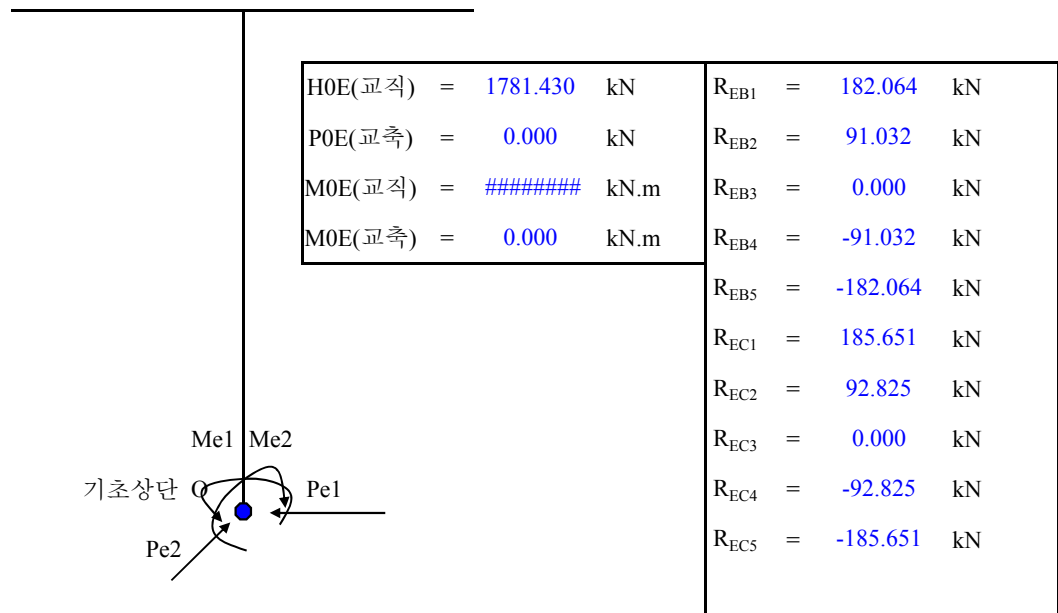
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 0.000 \times 2.900 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

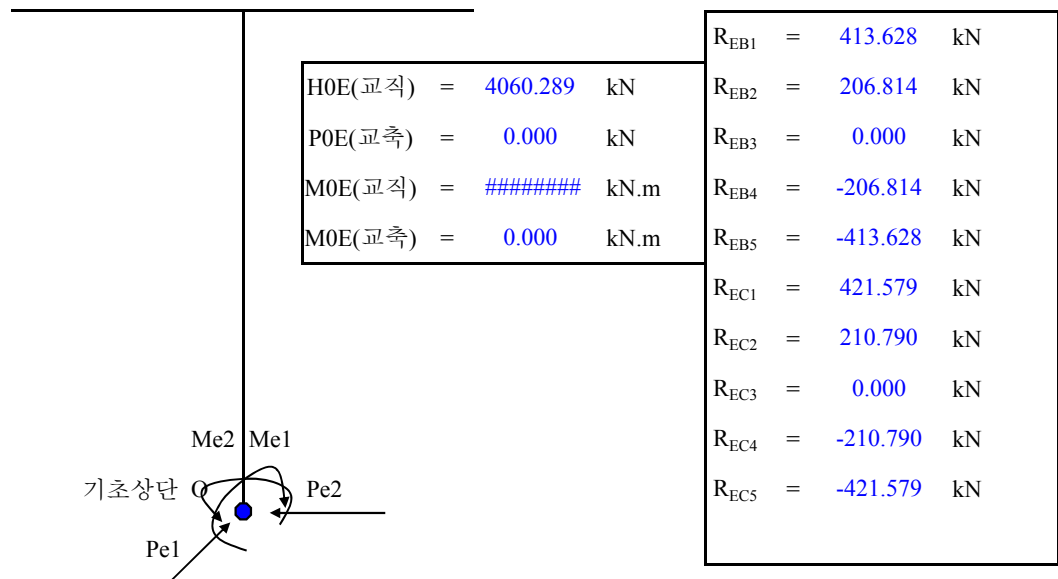
$$H_o = 0.000 \text{ kN}$$

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	182.064	2.505	182.064	456.033	-	-	-
REB2	91.032	0.455	91.032	41.401	-	-	-
REB3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-91.032	0.455	-91.032	-41.401	-	-	-
REB5	-182.064	2.505	-182.064	-456.033	-	-	-
REC1	185.651	2.505	185.651	465.017	-	-	-
REC2	92.825	0.455	92.825	42.216	-	-	-
REC3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-92.825	0.455	-92.825	-42.216	-	-	-
REC5	-185.651	2.505	-185.651	-465.017	-	-	-
He1	1781.430	-	-	-	-	-	16997.484
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			551.572	1004.666			

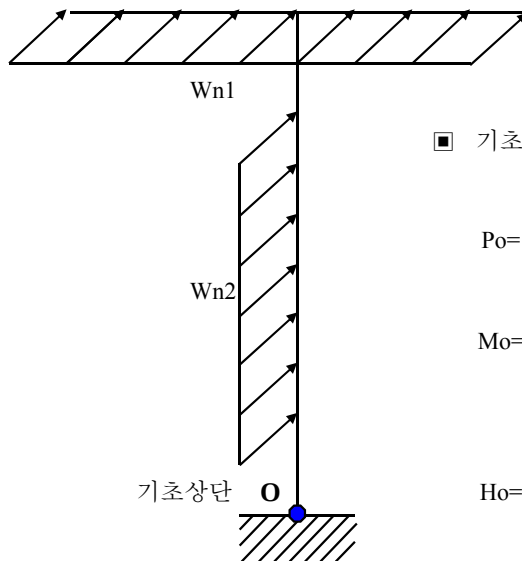
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



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	413.628	2.505	413.628	1036.053	-	-	-
REB2	206.814	0.455	206.814	94.057	-	-	-
REB3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-206.814	0.455	-206.814	-94.057	-	-	-
REB5	-413.628	2.505	-413.628	-1036.053	-	-	-
REC1	421.579	2.505	421.579	1055.968	-	-	-
REC2	210.790	0.455	210.790	95.865	-	-	-
REC3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-210.790	0.455	-210.790	-95.865	-	-	-
REC5	-421.579	2.505	-421.579	-1055.968	-	-	-
He1	4060.289	-	-	-	-	-	38708.678
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			1252.812	2281.944			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



$$W_{n1} = 7.605 \text{ kN/m}$$

$$W_{n2} = 6.480 \text{ kN/m}$$

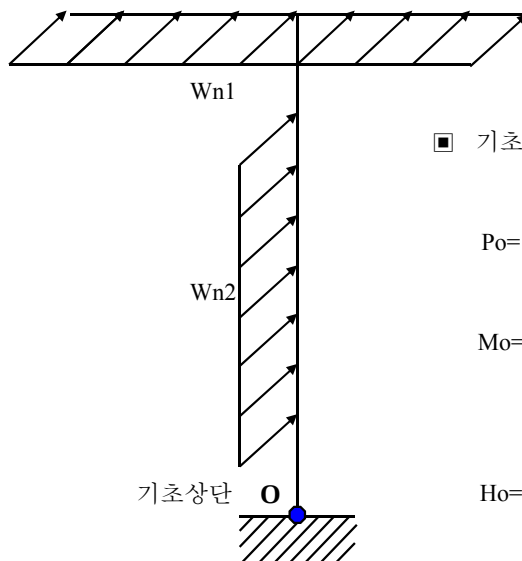
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 76.050 \times 6.200 + 30.456 \times 2.350 = 543.082 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 106.5060 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



$$W_{n1} = 3.803 \text{ kN/m}$$

$$W_{n2} = 3.240 \text{ kN/m}$$

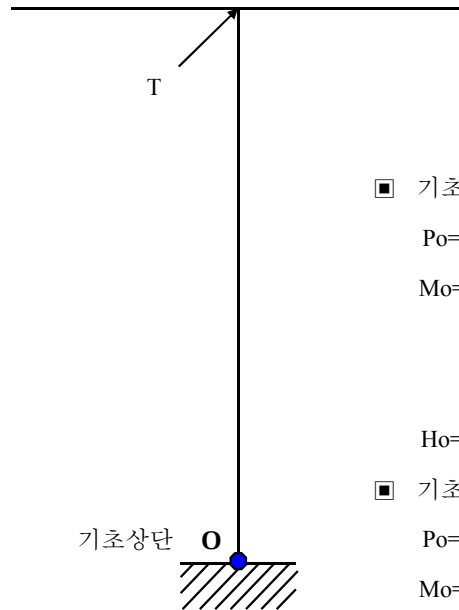
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 38.030 \times 6.200 + 15.228 \times 2.350 = 271.572 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 53.2580 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f\text{복선}}$	=	1000.000	kN
$T_{m\text{복선}}$	=	1000.000	kN
$T_{f\text{단선}}$	=	500.000	kN
$T_{m\text{단선}}$	=	500.000	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 1000.000 \times 8.200 + \\ &\quad 1000.000 \times 8.200 \\ &= 16400.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 2000.00 \text{ kN}$$

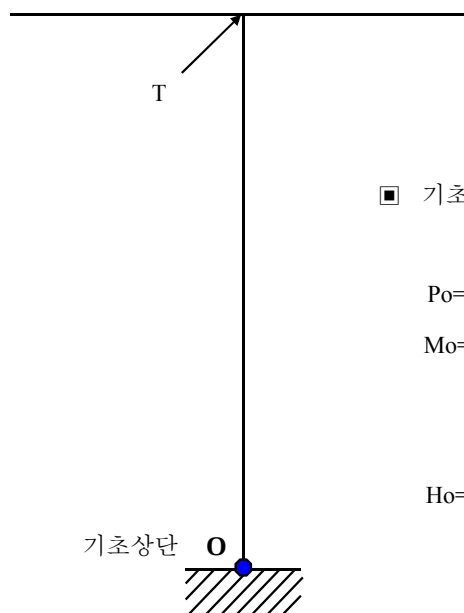
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 500.000 \times 8.200 + \\ &\quad 500.000 \times 8.200 \\ &= 8200.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 1000.00 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	299.520	kN
T_m	=	299.520	kN

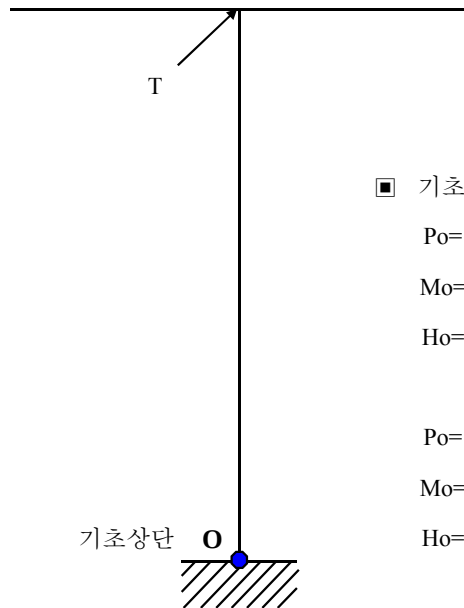
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$\begin{aligned} M_o &= 299.520 \times 8.200 + \\ &\quad 299.520 \times 8.200 \\ &= 4912.128 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 599.040 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	1705.557	kN

시제동하중 작용시	=	1488.059	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 1705.557 \times 8.200 = 13985.567 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

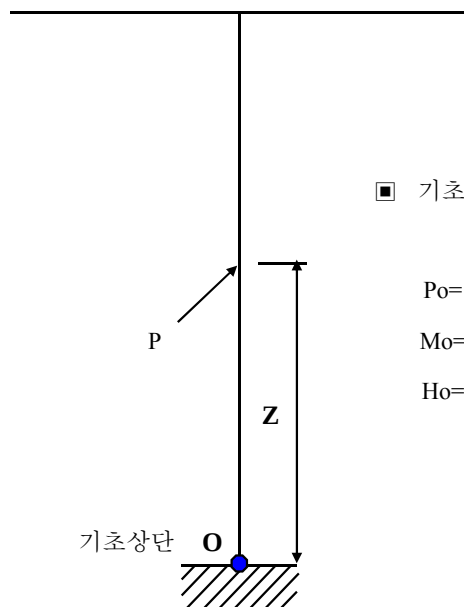
$$H_o = 1705.557 \text{ kN}$$

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

$$M_o = 1488.059 \times 8.200 = 12202.081 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 1488.059 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	0.000	kN

Z	=	2.900	M

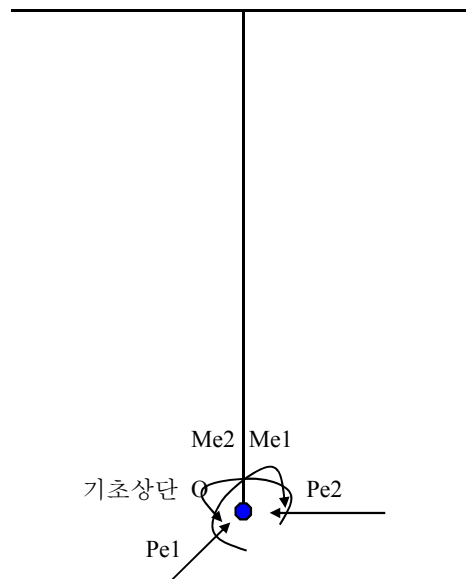
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 0.000 \times 2.900 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

He1= 4254.740 kN·m

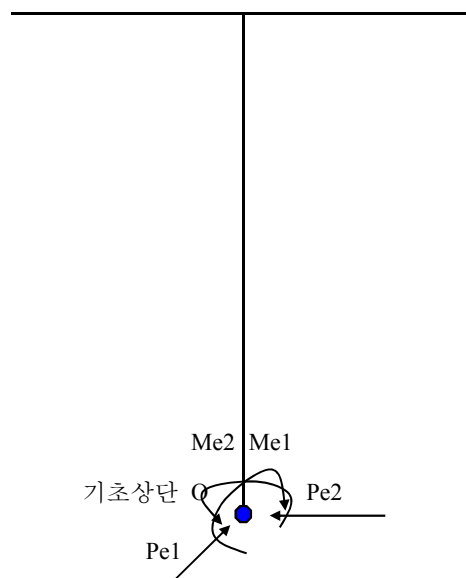
Me1= ##### kN

Pe2= 0.000 kN

He2= 0.000 kN·m

Me2= 0.000 kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

He1= 9448.232 kN·m

Me1= ##### kN

Pe2= 0.000 kN

He2= 0.000 kN·m

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	9,734	14,544	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	3,992	5,052
		충격 고려시	4,116	5,203
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	3,299	4,415
		충격 고려시	3,399	4,542
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-
Load Case 3-2		단 선	-	-
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)	340	618	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)	412	751	
Load Case 6	유 수 압	-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중	-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)	552	1,005	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)	1,253	2,282	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하 중 경 우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌에 의한 하중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을 때	열차가 있을 때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	13,850	19,747	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	13,133	19,086	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	10,073	15,163	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	14,262	20,498	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	13,545	19,837	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	13,850	19,747	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	13,133	19,086	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	10,073	15,163	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중 경우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌 에 의 한 하 중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	20,756	29,260	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	19,429	28,037	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	22,160	31,596	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	21,013	30,538	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	18,903	26,919	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	17,899	25,993	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	13,599	20,470	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	19,460	27,933	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	18,456	27,007	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	18,903	26,919	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	17,899	25,993	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	12,088	18,196	
comb 23	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	1.00		13,485	19,831	운행성
comb 24	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-		1.00	14,186	21,109	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.97=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교 직 수평력 (kN)	교 축 수평력 (kN)	연 직 력 (kN)	교 직 모 멘 트 (kN·m)	교 축 모 멘 트 (kN·m)
교 직 방 향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	25,900	35	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	9,264	49	588
			충격 고려시	-	-	9,553	51	608
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	4,632	7,952	294
			충격 고려시	-	-	4,776	8,178	304
	L.C 3-1	형하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		821	-	-	8,482	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		643	-	-	7,684	-
교 직 방 향	L.C 6	유 수 압		17	-	-	57	-
	L.C 7	충돌 하중		-	-	-	-	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		1,781	-	-	16,997	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		4,060	-	-	38,709	-
교 축 방 향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	107	-	-	543
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	53	-	-	272
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	2,000	-	-	16,400
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	1,000	-	-	8,200
	L.C 13	장대레일중하중		-	599	-	-	4,912
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	1,706	-	-	13,986
			시제동하중 작용	-	1,488	-	-	12,202
	L.C 15	충돌 하중		-	-	-	-	-
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	4,255	-	-	33,566
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	9,448	-	-	74,453

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중 조합	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향						비 고
	고정 하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중	시동및제동 하중		장대 레일 종하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을 때	열차가 있을 때				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	35,453	17	142	-	608	
combo 2	30,676	17	8,269	-	304	
combo 3	35,453	17	142	1,706	14,593	
combo 4	30,676	17	8,269	1,706	14,289	
combo 5	25,900	839	8,573	1,812	14,529	
combo 6	35,453	660	7,827	4,140	34,393	
combo 7	30,676	660	15,954	3,140	25,890	
combo 8	35,453	17	142	-	608	
combo 9	30,676	17	8,269	-	304	
combo 10	25,900	839	8,573	107	543	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정 하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선						
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-	
comb 23	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 24	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 25	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 26	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.97 = (1/(1+\text{충격계수}))$

구 분	연직력 (kN)	교직 수평력 (kN)	교직모멘트 (Mx) (kN·m)	교축 수평력 (kN)	교축모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 11	52,638	24	220	-	1,124	철설기 8.3.1
comb 12	43,801	24	15,255	-	562	철설기 8.3.1
comb 13	56,725	28	228	-	972	철설기 8.3.2
comb 14	49,082	28	13,231	-	486	철설기 8.3.2
comb 15	48,339	23	195	2,303	19,731	철설기 8.3.3
comb 16	41,652	23	11,572	2,303	19,306	철설기 8.3.3
comb 17	34,965	1,132	11,574	2,446	19,614	철설기 8.3.4
comb 18	48,339	891	10,568	5,719	47,527	철설기 8.3.5
comb 19	41,652	891	21,946	4,319	35,622	철설기 8.3.5
comb 20	48,339	23	195	-	851	철설기 8.3.7
comb 21	41,652	23	11,572	-	425	철설기 8.3.7
comb 22	31,080	1,006	10,288	128	652	철설기 8.3.8
comb 23	30,533	17	8,024	4,255	33,861	철설기 8.3.6
comb 24	30,533	1,799	25,021	-	295	철설기 8.3.6
comb 25	30,533	17	8,024	9,448	74,748	철설기 8.3.6
comb 26	30,533	4,078	46,733	-	295	철설기 8.3.6

(재현주기 100년, 교축)

(재현주기 100년, 교직)

(재현주기 1000년, 교축)

(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)		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	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.97=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교 직 수평력 (kN)	교 직 모멘트 (Mx) (kN·m)	교 축 수평력 (kN)	교 축 모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	38,393	24	201	-	1,124	철설기 8.3.1
comb 28	29,556	24	15,236	-	562	철설기 8.3.1
comb 29	36,005	28	200	-	972	철설기 8.3.2
comb 30	28,362	28	13,203	-	486	철설기 8.3.2
comb 31	34,094	23	175	2,303	19,731	철설기 8.3.3
comb 32	27,407	23	11,553	2,303	19,306	철설기 8.3.3
comb 33	20,720	1,132	11,555	2,446	19,614	철설기 8.3.4
comb 34	34,094	891	10,549	5,719	47,527	철설기 8.3.5
comb 35	27,407	891	21,927	4,319	35,622	철설기 8.3.5
comb 36	34,094	23	175	-	851	철설기 8.3.7
comb 37	27,407	23	11,553	-	425	철설기 8.3.7
comb 38	23,310	1,006	10,278	128	652	철설기 8.3.8
comb 39	30,533	17	8,024	4,255	33,861	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	30,533	1,799	25,021	-	295	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	30,533	17	8,024	9,448	74,748	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	30,533	4,078	46,733	-	295	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정하중	활하중 (충격미고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수압	충돌하중	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 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	-	-	-	-	-	-	-	

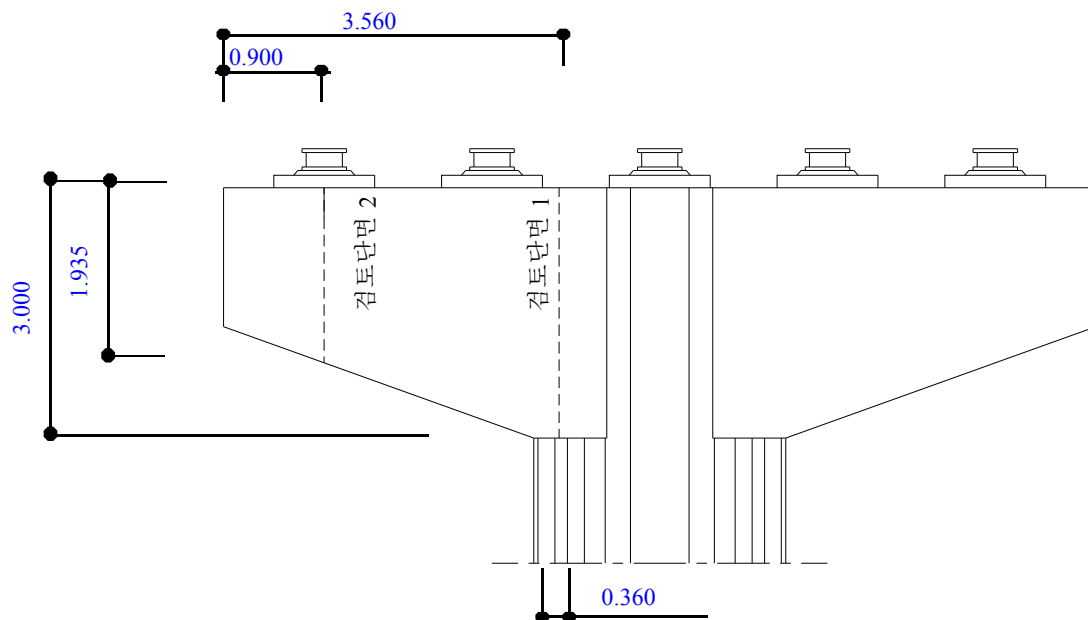
구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 43	35,165	17	140	-	588	철설기 8.3.1
combo 44	30,532	17	8,043	-	294	철설기 8.3.1
combo 45	35,165	17	140	1,706	14,574	철설기 8.3.3
combo 46	30,532	17	8,043	1,706	14,280	철설기 8.3.3
combo 47	25,900	839	8,573	1,812	14,529	철설기 8.3.4
combo 48	35,165	660	7,825	4,140	34,374	철설기 8.3.5
combo 49	30,532	660	15,728	3,140	25,880	철설기 8.3.5
combo 50	35,165	17	140	-	588	철설기 8.3.7
combo 51	30,532	17	8,043	-	294	철설기 8.3.7
combo 52	25,900	1,003	10,270	128	652	철설기 8.3.8
combo 53	30,532	17	8,043	4,255	33,860	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	30,532	1,799	25,041	-	294	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	30,532	17	8,043	9,448	74,747	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	30,532	4,078	46,752	-	294	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

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

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	comb 4	20,498	
계수하중	최대모멘트	comb 13	31,596	
	최대전단력	comb 13	22,160	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
3,200	3,000	2,800	200	31,596	22,160	20,498

$L_n = 5320.00$ mm $L_n/D = 5320.00 / 2800.00 = 1.900 < 4$

∴ DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	32	-	25	EA =	19,855 mm ²	, d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	32	-	25	EA =	19,855 mm ²	, d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	29	-	25	EA =	16,060 mm ²	, d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 55770.000 mm² [사용률 1.729]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 273.382$ mm

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_l) - d_c) / (a / k_l) = 0.02269 > 0.004$ - 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 $A_s = 32255.621$ mm²

철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 358,617 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31,360 \text{ mm}^2$$

$$\frac{4}{3} \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 43,007 \text{ mm}^2$$

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

∴ OK!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 273.382 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 50501.129 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 31595.644 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.598] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 3200.0 \times 2800.00 / 1000 = 6952.42 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 6952.42 < V_u = 22160.172 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 34762.125 \text{ kN} > 22160.172 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

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

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

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

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

$$d/5 = 2800.0 / 5 = 560 \text{ mm}$$

$$H 22 \text{ 사용, } A_v = 6 \times 387 = 2,323 \text{ mm}^2 \geq 0.0025 \times b \times S_v \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0025 \times b \times S_v = 0.0025 \times 3200 \times 200 = 1,600 \text{ mm}^2$$

$$\therefore H22 - 6 EA \quad S = 200 \text{ mm} \text{ 로 배근}$$

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

$$d/5 = 2800.0 / 5 = 560.000 \text{ mm}$$

$$H 29 \text{ 사용, } A_h = 6 \times 642.400 = 3854.400 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \times b \times S_h \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0015 \times b \times S_h = 0.0015 \times 3200 \times 200.00 = 960.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore H29 - 6 EA \quad S = 200.00 \text{ mm} \text{ 로 배근}$$

$$\Phi V_s = \Phi \{ A_v / S_1 \times (1 + \ln/d) / 12 + A_h / S_2 \times (11 - \ln/d) / 12 \} f_y \times d = 16584.863 \text{ kN}$$

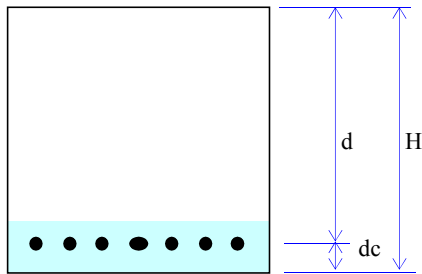
- 전단강도검토

$$V_u = 22160.172 \text{ kN} < \Phi (V_c + V_s) = 6952.42 + 16584.863 = 23537.288 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

3) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	MPa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	3,000	mm,	$B =$	3,200	mm ,
$d =$	2,800	mm,	$d_c =$	200	mm ,
$M_o =$	20,498	kN·m,	$A_s =$	55,770	mm ²
$N =$	25		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= & 714 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= & 143 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) &= & 150 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 32 / 2 &= & 84 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c , 300 \cdot (210 / f_{st})] &= & 314 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 3200 / 25 = 128 \text{ mm} < 314 \text{ mm} && \text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

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)
3200.00	3000.00	2800.00	200.00	31595.644	22160.172	20498.073

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 22160.172 \text{ kN}$$

$$M_u = 31595.644 \text{ kN·m}$$

나) corbel 판정

$$a = M_u / V_u = 31595.644 / 22160.172 = 1.426 \text{ m}$$

$$d = 3.000 - 0.200 = 2.800 \text{ m}$$

$$a / d = 1.426 / 2.800 = 0.509 < 1.0 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 22160.172 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 22160.172 = 4432.034 \text{ kN}$$

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

$$= 31595.644 + 4432.034 \times (3.000 - 2.800)$$

$$= 32482.051 \text{ kN·m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

$$\leq 0.2 \times 30 \times 3,200 \times 2,800 = 53,760 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 3,200 \times 2,800 = 50,176 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 50,176.00 = 37,632.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 37,632 \text{ kN} > V_u = 22,160 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{22,160,172}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 52,762 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 32,482 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{184}{0.005} = 37,482 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 4,432 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 4,432 / (0.75 \times 400)$$

$$= 14,773.447 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$$\geq 37482 + 14773 = 52,256 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 52762 + 14773 = 49,948 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400 \times 3200 \times 2800 = 26,880 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 52,256 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H 32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H 32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H 29	-	25	EA	=	16060.000	mm ²	,	d2 =	300	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 55770.000 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.067 \text{]}$$

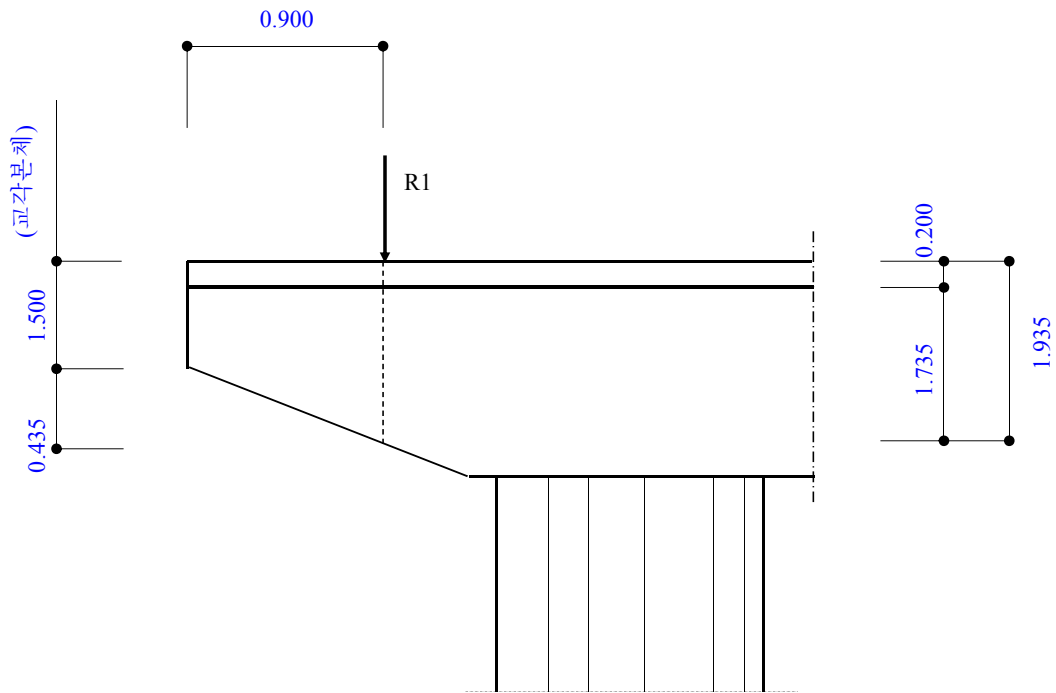
- O.K -

바) 폐쇄 스테럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (52,256 - 14,773) = 18,741 \text{ mm}^2$$

Use	H 29	-	6	EA	×	9	단	=	34,690	mm ²	∴	O.K!!

6.3 교좌부 (corbel 검토)



$f_{ck} = 30$ Mpa $f_y = 400$ 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)
3200.00	1935.48	1735.48	200.00	283.512	4998.327	20498.073

1) 하중산정

가) 자중

$$W_{O1} = 1.500 \times 0.900 \times 3.200 \times 24.500 = 105.840 \text{ kN}$$

$$W_{O2} = \frac{1}{2} \times 0.435 \times 0.900 \times 3.200 \times 24.500 = 15.364 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 121.204 \text{ kN}$$

$$M_{O1} = 105.840 \times 0.450 = 47.628 \text{ kN.m}$$

$$M_{O2} = 15.364 \times 0.300 = 4.609 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 52.237 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중

$$R_D = 2350.290 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

$$R_D = 652.461 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 121.204 + 1.6 \times 2350.290 + 1.6 \times 652.461 \\ &= 4998.327 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.6 \times 52.237 \\ &= 83.579 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$a = M_u / V_u = 83.579 / 4998.327 = 0.017 \text{ m}$$

$$d = 1.935 - 0.200 = 1.735 \text{ m}$$

$$a / d = 0.017 / 1.735 = 0.010 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 4998.327 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 4998.327 = 999.665 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u + N_u \times (H - D) \\ &= 83.579 + 999.665 \times (1.935 - 1.735) \\ &= 283.512 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

$$\leq 0.2 \times 30 \times 3200.00 \times 1735.48 = 33321.290 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 3200.00 \times 1735.48 = 31099.871 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 31099.87 = 23324.903 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 23324.903 \text{ kN} > V_u = 4998.327 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{4998327.000}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 11900.779 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 283.512 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{2.504}{0.005} = 510.875 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 999.665 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 999.665 / (0.75 \times 400)$$

$$= 3332.217 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$$\geq 510.875 + 3332.217 = 3843.092 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 11900.779 + 3332.217 = 11266.070 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 3200.000 \times 1735.484 = 16660.645 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 16660.645 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H	32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	29	-	25	EA	=	16060.000	mm ²	,	d2 =	300	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 55770.000 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 3.347 \text{]}$$

- O.K -

바) 폐쇄 스테럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (16660.645 - 3332.217) = 6664.214 \text{ mm}^2$$

Use	H	29	-	6	EA	×	5	단	=	19272.000	mm ²	∴ O.K!!

7.기 동 설 계

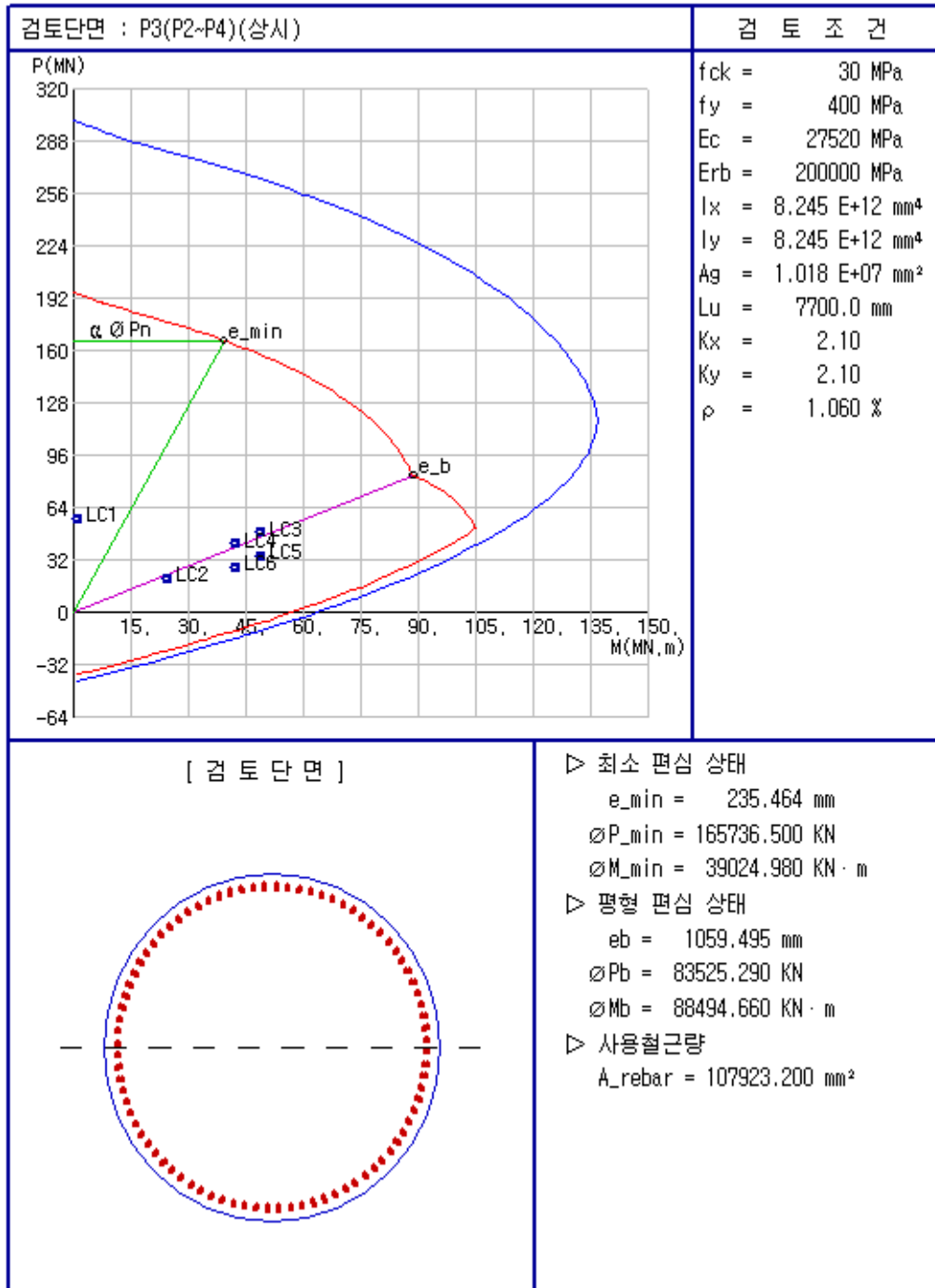
7.1 단면력 집계

구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 13	56,725	0	28	972	228	Load case 1
	최소축력		comb 33	20,720	2,446	1,132	19,614	11,555	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 18	48,339	5,719	891	47,527	10,568	Load case 3
		교직방향	comb 19	41,652	4,319	891	35,622	21,946	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 34	34,094	5,719	891	47,527	10,549	Load case 5
		교직방향	comb 35	27,407	4,319	891	35,622	21,927	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	30,533	4,255	17	33,861	8,024	Load case 1
	교축직각방향		comb 24	30,533	0	1,799	295	25,021	Load case 2
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	30,533	9,448	17	74,748	8,024	Load case 3
	교축직각방향		comb 26	30,533	0	4,078	295	46,733	Load case 4

7.2 기둥해석

1) 상 시

▶ P - M 상관도



▶ P3(P2~P4)(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P3(P2~P4)(상시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$

재료 탄성계수 : $E_c = 27520 \text{ MPa}$, $E_s = 200000 \text{ MPa}$

강도 감소계수 : $\phi_c = 0.65$, $\phi_f = 0.90$

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3600.00 mm

철근 피복두께(d') : 139.50 mm

비지지 길이 (Lu) : 7700.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 107923.2 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 56724.758 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 972.256 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 972.256 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 228.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 228.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 18.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 18.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

$$: \beta dy = 0.000$$

$$X \text{ 축 확대계수 } : \delta x.ns = 1.000$$

$$: \delta x.s = 1.000$$

$$Y \text{ 축 확대계수 } : \delta y.ns = 1.000$$

$$: \delta y.s = 1.000$$

$$X \text{ 축 확대모멘트 } : \delta Mux = 972.256 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Y \text{ 축 확대모멘트 } : \delta Muy = 228.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 } : \delta Mu = 998.632 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 } : \theta_{rot} = 13.198^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 } : e_{min} = 235.49 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 } : e = 17.60 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.088 \text{ mm}$$

$$Pb = Cc + Cs + Tt = 123859.871 + 16710.139 + -12399.945 = 128170.064 \text{ KN}$$

$$Mb = Mc + Ms + Mt = 98924.619 + 19916.474 + 16957.781 = 135798.873 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 } : eb = 1059.52 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 } : \epsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강 도 감 소 계 수 } : \phi = 0.6518$$

$$\text{평 형 축 하 중 } : \phi Pb = 83536.60 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 } : \phi Mb = 88508.78 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e \leq e_{min} \text{ ----> 최소편심 구간}$$

③ 단면강도 검토

$$\text{사용철근비 } : P_{used} = 1.060 \%$$

$$\text{강도 감 소 계 수 } : \phi = 0.650$$

$$\text{축력 감 소 계 수 } : \alpha = 0.850$$

$$\text{설계축하중강도 } : \alpha \phi P_n = 165736.530 \text{ KN} \geq P_u = 56724.758 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도 } : \phi M_n = 39029.594 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 998.632 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(2) Load Case 2

① 작용하중

$$\text{계수축하중 } : P_u = 20720.227 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) } : Mux = 19613.676 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux.s} = 19613.676 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 14343.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$$M_{uy.s} = 14343.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

X축 세장비 : $\lambda_x = 18.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 18.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

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

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

$$: \delta_{x.s} = 1.000$$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

$$: \delta_{y.s} = 1.000$$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 19613.676 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 14343.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 24298.517 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 36.177^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.46 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1172.70 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.290 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.908 + 16710.018 + -12399.116 = 128170.809 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.507 + 16955.512 = 135795.640 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.49 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6516$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83520.84 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 88489.47 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1955.882 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n / P_n = 1172.696 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 1172.696 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

사용철근비 : $P_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.002329 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 114640.187 + 16056.553 + -14298.084 = 116398.656 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 97868.839 + 19664.268 + 18967.096 = 136500.203 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00233$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00233 < 0.005 \text{ -----} >$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.677$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 78847.110 \text{ KN} \geq P_u = 20720.227 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 92463.667 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 24298.517 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 48339.149 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 47527.134 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 47527.134 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 10568.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 10568.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 18.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 18.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 47527.134 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 10568.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 48687.895 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 12.536^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.49 \text{ mm}$

$$\text{작용편심} : e = 1007.21 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}) \times d = 2076.205 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.896 + 16709.971 + -12399.062 = 128170.805 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19916.287 + 16956.607 = 135797.514 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평형편심} : e_b = 1059.50 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \varepsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강도감소계수} : \phi = 0.6518$$

$$\text{평형축하중} : \phi P_b = 83535.62 \text{ KN}$$

$$\text{평형모멘트} : \phi M_b = 88506.34 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_{\min} < e < e_b \text{ ----> 압축지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2131.766 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 1007.214 \text{ mm} \quad \therefore e = 1007.215 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : P_{used} = 1.060 \%$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 128122.260 + 17008.033 + -11338.706 = 133791.586 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 99099.320 + 20009.130 + 15648.346 = 134756.796 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \varepsilon_t = 0.00189$$

$$\varepsilon_t = 0.00189 \leq \varepsilon_y = 0.002 \text{ -----> 압축지배 단면}$$

$$\text{강도감소계수} : \phi = 0.650$$

$$\text{설계축하중강도} : \phi P_n = 86964.528 \text{ KN} \geq P_u = 48339.149 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{설계휨강도} : \phi M_n = 87591.914 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 48687.895 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 41651.969 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 35621.773 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux,s} = 35621.773 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 21946.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 21946.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 18.0$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 18.0$$

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

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.000$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.000$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 35621.773 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 21946.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 41839.427 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 31.637^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{min} = 235.46 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 1004.50 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.257 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.905 + 16710.010 + -12398.928 = 128170.987 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19916.059 + 16955.794 = 135796.473 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 1059.50 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.6517$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 83524.93 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 88494.22 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_{min} < e < e_b \text{ ----> 압축지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\text{중립축 } x = 2134.804 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n/P_n = 1004.501 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 1004.501 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : P_{used} = 1.060 \%$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 128351.400 + 17025.952 + -11280.614 = 134096.738 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 99103.104 + 20018.676 + 15578.510 = 134700.290 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00188$

$\epsilon_t = 0.00188 \leq \epsilon_y = 0.002$ -----> 압축지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 87162.876 \text{ KN} \geq P_u = 41651.969 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 87555.185 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 41839.427 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 34093.992 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 47527.134 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 47527.134 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 10549.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 10549.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 18.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 18.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 47527.134 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 10549.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 48683.774 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 12.514^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 235.49 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 1427.93 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.213 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.897 + 16709.957 + -12398.969 = 128170.885 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19916.317 + 16956.522 = 135797.459 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.50 \text{ mm}$
 최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$
 강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6518$
 평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83535.51 \text{ KN}$
 평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 88506.14 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1710.292 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1427.928 \text{ mm} \quad \therefore e = 1427.928 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$

사용 철근비 : $\rho_{used} = 1.060 \%$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 96019.948 + 14699.899 + -17458.281 = 93261.566 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 92893.482 + 18961.122 + 21316.240 = 133170.843 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.0031$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.0031 < 0.005 \text{ -----> 변화구간단면}$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 $0.65 \sim 0.90$ 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.741$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 69132.241 \text{ KN} \geq P_u = 34093.992 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 98715.893 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 48683.774 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 27406.813 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 35621.773 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 35621.773 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 21927.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 21927.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 18.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 18.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

$$: \beta dy = 0.000$$

$$X \text{ 축 확대계수 } : \delta x.ns = 1.000$$

$$: \delta x.s = 1.000$$

$$Y \text{ 축 확대계수 } : \delta y.ns = 1.000$$

$$: \delta y.s = 1.000$$

$$X \text{ 축 확대모멘트 } : \delta Mux = 35621.773 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Y \text{ 축 확대모멘트 } : \delta Muy = 21927.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 } : \delta Mu = 41829.464 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 } : \theta_{rot} = 31.614^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 } : e_{min} = 235.46 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 } : e = 1526.24 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.251 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.904 + 16710.012 + -12398.917 = 128170.999 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19916.127 + 16955.843 = 135796.589 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 } : e_b = 1059.50 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 } : \epsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강 도 감 소 계 수 } : \phi = 0.6517$$

$$\text{평 형 축 하 중 } : \phi P_b = 83525.29 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 } : \phi M_b = 88494.67 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

③ 단면강도 검토

$$\text{중립축 } x = 1628.986 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n / P_n = 1526.244 \text{ mm} \quad \therefore e = 1526.243 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비 } : P_{used} = 1.060 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.003398 < 0.004 \text{ ... } \therefore \text{취성파괴}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 89937.645 + 14233.819 + -18411.463 = 85760.001 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 90435.777 + 18667.336 + 21787.549 = 130890.660 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.0034$$

$$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.0034 < 0.005 \text{ -----> 변화구간단면}$$

$$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005 \text{ 이므로 } 0.65 \sim 0.90 \text{ 사이에서 강도감소계수를 보간한다.}$$

$$\text{강도 감소 계수 } : \phi = 0.767$$

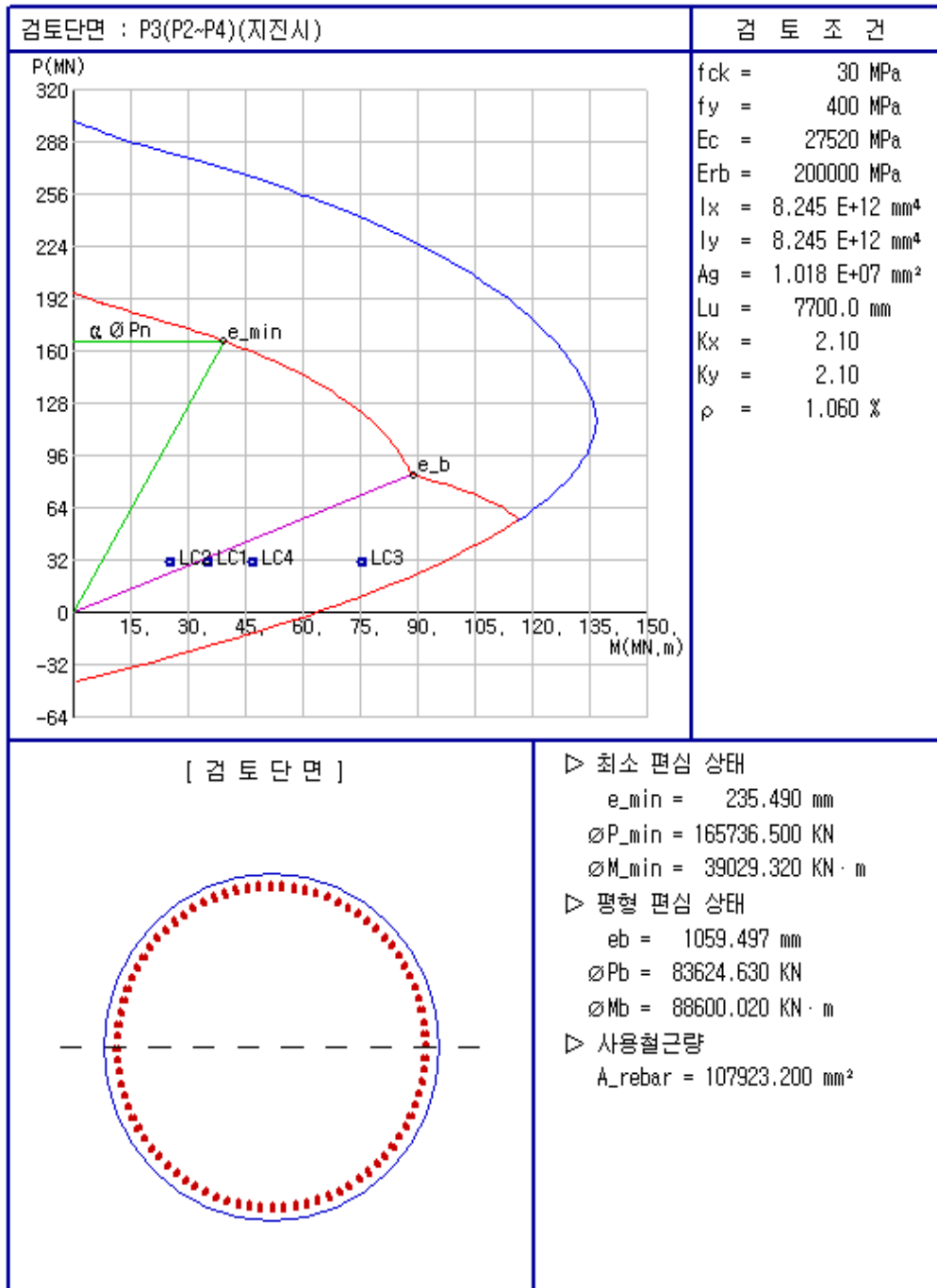
설계축하중강도 : $\phi P_n = 65737.811 \text{ KN} \geq P_u = 27406.813 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 100331.919 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 41829.464 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

7.2 기둥해석

2) 지진시

▶ P - M 상관도



▶ P3(P2~P4)(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P3(P2~P4)(지진시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$

재료 탄성계수 : $E_c = 27520 \text{ MPa}$, $E_s = 200000 \text{ MPa}$

강도 감소계수 : $\phi_c = 0.65$, $\phi_f = 1.00$

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3600.00 mm

철근 피복두께(d') : 139.50 mm

비지지 길이 (L_u) : 7700.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 107923.2 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 30533.133 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 33861.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 33861.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 8024.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 8024.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 18.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 18.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

$$: \beta dy = 0.000$$

$$X \text{ 축 확대계수 } : \delta x.ns = 1.000$$

$$: \delta x.s = 1.000$$

$$Y \text{ 축 확대계수 } : \delta y.ns = 1.000$$

$$: \delta y.s = 1.000$$

$$X \text{ 축 확대모멘트 } : \delta Mux = 33861.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Y \text{ 축 확대모멘트 } : \delta Muy = 8024.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 } : \delta Mu = 34798.734 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 } : \theta_{rot} = 13.331^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 } : e_{min} = 235.49 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 } : e = 1139.70 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.153 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.885 + 16710.018 + -12399.188 = 128170.715 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.619 + 19916.690 + 16957.063 = 135798.371 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 } : e_b = 1059.51 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 } : \epsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강 도 감 소 계 수 } : \phi = 0.6525$$

$$\text{평 형 축 하 중 } : \phi P_b = 83625.67 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 } : \phi M_b = 88602.38 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\text{중립축 } x = 1990.653 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n/P_n = 1139.704 \text{ mm} \quad \approx \quad e = 1139.704 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비 } : P_{used} = 1.060 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.002237 < 0.004 \text{ ... } \therefore \text{취성파괴}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 117309.463 + 16251.658 + -13796.306 = 119764.814 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 98269.975 + 19745.815 + 18480.696 = 136496.487 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00224$$

$$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00224 < 0.005 \text{ -----> 변화구간단면}$$

$$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005 \text{ 이므로 } 0.65 \sim 1.00 \text{ 사이에서 강도감소계수를 보간한다.}$$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.678$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 81154.483 \text{ KN} \geq P_u = 30533.133 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 92492.122 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 34798.734 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 30533.133 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 295.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 295.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 25021.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 25021.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 18.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 18.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 295.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 25021.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 25022.739 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 89.325^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.48 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 819.53 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.150 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.885 + 16709.489 + -12398.673 = 128170.700 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.619 + 19916.803 + 16956.954 = 135798.375 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.51 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.6524$
 평형 축하중 : $\phi P_b = 83624.44 \text{ KN}$
 평형 모멘트 : $\phi M_b = 88601.09 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2368.767 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 819.527 \text{ mm} \approx e = 819.527 \text{ mm} \rightarrow$ say O.K.

사용철근비 : $\rho_{\text{used}} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.001401 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 146285.432 + 18276.302 + -7530.708 = 157031.026 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 97623.697 + 20278.082 + 10789.379 = 128691.157 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.0014$

$\epsilon_t = 0.0014 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 102070.163 \text{ KN} \geq P_u = 30533.133 \text{ KN} \therefore$ O.K

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 83649.249 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 25022.739 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore$ O.K

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 30533.133 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 74748.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 74748.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 8024.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 8024.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 18.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 18.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta x.ns = 1.000$

: $\delta x.s = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta y.ns = 1.000$

: $\delta y.s = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 74748.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 8024.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 75177.444 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 6.127^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.46 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 2462.16 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.295 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.907 + 16710.000 + -12399.014 = 128170.893 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.572 + 16955.457 = 135795.648 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.49 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6523$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83605.77 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 88579.39 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1156.222 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 2462.16 \text{ mm} \quad \therefore e = 2462.16 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.006014 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 56084.194 + 11355.560 + -23743.524 = 43696.230 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 69012.672 + 16248.838 + 22325.591 = 107587.100 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00601$

$0.005 \leq \epsilon_t = 0.00601 \rightarrow$ 인장지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 1.000$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 43696.230 \text{ KN} \geq P_u = 30533.133 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 107587.100 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 75177.444 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 30533.133 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 295.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 295.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 46733.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 46733.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 18.0$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 18.0$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x,ns} = 1.000$

: $\delta_{x,s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y,ns} = 1.000$

: $\delta_{y,s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 295.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 46733.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 46733.931 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 89.638^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.49 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1530.60 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.257 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.905 + 16709.889 + -12398.595 = 128171.199 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19916.297 + 16956.070 = 135796.987 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.50 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6524$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83624.61 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 88600.02 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1625.606 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1530.597 \text{ mm} \quad \therefore e = 1530.597 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.003413 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 89685.704 + 14216.760 + -18459.507 = 85442.957 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 90325.039 + 18649.964 + 21803.774 = 130778.776 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00341$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00341 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.815$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 69621.847 \text{ KN} \geq P_u = 30533.133 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 106563.024 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 46733.931 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 9448.248$ KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3600}{2} - 140 \right) = 1057 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Z_s = \frac{3600}{2} + 1057.107 = 2857.11 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 9448.248 / 1 = 9448.248 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 3600.0 \times 2857.11 / 1000 = 9389.410 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 9389.410 \text{ KN} < V_n = 9448.248 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 4694.705 \text{ KN} < V_n = 9448.248 \text{ KN}$$

∴ 전단보강 필요

$$\cdot \text{ 전단철근 간격 } s = 150.0 \text{ mm}$$

$$\cdot \text{ Req. As } \left[\begin{array}{l} 0.35 b_w s / f_y = 0.00 \text{ mm}^2 \text{ (최소전단철근 필요시)} \\ V_s s / (\phi_v f_y d) = 9.65 \text{ mm}^2 \text{ (전단철근 필요시)} \end{array} \right.$$

$$\therefore \text{ USE } A_v = \frac{H \cdot 16 \times 2 \text{ ea} = 397.200 \text{ mm}^2}{397.200 \text{ mm}^2} > 9.650 \text{ mm}^2 \text{ O.K}$$

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

$$\text{부재 최소단면치수의 } 1/4 = 900.000$$

$$\text{축방향 철근지름의 } 6\text{배} = 174.000$$

중 작은값이므로 174 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

$$\cdot \text{ 기둥의 최대단면치수 } = 3600.000$$

$$\cdot \text{ 기둥 순높이의 } 1/6 = 783.333$$

$$\cdot 45 \text{ cm 이상 } = 450.000$$

중 큰값이므로 3600 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

$$\cdot \text{ 기둥치수의 } 0.5\text{배 이상연장 } = 1800.000$$

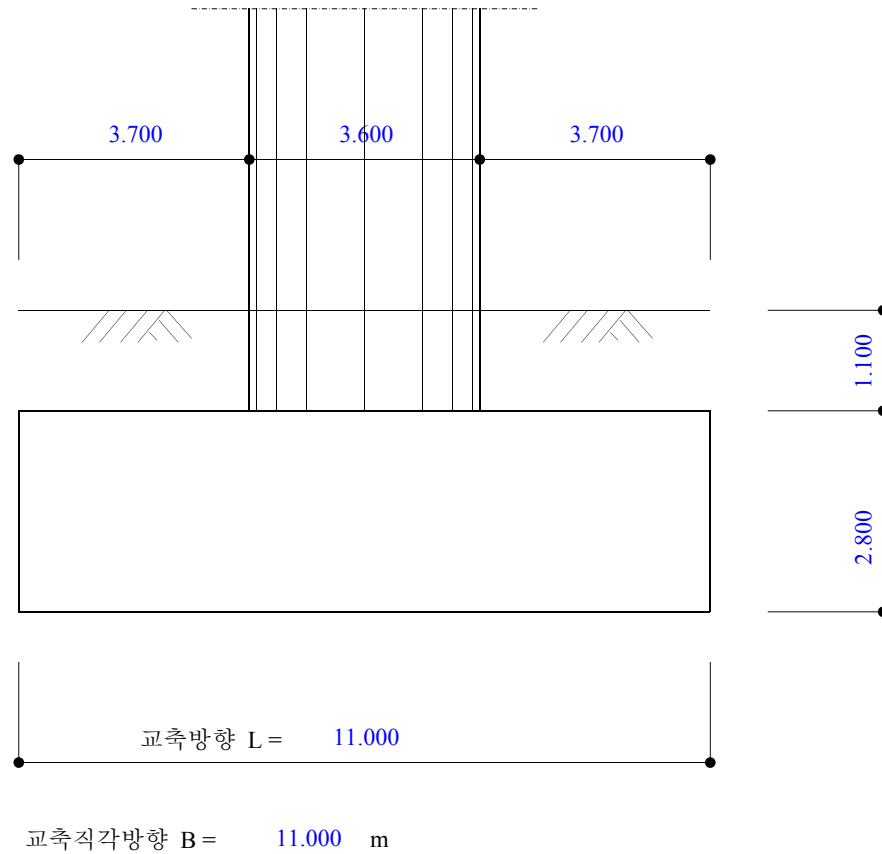
$$\cdot 38 \text{ cm 이상 } = 380.000$$

중 큰값이므로 1800 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

$$\frac{11.000 \times 2.800 \times 11.000 \times 24.500}{\Sigma} = 8300.600 \text{ kN}$$

나) 흙의 자중

$$\begin{aligned} & \frac{11.000 \times 1.100 \times 11.000 \times 19.000}{\Sigma} = 2528.900 \text{ kN} \\ & - \pi \times \frac{3.600^2}{4} \times 1.100 \times 19.000 = -212.736 \text{ kN} \\ & \Sigma = 2316.164 \text{ kN} \end{aligned}$$

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V2 = 8300.600 + 2316.164 = 10616.76 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	660.107	35164.655	7824.809	
적 용	combo 49	660.107	35164.655	7824.809	
평상시 최대모멘트	combo 52	660.107	30532.257	15727.781	
적 용	combo 52	660.107	30532.257	15727.781	
지진시	combo 56	4060.289	30532.257	46752.120	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	4140.357	35164.655	34374.248	
적 용	combo 49	4140.357	35164.655	34374.248	
평상시 최대모멘트	combo 49	4140.357	35164.655	34374.248	
적 용	combo 49	4140.357	35164.655	34374.248	
지진시	combo 55	9448.232	30532.257	74747.405	1.0

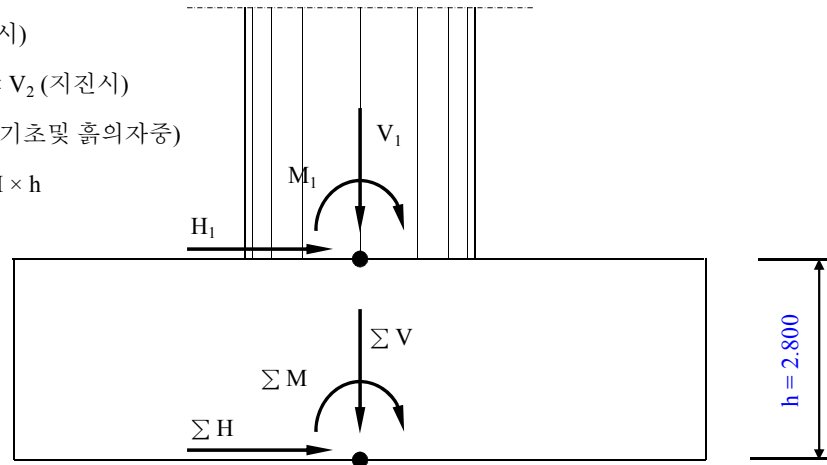
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$$\Sigma H = H_1 \text{ (평상시)}$$

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

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

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



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	660.107	45781.419	9673.109	0.211	
평상시 최대모멘트	660.107	41149.021	17576.081	0.427	
지진시	4060.289	41149.021	58120.929	1.412	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	4140.357	45781.419	45967.248	1.004	
평상시 최대모멘트	4140.357	45781.419	45967.248	1.004	
지진시	9448.232	41149.021	101202.455	2.459	

4) 각도변화고려(0 도)

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	660.107	45781.419	9673.109	0.211	
평상시 최대모멘트	660.107	41149.021	17576.081	0.427	
지진시	4060.289	41149.021	58120.929	1.412	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	4140.357	45781.419	45967.248	1.004	
평상시 최대모멘트	4140.357	45781.419	45967.248	1.004	
지진시	9448.232	41149.021	101202.455	2.459	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

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

$$N = 50 \text{ (기초지반은 지질주상도 참조)}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 11.000 / 11.000 = 1.300 \text{ m}$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 11.000 / 11.000 = 0.400 \text{ m}$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 3.900 = 74.100 \text{ kN/m}^2$$

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

$$C = 0$$

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

가) 평 상 시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2e_b = 11.000 - 2 \times 0.427 = 10.146 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 11.000 - 2 \times 1.004 = 8.992 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 10.146 \times 8.992 = 91.233 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 91.233 \times [1.300 \times 0.000 \times 95.700 + 0.400 \times 19.0 \times 10.146 \times 81.30 + 74.100 \times 100.4] = 1,250,681 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 3 = 1,250,681 / 3 = 416,894 \text{ kN}$$

$$Q_a = 416,894 \text{ kN} > V_{\max} = 45,781 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

나) 지진시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\text{유효재하폭 } B' = B - 2e_b = 11.000 - 2 \times 1.412 = 8.175 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 11.000 - 2 \times 2.459 = 6.081 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적 } A' = B' \times L' = 8.175 \times 6.081 = 49.712 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 49.712 \times [1.300 \times 0.000 \times 95.700 + 0.400 \times 19.0 \\ \times 8.175 \times 81.30 + 74.100 \times 100.4] = 620,943 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 620,943 / 2 = 310,472 \text{ kN}$$

$$Q_a = 310,472 \text{ kN} > V_{\max} = 41,149 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

2) 최대 지반반력에 대한 검토

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

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

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

$$= 45781.419 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.211) / 11.000 \}$$

$$q_{\max} = 421.964 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 334.754 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

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

$$= 41149.021 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.427) / 11.000 \}$$

$$q_{\max} = 419.306 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 260.844 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.412 < B/6 = 1.833$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 41149.021 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.412) / 11.000 \} \\ &= 602.077, \quad 78.072 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2 \sum V / Lx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 82298.042 / (11.000 \times 12.263) = 610.116 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 602.077 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 78.072 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 45781.419 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.004) / 11.000 \} \\ q_{\max} &= 585.574 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 171.144 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 45781.419 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.004) / 11.000 \} \\ q_{\max} &= 585.574 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 171.144 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 2.459 > L/6 = 1.833$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 41149.021 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 2.459) / 11.000 \} \\ &= 796.284, \quad -116.135 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2 \sum V / Bx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 82298.042 / (11.000 \times 9.122) = 820.197 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\max} &= 820.197 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\min} = 0.000 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

3) 전도에 대한 검토

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

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{\max} = 0.427 \text{ m}$$

$$B/6 = 11.000 / 6 = 1.833 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{\max} = 1.412 \text{ m}$$

$$B/3 = 11.000 / 3 = 3.667 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{\max} = 1.004 \text{ m}$$

$$L/6 = 11.000 / 6 = 1.833 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{\max} = 2.459 \text{ m}$$

$$L/3 = 11.000 / 3 = 3.667 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

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)

$$H_u = 45781.419 \times 0.538 = 24630.403 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 24630.4 / 660.107 = 37.313 > 1.5 \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 41149.021 \times 0.538 = 22138.173 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 22138.2 / 4060.29 = 5.452 > 1.2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 45781.42 \times 0.538 = 24630.403 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 24630.4 / 4140.36 = 5.949 > 1.5 \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 41149.02 \times 0.538 = 22138.173 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 22138.2 / 9448.23 = 2.343 > 1.2 \quad - \text{O.K.} -$$

■ 확대기초 두께에 대한 강제 검토 : [KR C-11020 2.5.1]

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

$$\beta\lambda \leq 1.0$$

여기서

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

$$= K_{vo} \times (\sqrt{(L \times B) / 0.3})^{-3/4} = 31318.663 \quad kN/m^3$$

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

$$K_{vo} = 1/0.3 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 1.000 \times 2800N = 466666.667 \quad kN/m^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 11.000 m)

B : 확대기초의 폭 (= 11.000 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27500000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.800 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

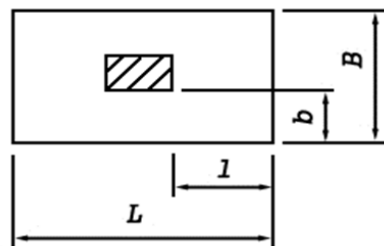
$$\beta = \sqrt[4]{\{3 \times 31318.663 / (27500000.000 \times 2.800^3)\}} = 0.112 \quad 0(m^{-1})$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = 3.700$$

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 5.500

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 5.500



$$\beta\lambda = 0.112 \times 3.700 = 0.413 < 1.0 \quad -O.K.-$$

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	27.778	56724.758	227.591	
적 용	comb 14	27.778	56724.758	227.591	
평상시 최대모멘트	comb 22	891.144	41651.969	21946.205	
적 용	comb 22	891.144	41651.969	21946.205	
지진시	comb 26	4077.650	30533.133	46732.565	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	56724.758	972.256	
적 용	comb 14	0.000	56724.758	972.256	
평상시 최대모멘트	comb 19	5719.434	48339.149	47527.134	
적 용	comb 19	5719.434	48339.149	47527.134	
지진시	comb 25	9448.232	30533.133	74747.887	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 10616.764 \times 1.6 = 16986.822 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인경우, 평상시)

$$\Sigma = 10616.764 \times 1.35 = 14332.631 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인경우, 지진시)

$$\Sigma = 10616.764 \times 1.0 = 10616.764 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 8300.600 \times 0.154 = 1278.292 \text{ kN}$$

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	27.778	73711.580	305.369	0.004	
평상시 최대모멘트	891.144	55984.600	24441.408	0.437	
지진시	5355.942	41149.897	61729.204	1.500	

나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	73711.580	972.256	0.013	
평상시 최대모멘트	5719.434	62671.780	63541.549	1.014	
지진시	10726.524	41149.897	104782.155	2.546	

3) 각도변화고려(0 도)

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	27.778	73711.580	305.369	0.004	
평상시 최대모멘트	891.144	55984.600	24441.408	0.437	
지진시	5355.942	41149.897	61729.204	1.500	

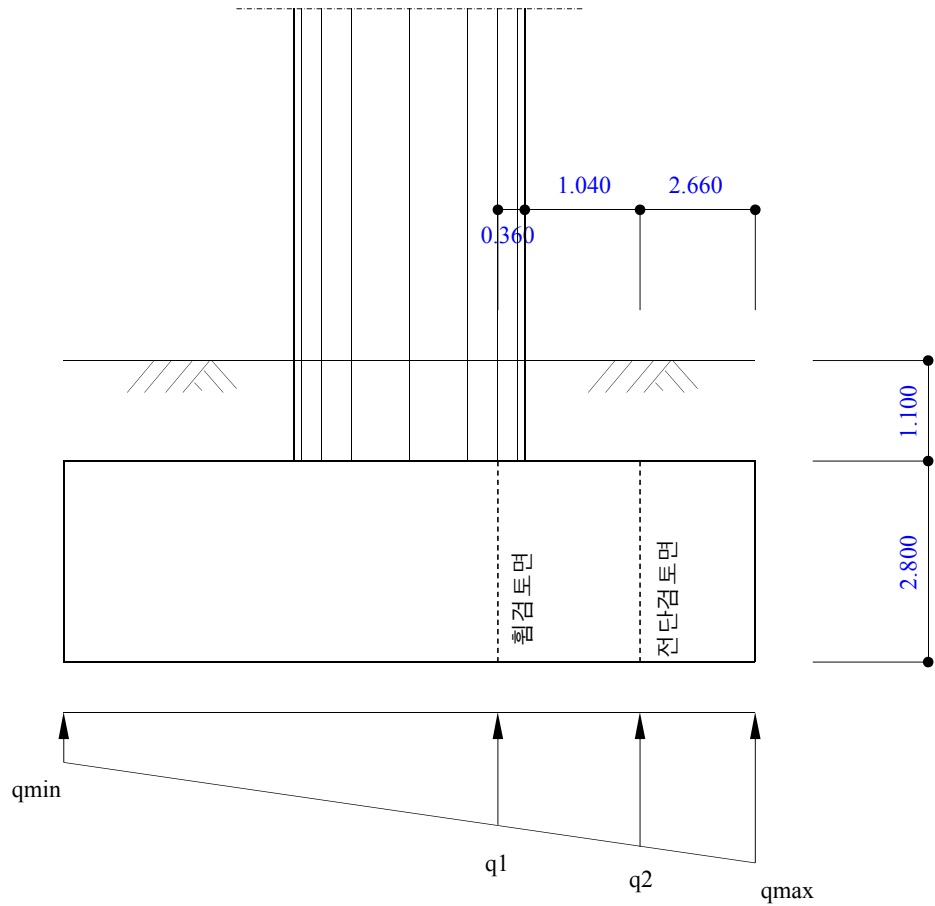
나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	73711.580	972.256	0.013	
평상시 최대모멘트	5719.434	62671.780	63541.549	1.014	
지진시	10726.524	41149.897	104782.155	2.546	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= \frac{45781.419}{(11.000 \times 11.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.211}{11.000} \right\}$$

$$q_{max} = 421.964 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 389.775 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 334.754 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 400.875 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= \frac{41149.021}{(11.000 \times 11.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.427}{11.000} \right\}$$

$$q_{max} = 419.306 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 360.819 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 260.844 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 380.987 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 41149.021 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.412) / 11.000 \} \\ q_{\max} &= 2 \sum V / L_x \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)} \\ &= 82298.042 / (11.000 \times 12.263) = 610.116 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 602.077 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 408.672 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 78.072 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 475.363 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned} M_d &= 4.060^2 / 6 \times (2 \times 421.964 + 389.775) - \\ &\quad 2.800 \times 4.060^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 2823.926 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ S_d &= 2.660 / 2 \times (421.964 + 400.875) - 2.800 \times 2.660 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 911.900 \text{ kN} \end{aligned}$$

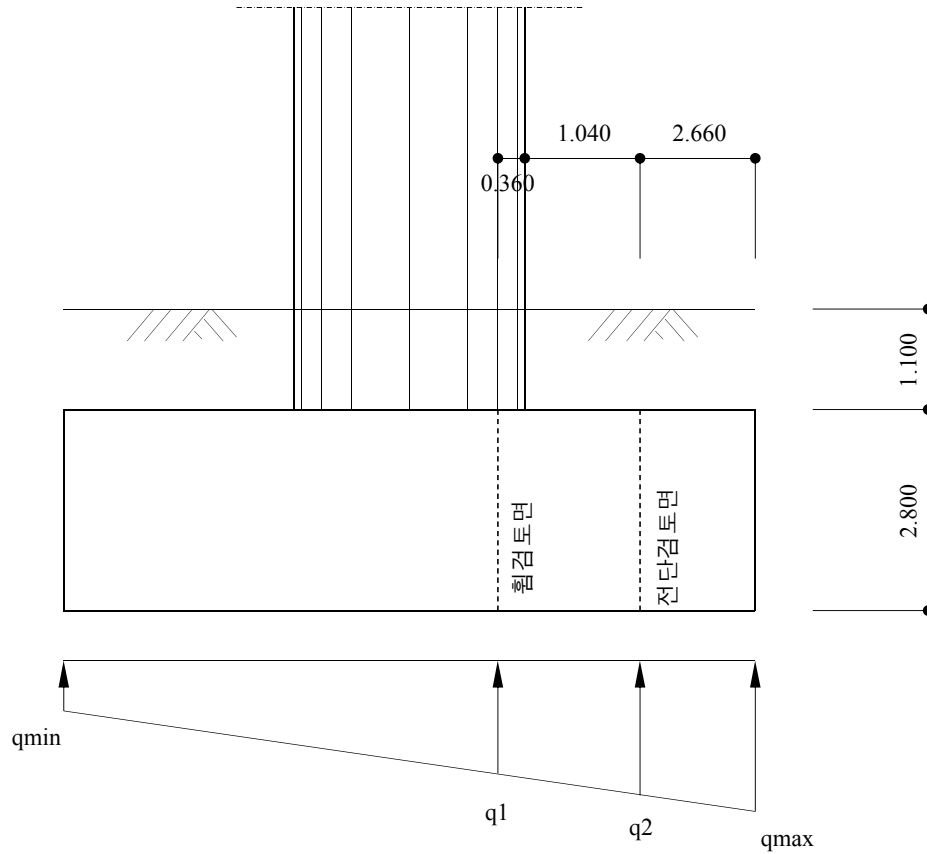
ㄹ. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned} M_d &= 4.060^2 / 6 \times (2 \times 419.306 + 360.819) - \\ &\quad 2.800 \times 4.060^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 2729.766 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ S_d &= 2.660 / 2 \times (419.306 + 380.987) - 2.800 \times 2.660 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 881.913 \text{ kN} \end{aligned}$$

ㅁ. 지진시

$$\begin{aligned} M_d &= 4.060^2 / 6 \times (2 \times 602.077 + 408.672) - \\ &\quad 2.800 \times 4.060^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 3865.476 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ S_d &= 2.660 / 2 \times (602.077 + 475.363) - 2.800 \times 2.660 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 1250.520 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= \frac{73711.580}{(11.000 \times 11.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.004}{11.000} \right\}$$

$$q_{max} = 610.563 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 609.547 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 607.810 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 609.897 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= \frac{55984.600}{(11.000 \times 11.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.437}{11.000} \right\}$$

$$q_{max} = 572.862 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 491.530 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 352.503 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 519.575 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= \frac{41149.897}{(11.000 \times 11.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.500) / 11.000 \} \\
 q_{\max} &= \frac{2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}}{ } \\
 &= \frac{82299.794}{(11.000 \times 12.000)} = 623.500 \text{ kN/m}^2 \\
 \\
 q_{\max} &= 618.350 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 412.938 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 61.813 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 483.769 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 610.563 + 609.547) - \\
 &\quad 1.60 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 4124.728 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (610.563 + 609.897) - 1.60 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 1331.251 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

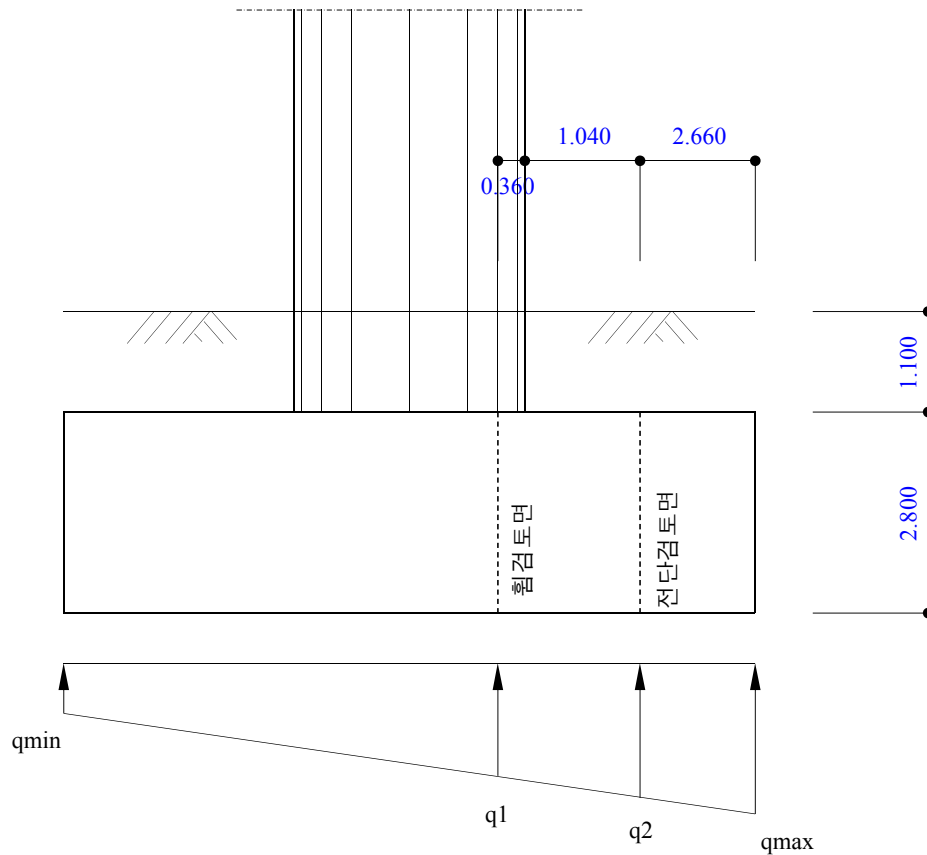
$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 572.862 + 491.530) - \\
 &\quad 1.35 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 3734.698 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (572.862 + 519.575) - 1.35 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 1206.599 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㅁ. 지진시

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 618.350 + 412.938) - \\
 &\quad 1.0 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 3966.608 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (618.350 + 483.769) - 1.0 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 1283.343 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= 45781.419 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.004) / 11.000 \}$$

$$q_{\max} = 585.574 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 432.612 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 171.144 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 485.357 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= 45781.419 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.004) / 11.000 \}$$

$$q_{\max} = 585.574 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 432.612 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 171.144 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 485.357 \text{ kN/m}^2$$

㉞. 지진시

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

$$= \frac{41149.021}{(11.000 \times 11.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.459) / 11.000 \}$$

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

$$= \frac{82298.042}{(11.000 \times 9.122)} = 820.197 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 820.197 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = 455.136 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_2 = 581.019 \text{ kN/m}^2$$

㉟. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 585.574 + 432.612) -$$

$$2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 3840.568 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.660}{2} \times (585.574 + 485.357) - 2.800 \times 2.660 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 1241.863 \text{ kN}$$

㊱. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 585.574 + 432.612) -$$

$$2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 3840.568 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.660}{2} \times (585.574 + 485.357) - 2.800 \times 2.660 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 1241.863 \text{ kN}$$

㊲. 지진시

$$M_d = \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 820.197 + 455.136) -$$

$$2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

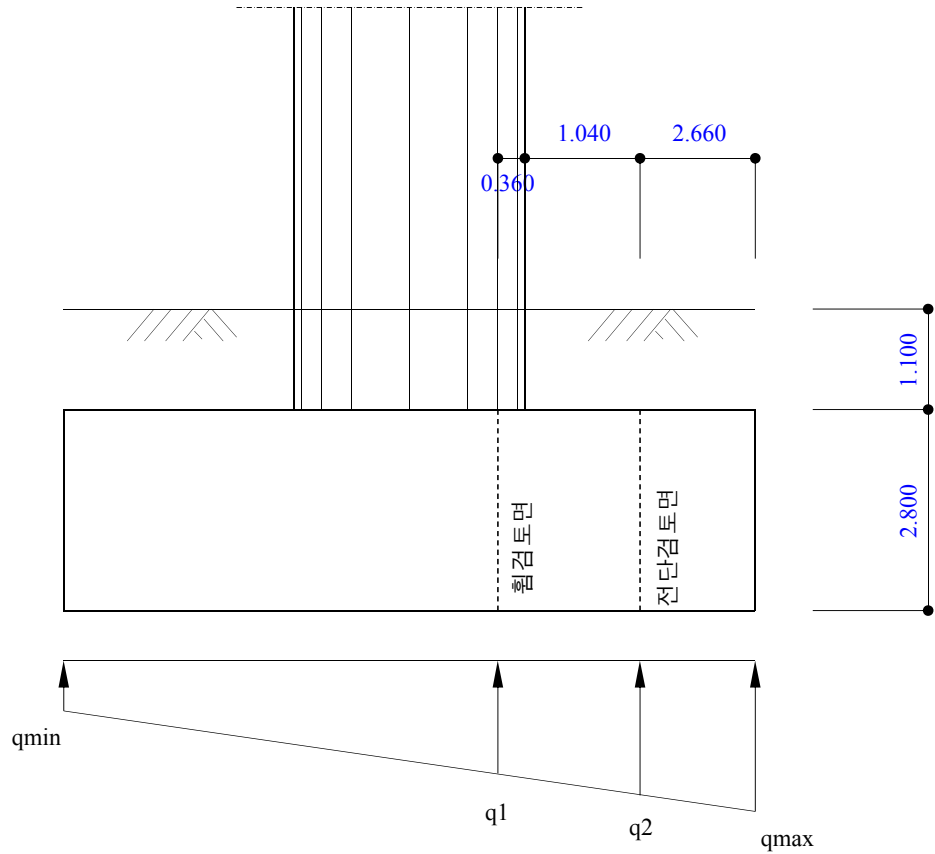
$$= 5191.592 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.660}{2} \times (820.197 + 581.019) - 2.800 \times 2.660 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 1681.141 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= \frac{73711.580}{(11.000 \times 11.000)} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{0.013}{11.000} \right) \right\}$$

$$q_{\max} = 613.569 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 610.334 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 604.804 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 611.450 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= \frac{62671.780}{(11.000 \times 11.000)} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{1.014}{11.000} \right) \right\}$$

$$q_{\max} = 804.387 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 592.943 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 231.510 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 665.855 \text{ kN/m}^2$$

㉞. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= \frac{41149.897}{(11.000 \times 11.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 2.546) / 11.000 \} \\
 q_{\max} &= \frac{2 \sum V / L_x (e > B/6 \text{ 일 경우})}{11.000 \times 8.861} = 844.357 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\max} &= 844.357 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 457.481 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 0.000 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 590.886 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

㉟. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 613.569 + 610.334) - \\
 &\quad 1.6 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 4143.408 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (613.569 + 611.450) - 1.6 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 1337.314 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

㊱. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 804.387 + 592.943) - \\
 &\quad 1.35 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 5285.431 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (804.387 + 665.855) - 1.35 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 1709.079 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

㊲. 지진시

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 844.357 + 457.481) - \\
 &\quad 1.0 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 5330.782 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (844.357 + 590.886) - 1.0 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 1726.398 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 $B = 11.000 \text{ m}$

2) 교축방향 $B = 11.000 \text{ m}$

$$\beta = 1.000$$

$$A_{sm} = 2 / (\beta + 1) = 1.000 \text{ Ass}$$

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	2823.926	3840.568
계수하중	전 단 력(KN)	1331.251	1726.398
	모 멘 트(KN·m)	4124.728	5330.782

* 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)	2823.926	3840.568
계수하중	전 단 력(KN)	1331.251	1726.398
	모 멘 트(KN·m)	4124.728	5330.782

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

$f_{ck} = 30$ Mpa $f_y = 400$ 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	2800.00	2650.00	150.00	4124.728	1331.251	2823.926

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	8	EA =	3096.800	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	22	-	8	EA =	3096.800	mm ² ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 6193.600 mm² [사용률 1.414]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 97.155$ mm

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06541 > 0.004$ - 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 $A_s = 4380.404$ mm²

철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 106064.11 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 9275.00 \text{ mm}^2$$

$$\frac{4}{3} \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5840.54 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{min} < P_{used} < P_{max}$ -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 98.781 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 5798.568 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$\Phi M_n > M_u$ (= 4124.728 kN·m) [사용률 = 1.406] ∴ O.K!!

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2650.00 / 1000$$

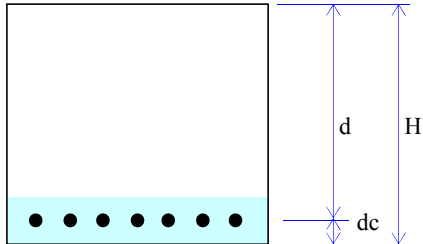
$$= 2056.24 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 2056.24 > V_u = 1331.251 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 2800.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 2650.00 \text{ mm}, \quad d_c = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 2823.926 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 6193.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 437.958 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 182.085 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) = 186.200 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 200.431 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 200 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

2) 교축방향

$f_{ck} = 30$ Mpa $f_y = 400$ 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	2800.00	2650.00	150.00	5330.782	1726.398	3840.568

가) 휨검토

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

→ Use As (total) = 8107.200 mm² [사용률 1.426]

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 127.172 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.04926 > 0.004 \quad \text{- O.K. -}$$

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

$\epsilon_t > 0.005$ 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.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 5683.424 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 106064.11 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 9275.00 \text{ mm}^2$$

$$\frac{4}{3} \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 7577.90 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max}$ -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 129.301 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 7545.580 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 5330.782 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.415] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2650.00 / 1000$$

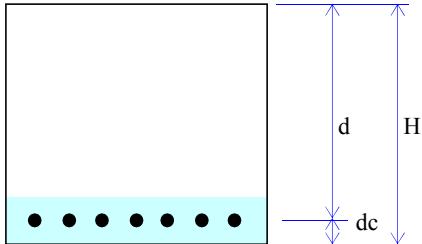
$$= 2056.24 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 2056.24 > V_u = 1726.398 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 2800.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 2650.00 \text{ mm}, \quad dc = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 3840.568 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 8107.200 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 494.609 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 190.623 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - dc_{\min} - x) / (D - x) = 186.201 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 204.180 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 204 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

10.7 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 기둥검토

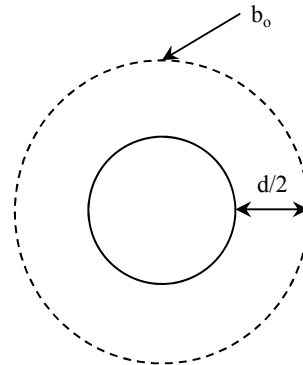
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 56724.758 kN

■ 편치 전단 검토위치: 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.800 + 1.325) \\ &= 19.635 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.000$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2) \times 5477.226 \times 19.635 \times 2.650 \\ &= 142497.566 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.699) \times 5477.226 \times 19.635 \times 2.650 \\ &= 175699.498 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 19.635 \times 2.650 \\ &= 94998.377 \text{ kN} \end{aligned}$$

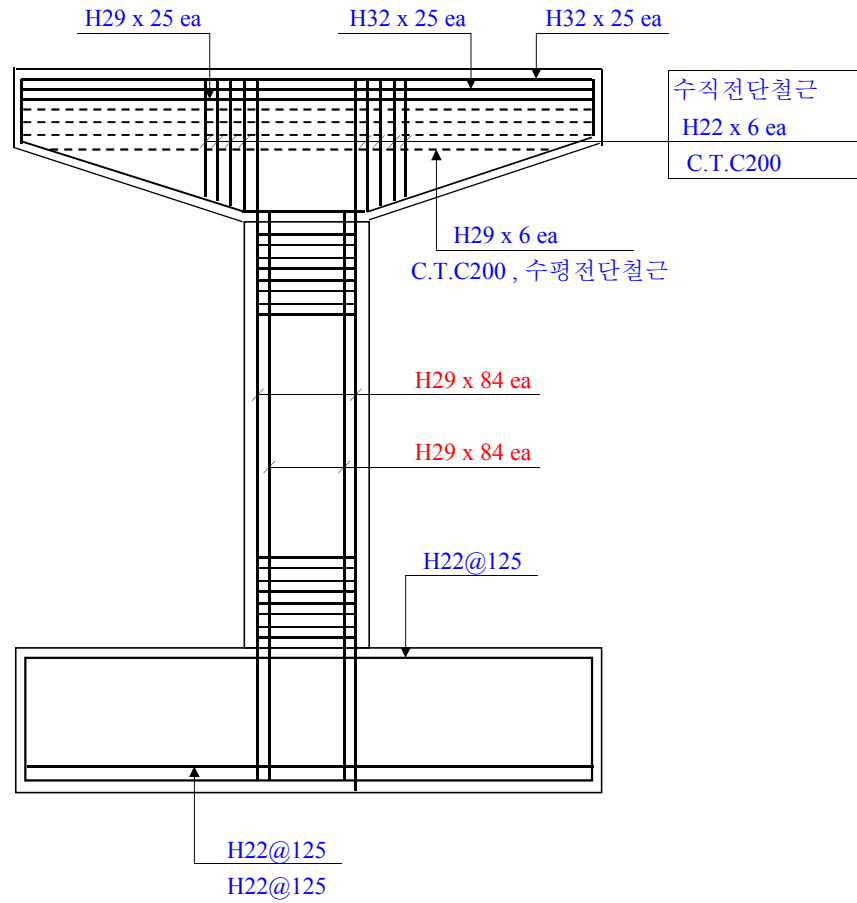
$$\therefore \text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 94998.377 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 94998.377 \\ &= 80748.620 \text{ kN} \geq V_u = 56724.758 \text{ kN} \text{ ---- O.K} \end{aligned}$$

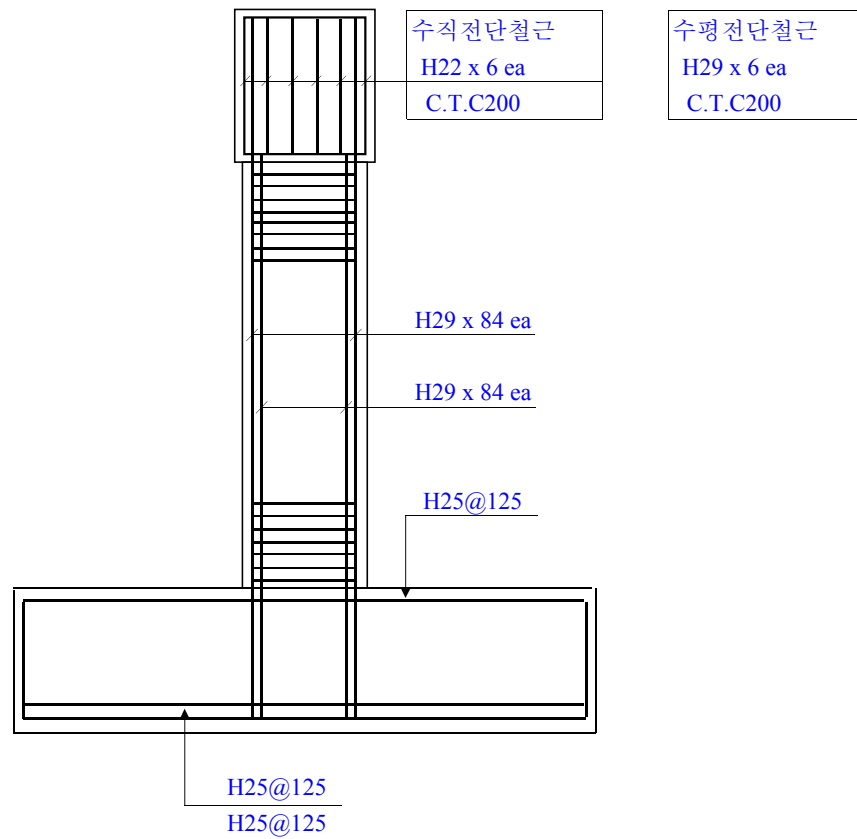
11. 주철근 조립도

P3(P2~P4)

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 11370.38 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 2204.88 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 1446.29 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

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

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 8.188 \times 49.920 / 2 / 5 \text{ shoe} = 61.312 \text{ kN}$$

$$P_w = 137.398 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 476.790 \text{ kN} \quad R_{EQ} = 421.579 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 11370.38 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 2204.880 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 1446.29 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 1000.000 / 5 \text{ shoe} = 200.000 \text{ kN}$$

- 장대레일중하중

$$H_R = 299.52 / 5 \text{ shoe} = 59.904 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 1705.56 / 5 \text{ shoe} = 341.11 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 2204.88 \quad + \quad 1446.29 \quad = \quad 3651.170 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} \quad = \quad 341.111 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} \quad = \quad 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 3651.17 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 3651.170 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 341.11 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 341.111 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 \quad / \quad 1.00 \quad = \quad 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	2204.88	+	1446.29	+	0.00	=	3651.170	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3651.17	/	1.00			=	3651.170	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	2204.88	+	1446.29			=	3651.170	kN
교축방향하중						=	59.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3651.17	/	1.00			=	3651.170	kN
할증적용 교축하중	59.90	/	1.00			=	59.904	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	2204.880	kN
교축방향하중						=	59.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2204.88	/	1.00			=	2204.880	kN
할증적용 교축하중	59.90	/	1.00			=	59.904	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	2204.88	+	1446.29			=	3651.170	kN
교축방향하중	200.00	+	59.90			=	259.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	3651.17	/	1.15			=	3174.930	kN
할증적용 교축하중	259.90	/	1.15			=	226.003	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	2204.88	+	1446.29	+	0.00			
		+	0.00	+	137.40	=	3788.568	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	61.31	=	61.312	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	3788.57	/	1.25			=	3030.855	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	61.31	/	1.25			=	49.049	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	2204.88	+	1446.29	+	421.58	=	4072.749	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	476.790	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	4072.75	/	1.60			=	2545.468	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	476.79	/	1.60			=	297.994	kN

2) 받침용량 산정 (SCP용 SHOE 4500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	3788.568	61.312	476.790
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규격: 570 × 686 mm

- 높이: 225 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 400 \text{ mm} \quad [\ell > 40\text{m}]$$

$$= 625.000 > 400.00$$

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 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 314.668$$

② 연단 거리에 대한 검토

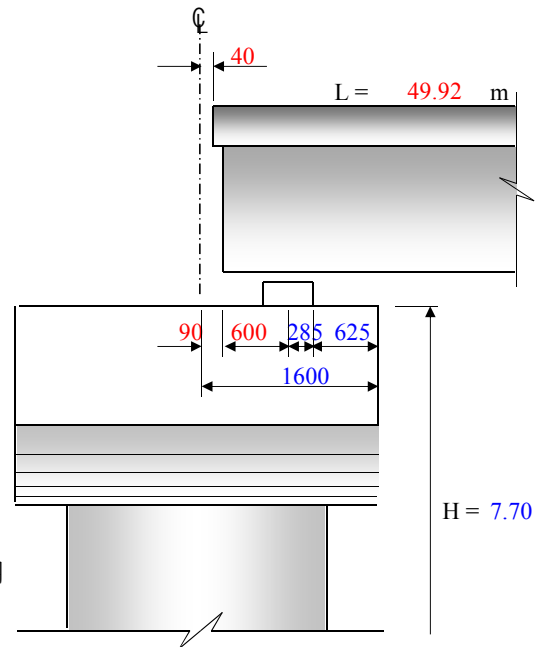
$$S_1 = 600 \text{ mm}$$

$$S_2 = 570 / 2 = 285 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 450 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 600 + 285 + 450 = 1335 \text{ mm}$$

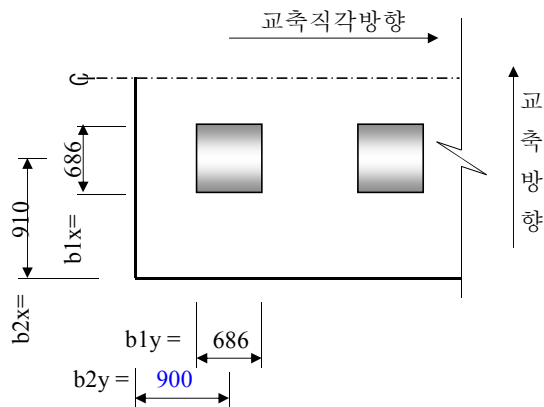
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 1335 \text{ mm} < 1510.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	3651.17 kN	- 연직하중 지진시 :	2545.47 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	341.11 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	49.05 kN	- 교축직각방향 :	297.99 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 910 = 1820.0 < 5 \times b1x = 3430.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1y = 3430.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 686 / 1820) \times 3651170 / 180 = 3159.67 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 686 / 1820) \times 2545468 / 180 = 2202.81 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 686 / 1800) \times 3651170 / 180 = 3138.43 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 686 / 1800) \times 2545468 / 180 = 2188.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 341111 / 180 = 1895.06 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

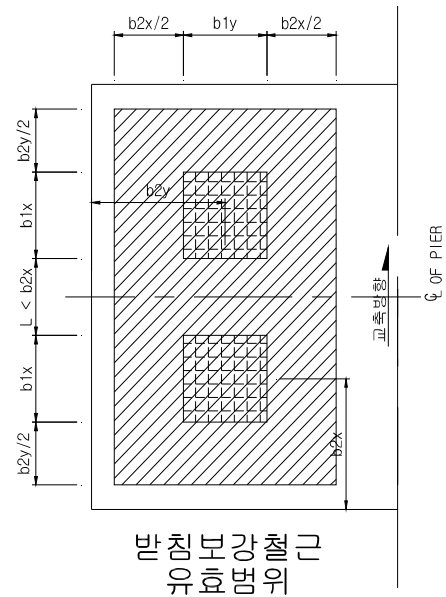
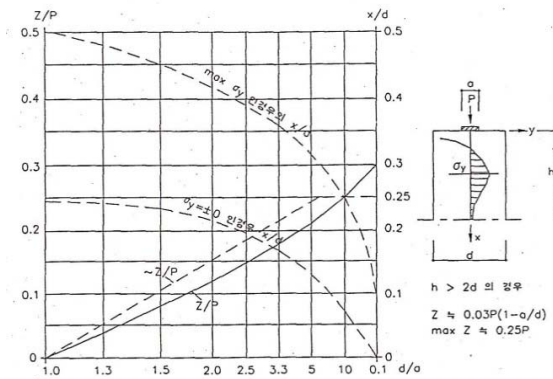
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 49049 / 180 = 272.50 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 297994 / 180 = 1655.52 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1596.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인근슈와 코핑의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 798.0 + 690.0 = 1488.0 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 11 = 1375.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1586.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 12 = 1500.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<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	1586.0 / 686.0 = 2.312	0.41	650.26
교 축 방 향	1596.0 / 686.0 = 2.327	0.42	670.32

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sx} &= Asx1 + Asx2 \\
 A_{sx(\text{상시})} &= 3159.67 + 1895.06 = 5054.73 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sx(\text{지진})} &= 2202.81 + 0.00 = 2202.81 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asx = \text{H19} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 6303 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sy} &= Asy1 + Asy2 = \\
 A_{sy(\text{상시})} &= 3138.43 + 272.50 = 3410.93 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sy(\text{지진})} &= 2188.00 + 1655.52 = 3843.52 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asy = \text{H16} - 12 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4766 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{341111}{180} = 1895.06 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = \text{H16} - 12 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2383 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{297994}{180} = 1655.52 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = \text{H16} - 13 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2582 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

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

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 910 \times (2 \times 910 + 2 \times 50 + 686) = 3353751 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{341111}{3353751} = 0.102 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 686) = 3291441 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{297994}{3291441} = 0.091 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

12.2 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 11370.38 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 2205.31 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 1446.01 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

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

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 8.188 \times 49.920 / 2 / 5 \text{ shoe} = 61.312 \text{ kN}$$

$$P_w = 137.398 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 468.270 \text{ kN} \quad R_{EQ} = 413.628 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 11370.38 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 2205.310 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 1446.01 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 1000.00 / 5 \text{ shoe} = 200.000 \text{ kN}$$

- 장대레일중하중

$$H_R = 299.52 / 5 \text{ shoe} = 59.904 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 1705.56 / 5 \text{ shoe} = 341.11 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 1941.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 2205.31 + 1446.01 = 3651.320 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} = 341.111 \text{ kN}$$

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

$$\text{허용응력 할증계수} = 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 3651.32 / 1.00 = 3651.320 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 341.11 / 1.00 = 341.111 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 / 1.00 = 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	2205.31	+	1446.01	+	0.00	=	3651.320	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3651.32	/	1.00			=	3651.320	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	2205.31	+	1446.01			=	3651.320	kN
교축방향하중						=	59.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3651.32	/	1.00			=	3651.320	kN
할증적용 교축하중	59.90	/	1.00			=	59.904	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	2205.310	kN
교축방향하중						=	59.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2205.31	/	1.00			=	2205.310	kN
할증적용 교축하중	59.90	/	1.00			=	59.904	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	2205.31	+	1446.01			=	3651.320	kN
교축방향하중	200.00	+	59.90			=	259.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	3651.32	/	1.15			=	3175.061	kN
할증적용 교축하중	259.90	/	1.15			=	226.003	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	2205.31	+	1446.01	+	0.00			
		+	0.00	+	137.40	=	3788.718	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	61.31	=	61.312	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	3788.72	/	1.25			=	3030.975	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	61.31	/	1.25			=	49.049	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	2205.31	+	1446.01	+	413.63	=	4064.948	kN
교축방향하중						=	1941.000	kN
교축직각방향하중						=	468.270	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	4064.95	/	1.60			=	2540.593	kN
할증적용 교축하중	1941.00	/	1.60			=	1213.125	kN
할증적용 교직하중	468.27	/	1.60			=	292.669	kN

2) 받침용량 산정 (SCP용 SHOE 4500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	3788.718	61.312	468.270
교축방향		341.111	1941.000

3) 교좌장치 제원

- 규격: 505 × 730 mm

- 높이: 260 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 400 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 657.500 > 400.00$$

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 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 314.668$$

② 연단 거리에 대한 검토

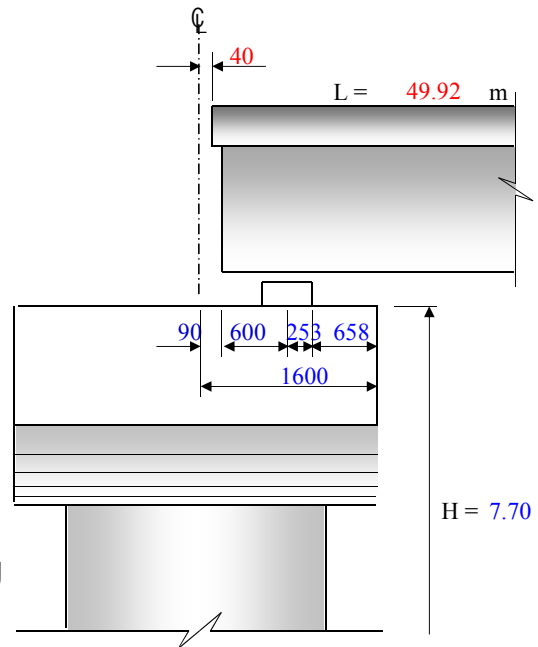
$$S_1 = 600 \text{ mm}$$

$$S_2 = 505 / 2 = 252.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 450 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 600 + 252.5 + 450 = 1302.5 \text{ mm}$$

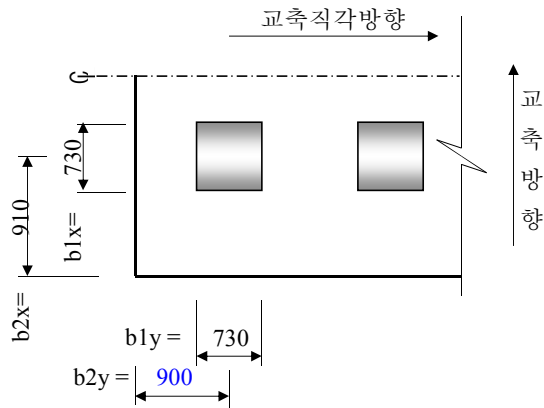
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 1302.5 \text{ mm} < 1510.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	3651.32 kN	- 연직하중 지진시 :	2540.59 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	341.11 kN	- 교 축 방 향 :	1213.13 kN
- 교축직각방향 :	49.05 kN	- 교축직각방향 :	292.67 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 910 = 1820.0 < 5 \times b1x = 3650.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1y = 3650.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 730 / 1820) \times 3651320 / 180 = 3037.19 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 730 / 1820) \times 2540593 / 180 = 2113.28 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 730 / 1800) \times 3651320 / 180 = 3014.59 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 730 / 1800) \times 2540593 / 180 = 2097.56 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 341111 / 180 = 1895.06 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 1213125 / 180 = 6739.58 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

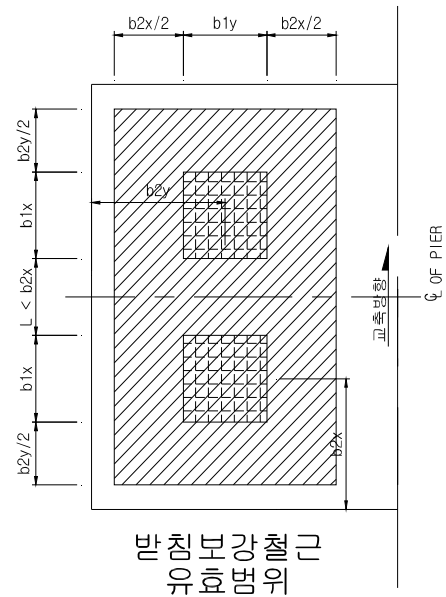
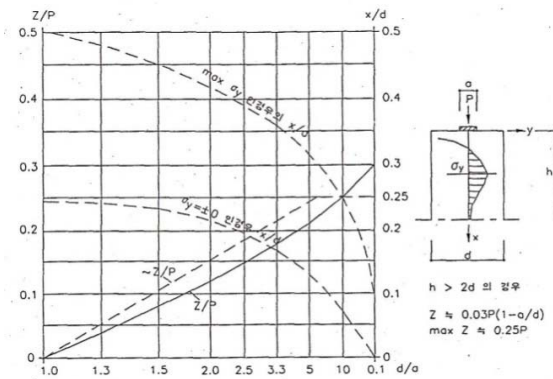
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 49049 / 180 = 272.50 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 292669 / 180 = 1625.94 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1640.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인근슈와 코핑의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 820.0 + 690.0 = 1510.0 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 12 = 1500.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1630.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 13 = 1625.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<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	1630.0 / 730.0 = 2.233	0.43	701
교 축 방 향	1640.0 / 730.0 = 2.247	0.42	689

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sx} &= Asx1 + Asx2 \\
 A_{sx(\text{상시})} &= 3037.19 + 1895.06 = 4932.26 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sx(\text{지진})} &= 2113.28 + 6739.58 = 8852.87 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asx = \text{H25} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 11147 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sy} &= Asy1 + Asy2 = \\
 A_{sy(\text{상시})} &= 3014.59 + 272.50 = 3287.09 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sy(\text{지진})} &= 2097.56 + 1625.94 = 3723.49 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asy = \text{H16} - 12 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4766 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{1213125}{180} = 6739.58 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = H29 - 12 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 7709 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{292669}{180} = 1625.94 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = H16 - 13 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2582 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

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

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 910 \times (2 \times 910 + 2 \times 50 + 730) = 3410376 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{1213125}{3410376} = 0.356 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 730) = 3347444 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{49049}{3347444} = 0.015 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

산운교 교각 구조계산서

P5

° 상부형식 : SCP+ PSC

(L= 50m +25m)

° 하부형식 : T 형교각

° 높 이 : 8.50m

° 기 초 : 직접기초

0. 해석결과 요약

■ 기초 지지력 검토

구 분			허용값	발생값	안전율	비 고
기초안전성	평상시	허용지지력 (kN)	361,474.7	36,581.1	9.9	OK
	지진시		409,056.8	33,025.7	12.4	OK
최대지반반력	교직	평상시	축력 최대 (kN/m ²)	444.3	2.3	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	427.9	2.3	OK
		지진시	축력 최대 (kN/m ²)	489.3	3.1	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	489.3	3.1	OK
	교축	평상시	축력 최대 (kN/m ²)	416.6	2.4	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	435.1	2.3	OK
		지진시	축력 최대 (kN/m ²)	486.9	3.1	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	486.9	3.1	OK

■ 기초 전도 검토

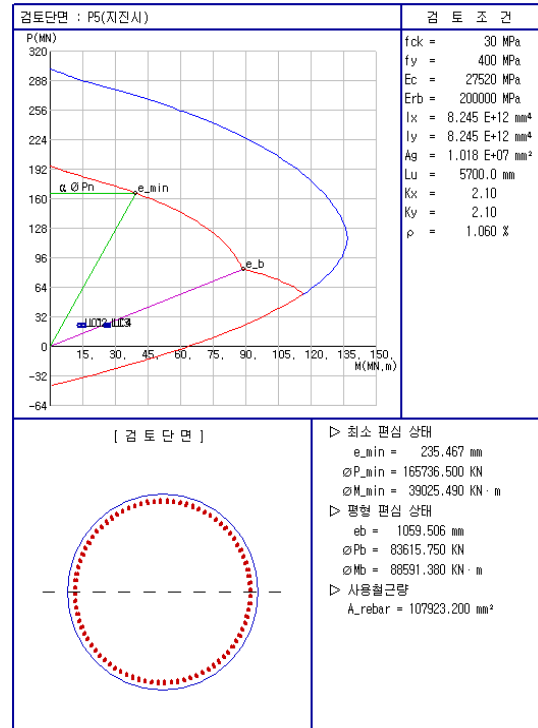
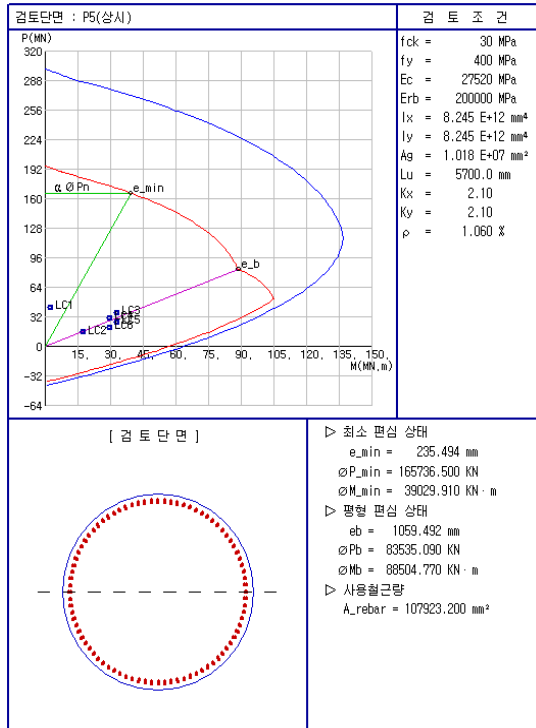
구 분			허용값	발생값	안전율	비 고
교직	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.8	1.0	1.8	OK
	지진시		3.7	1.5	2.5	OK
교축	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.8	0.8	2.3	OK
	지진시		3.7	1.4	2.6	OK

■ 기초 활동 검토

구 분			허용 안전율	안전율	비 고
교직	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.5	5.7	OK
	지진시		1.2	3.9	OK
교축	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.5	6.9	OK
	지진시		1.2	4.2	OK

■ 기둥의 단면 설계

구 분		연직력 (kN)	수평력 (kN)	모멘트 (kN · m)
교직	축력 최대	42322	0	64
	모멘트 최대	30771	652	16526
	편심 최대	20401	652	16516
	탄성 설계	22538	2466	26512
	소성 설계	-	-	-
교축	축력 최대	42322	0	2136
	모멘트 최대	36089	4850	31778
	편심 최대	25719	4850	31778
	탄성 설계	22538	3844	24542
	소성 설계	-	-	-



■ 단면 횡설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
코핑부	Deep Beam	3,000	200	23,318	55,770	23,025	50,501	2.2	OK
	Cobel	3,000	200	46,725	55,770	-	-	1.2	OK
기 초	교직방향	2,800	150	3,864	6,194	3,644	5,799	1.6	OK
	교축방향	2,800	150	4,054	6,194	3,821	5,799	1.5	OK

■ 철근배근

단면위치	코 핑	기 동	기초 교축직각	기초 교축
1단 배근	H 32 - 25ea	H 29 - 84ea	H 22 - 8ea	H 22 - 8ea
2단 배근	H 32 - 25ea	H 29 - 84ea	H 22 - 8ea	H 22 - 8ea
3단 배근	H 29 - 25ea	H 0 - 0ea	H 0 - 0ea	H 0 - 0ea

■ 단면 전단 설계

단면위치		깊이 (mm)	철근 직경 (mm)	다리수	간격 (mm)	Use.As (mm ²)	Vu(kN)	ΦVn(kN)	안전도	비 고
코핑부	Deep Beam	3,000	22	6	200	2,323	20,730	23,537	1.1	OK
	Cobel	3,000	22	6	9단		16,452	34,690	2.1	OK
기 초	교직방향	2,800					1,179	2,056	1.7	OK
	교축방향	2,800					1,235	2,056	1.7	OK

1. 설계조건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; SCP + PSC
평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 48.620 m
평면선형 R = ∞ 설계지간 L = 24.000 m
- 2) 교각형식 ; T형교각 (H = 8.500 M)
- 3) 기초형식 ; 직접기초 (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

- 1) 고정하중
철근콘크리트 단위중량 : 24.5 kN/m³
- 2) 활하중 : KRL2012 (복선)
충격계수 i (%) ; SCP (시점측) = $\frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 = 0.033$
PSC (종점측) = $\frac{1.44}{\sqrt{L_c - 0.2}} - 0.18 = 0.126$
- 3) 풍하중
교량상에 열차가 있을때 W = 1.5 kN/m²
교량상에 열차가 없을때 W = 3.0 kN/m²
원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 0.6 배로 한다.
- 4) 종하중 (충격은 고려하지 않음)
① KL2012
제동하중 : $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$
시동하중 : $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$
②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - $f_0 = \pm 3 L$
레일 신축이음장치가 있는 경우 - $f_0 = \pm 500$
- 5) 원심하중
충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 6) 차량횡하중
레일윗면에 교축직각방향으로 0 kN 으로 정한다.
자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.
- 7) 지진하중
가속도계수 Kh = 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 $E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} \text{ (} f_{cu}=f_{ck}+4 \text{)}$
 $= 27500 \text{ MPa}$

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 $= 1000$
 지진시 $= 1500 \text{ (1.5배)}$

7) 기초의 각종 계수들

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

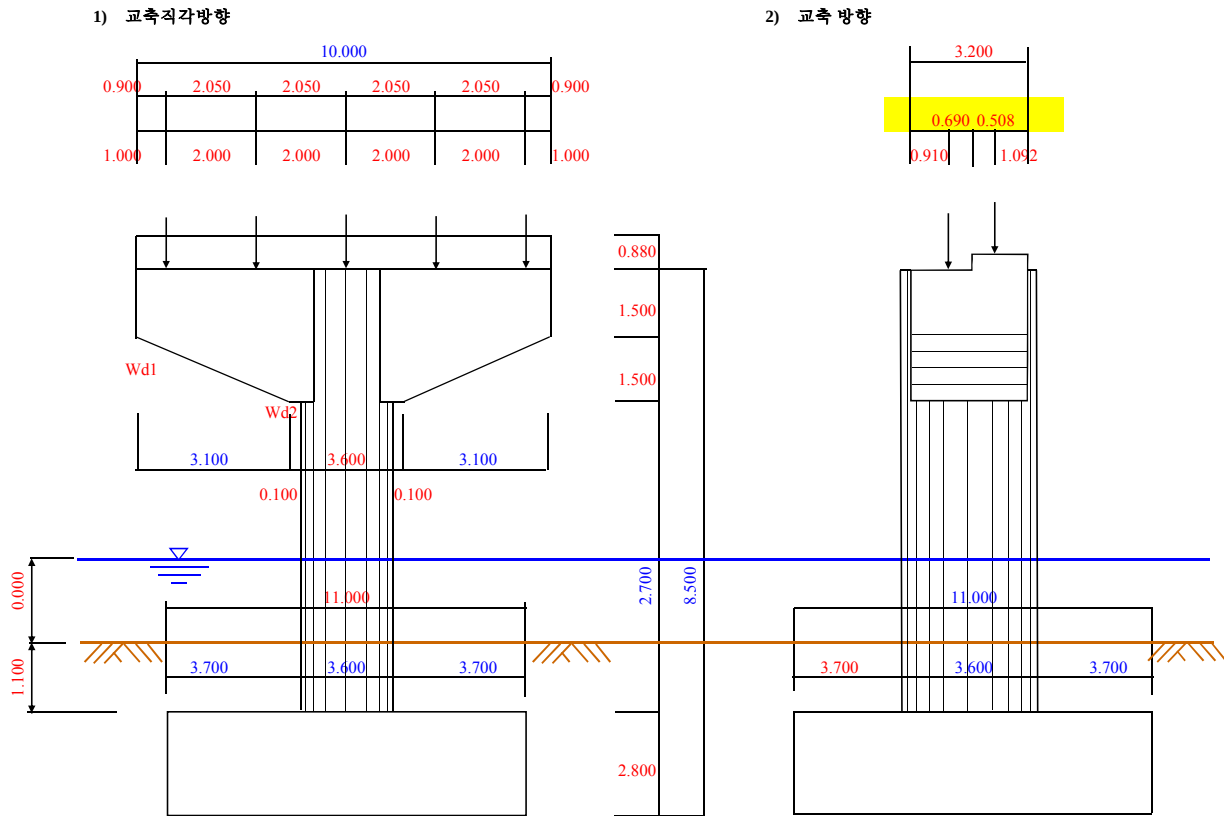
$\Phi_b = 2/3 \times 42.39 = 28.260$	흙과 콘크리트
$\tan \Phi_b = 0.538$	
$\tan \Phi_b = 0.600$	암과 콘크리트

1.5 참고문헌

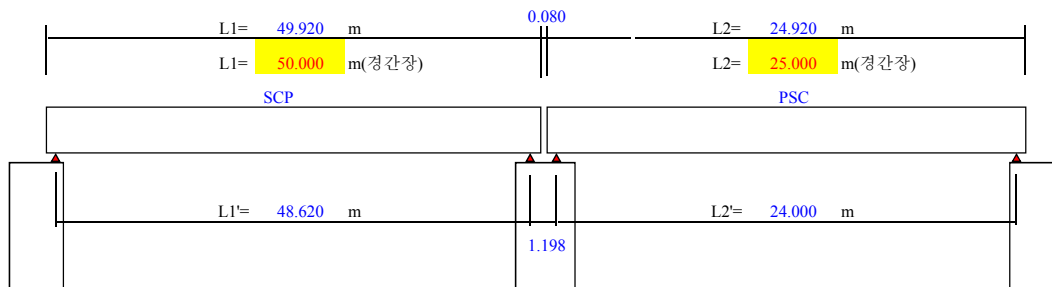
- 철도설계기준(노반편) (한국철도시설공단, 2013)
- 철도설계편람(노반편) (한국철도시설공단, 2011)
- 콘크리트구조설계기준 (한국콘크리트학회, 2012)

2. 단면가정 P5

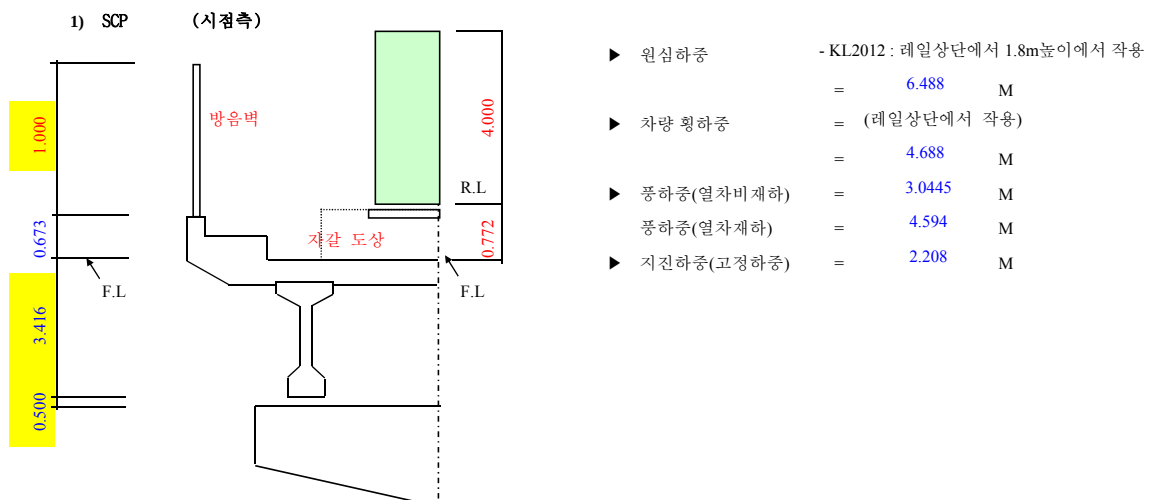
1.1 교각 단면 제원

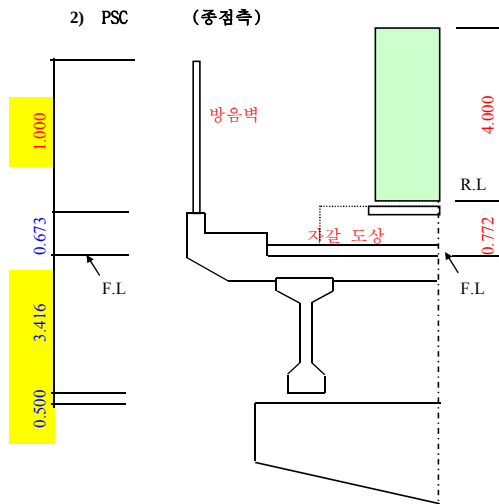


1.2 상부 제원



1.3 하중작용 위치산정





- ▶ 원심하중 = 6.488 M
 - ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
 - ▶ 풍하중(열차비재하) = 4.688 M
 - ▶ 풍하중(열차재하) = 3.0445 M
 - ▶ 지진하중(고정하중) = 4.594 M
 - ▶ 지진하중(고정하중) = 2.208 M
- KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		Σ
고정하중 반력(KN)	SCP	2350.29	2205.31	2255.16	2204.88	2354.74		11370.38
	PSC	1038.51	914.01	917.66	914.01	1038.51		4822.70
계		3388.80	3119.32	3172.82	3118.89	3393.25		16193.08

■ 교각자중

- COPING ;

$$Wd1 = 1.500 \times 3.200 \times 24.500 = 117.600 \text{ kN/m}$$

$$Wd2 = 3.000 \times 3.200 \times 24.500 = 235.200 \text{ kN/m}$$

- 기 등 ; $Pc = \pi / 4 \times 3.600^2 \times 24.500$

$$\times 2.700 = 673.325 \text{ kN}$$

- 기 초 ; $Wf1 = 2.800 \times 11.000 \times 24.500 = 754.600 \text{ kN/m}$

2) 활 하 중

■ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- SCP(50m)

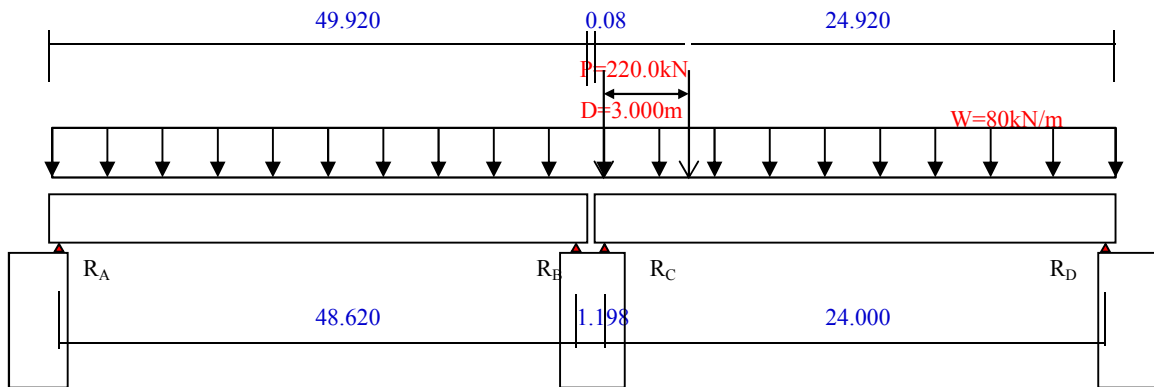
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (복선)	0.158	0.272	0.139	0.271	0.160		1.00
활 하 중 (단선)	0.274	0.424	0.140	0.116	0.046		1.00
보도 하중 (복선)	0.390	0.042	0.139	0.042	0.387		1.00
보도 하중 (단선)	0.993	0.013	0.139	0.076	-0.222		1.00

- PSC(25m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (복선)	0.146	0.270	0.169	0.270	0.146		1.00
활 하 중 (단선)	0.292	0.462	0.169	0.078	0.000		1.00
보도 하중 (복선)	0.162	0.159	0.157	0.159	0.162		0.80
보도 하중 (단선)	0.384	0.269	0.157	0.048	-0.060		0.80

■ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned} R_A &= 1996.800 \text{ KN} & , & & R_C &= 1408.635 \text{ KN} \\ R_B &= 1996.800 \text{ KN} & , & & R_D &= 1024.965 \text{ KN} \end{aligned}$$

② 보도균집하중 재하시

$$\begin{aligned} \text{보도폭} &: b = 0.85 \text{ m} \\ \text{균집하중} &: W_m = 5.00 \text{ KN/m}^2 \\ W_b &= 0.85 \times 5.00 \times 49.92 \times 1/2 = 106.080 \text{ KN} \\ W_c &= 0.85 \times 5.00 \times 24.92 \times 1/2 = 52.955 \text{ KN} \end{aligned}$$

■ 충격 미고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	713.73	1095.17	584.60	1091.18	721.08		4205.76
R_{LC}	428.48	777.50	492.75	777.50	428.48		2904.71
ΣR_L	1142.21	1872.67	1077.35	1868.68	1149.56		7110.47

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	652.46	848.02	294.30	239.69	68.30		2102.77
R_{LC}	431.66	665.03	246.37	112.42	-3.18		1452.30
ΣR_L	1084.12	1513.06	540.67	352.11	65.13		3555.08

■ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	734.31	1130.60	602.71	1126.47	741.92		4336.01
R_{LC}	480.49	873.69	552.95	873.69	480.49		3261.31
ΣR_L	1214.80	2004.29	1155.66	2000.16	1222.41		7597.32

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R _{LB}	670.31	875.64	303.41	247.25	71.30		2167.90
R _{LC}	483.67	747.33	276.48	126.31	-3.18		1630.60
ΣR _L	1153.97	1622.96	579.89	373.55	68.12		3798.50

3) 차량 횡하중

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

$$\begin{aligned}
 \sum PLf &= 0.000 \text{ kN} \\
 MLfb &= 0.000 \times 4.688 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MLfc &= 0.000 \times 4.688 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum MLf &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- SCP

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

구 분	MLf	ΣXi ²	Xi	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	42.025	4.100	0.000	↑
G2			2.050	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.050	0.000	↓
G5			-4.100	0.000	↓

- PSC

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

구 분	MLf	ΣXi ²	Xi	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	0.000	↓
G5			-4.000	0.000	↓

4) 원심하중

▣ 원심하중 계수 산정

$$\text{곡선반경 : } R = \infty \quad L = 48.620, \quad 24.000 \quad V = 250 \text{ km/hr}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.44}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots c \text{ 지점}$$

$$f = 1 - \left(\frac{V - 120}{1000} \right) \times \left(\frac{814}{V} \times 1.75 \right) \times \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L}} \right) = 0.44 \quad \dots b \text{ 지점}$$

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

가) 복선

$$\text{교각반력 (PL) : } \quad \text{지점b } 4205.76 \text{ kN}, \quad \text{지점c } 2904.71 \text{ kN}$$

$$P_{cb} = 4205.76 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 2904.71 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + (-2.050)^2 + (-4.100)^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{pb1} = 0.000 \times 4.100 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb2} = 0.000 \times 2.050 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb3} = 0.000 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb4} = 0.000 \times (-2.050) / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb5} = 0.000 \times (-4.100) / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{pc1} = 0.000 \times 4.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 2.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times -2.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times -4.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 2102.77 kN , 지점c 1452.30 kN

$$P_{cb} = 2102.77 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 1452.30 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{pb1} = 0.000 \times 4.100 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb2} = 0.000 \times 2.050 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb3} = 0.000 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb4} = 0.000 \times -2.050 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb5} = 0.000 \times -4.100 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{pc1} = 0.000 \times 4.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 2.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times -2.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times -4.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

5) 풍 하중

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

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	3.000	×	3.200	=	28.800	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.600	×	0.6	=	6.480	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.089	×	24.960	=	381.064	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.089	×	12.460	=	190.227	kN
	Mn3b	=	381.064	×	3.045			=	1160.149	kN·m
	Mn3c	=	190.227	×	3.045			=	579.146	kN·m
	Σ Mn3							=	1739.295	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SCP

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \Sigma x_i^2$$

$$\Sigma x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + (-2.050)^2 + (-4.100)^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{nb1} = 1160.149 \times 4.100 / 42.025 = 113.185 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 1160.149 \times 2.050 / 42.025 = 56.593 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 1160.149 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb4} = 1160.149 \times (-2.050) / 42.025 = -56.593 \text{ kN}$$

$$R_{nb5} = 1160.149 \times (-4.100) / 42.025 = -113.185 \text{ kN}$$

- PSC

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \Sigma x_i^2$$

$$\Sigma x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + (-2.000)^2 + (-4.000)^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{nc1} = 579.15 \times 4.000 / 40.000 = 57.915 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 579.15 \times 2.000 / 40.000 = 28.957 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 579.15 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 579.15 \times (-2.000) / 40.000 = -28.957 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 579.15 \times (-4.000) / 40.000 = -57.915 \text{ kN}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	3.000	×	3.200	=	14.400	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	3.600	×	0.6	=	3.240	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	8.188	×	24.960	=	306.559	kN
	Wn3c	=	1.500	×	8.188	×	12.460	=	153.034	kN
	Mn3b	=	306.559	×	4.594		=	1408.332	kN·m	
	Mn3c	=	153.034	×	4.594		=	703.038	kN·m	
	Σ Mn3		=				=	2111.37	kN·m	

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SCP

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{nb1} = 1408.332 \times 4.100 / 42.025 = 137.398 \text{ kN}$$

$$R_{nb2} = 1408.332 \times 2.050 / 42.025 = 68.699 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 1408.332 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 1408.332 \times -2.050 / 42.025 = -68.699 \text{ kN}$$

$$R_{nb3} = 1408.332 \times -4.100 / 42.025 = -137.398 \text{ kN}$$

- PSC

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{nc1} = 703.038 \times 4.000 / 40.000 = 70.304 \text{ kN}$$

$$R_{nc2} = 703.038 \times 2.000 / 40.000 = 35.152 \text{ kN}$$

$$R_{nc3} = 703.038 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{nc4} = 703.038 \times -2.000 / 40.000 = -35.152 \text{ kN}$$

$$R_{nc5} = 703.038 \times -4.000 / 40.000 = -70.304 \text{ kN}$$

6) 유 수 압 ($P = K \times V^2 \times A$)

$K = 0.4$ (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

$V = Q / A = 0.00 / 500$
 $= 0 \text{ m/sec}$

$A = 0.000 \text{ m}^2$: 교각의 연직투영면적

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

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

7) 총 돌 하중

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

$$W = 0 \text{ kN} \quad : \text{유송물의 중량}$$

$$V = V_m / 0.85 = 0 / 0.85 \quad : \text{표면유속}$$

$$= 0 \text{ m/sec}$$

$$P = 0.1 \times 0 \times 0 = 0.000 \text{ kN}$$

$$H = \text{수심} = 0 \text{ m}$$

■ 자동차의 충돌하중

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

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

$$\text{- 작용높이} = 1.8 \text{ m}$$

8) 지진 하중 - 교각방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

■ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	H _{EB(교직)}	124.86	181.65	199.17	180.91	123.58	810.17	1.0교직+0.3교축
	H _{EB(교축)}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축
종점측	H _{EC(교직)}	89.28	135.61	153.30	135.56	89.24	602.99	1.0교직+0.3교축
	H _{EC(교축)}	338.86	321.16	309.00	321.14	338.89	1629.05	0.3교직+1.0교축

$$M_{eb(\text{교 직})} = 810.170 \times 2.208 = 1788.855 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교 직})} = 602.990 \times 2.208 = 1331.402 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 1788.855 \times 4.100 / 42.025 = 174.522 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 1788.855 \times 2.050 / 42.025 = 87.261 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 1788.855 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 1788.855 \times -2.050 / 42.025 = -87.261 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 1788.855 \times -4.100 / 42.025 = -174.522 \text{ kN}$$

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{EC1} = 1331.402 \times 4.000 / 40.000 = 133.140 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 1331.402 \times 2.000 / 40.000 = 66.570 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 1331.402 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 1331.402 \times -2.000 / 40.000 = -66.570 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 1331.402 \times -4.000 / 40.000 = -133.140 \text{ kN}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	H _{0E(교직)}	M _{0E(교직)}	비 고
기둥하단	1,083.656	8,705.805	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

■ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비 고
시점측	H _{EB(교직)}	283.82	413.06	452.85	411.32	280.85	1841.90	1.0교직+0.3교축
	H _{EB(교축)}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축
종점측	H _{EC(교직)}	201.47	305.97	345.78	305.89	201.41	1360.52	1.0교직+0.3교축
	H _{EC(교축)}	741.27	699.68	671.17	699.59	741.36	3553.07	0.3교직+1.0교축

$$M_{eb(\text{교직})} = 1841.900 \times 2.208 = 4066.915 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ec(\text{교축})} = 1360.520 \times 2.208 = 3004.028 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- SCP

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

$$\sum x_i^2 = 4.100^2 + 2.050^2 + 0.000^2 + -2.050^2 + -4.100^2 = 42.025 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 4066.915 \times 4.100 / 42.025 = 396.772 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 4066.915 \times 2.050 / 42.025 = 198.386 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 4066.915 \times 0.000 / 42.025 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 4066.915 \times -2.050 / 42.025 = -198.386 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 4066.915 \times -4.100 / 42.025 = -396.772 \text{ kN}$$

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{EC1} = 3004.028 \times 4.000 / 40.000 = 300.403 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 3004.028 \times 2.000 / 40.000 = 150.201 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 3004.028 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 3004.028 \times -2.000 / 40.000 = -150.201 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 3004.028 \times -4.000 / 40.000 = -300.403 \text{ kN}$$

$$P_E = 1841.90 + 1360.520 = 3202.420 \text{ kN}$$

$$M_c = 3202.420 \times 2.208 = 7070.943 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(\text{교 직})}$	$M_{0E(\text{교 직})}$	비 고
기둥하단	2,465.679	19769.33	1.0교 직+0.3교 축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 구간	우측 구간
고정 하중	11370.380 kN	4822.700 kN
편 심	0.690 m	-0.508 m

$$M_d = 11370.38 \times 0.690 + 4822.7 \times -0.508 = 5395.631 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 구간	우측 구간
활하중	단선재하시	2102.774 kN	1452.302 kN
	복선재하시	4205.760 kN	2904.710 kN
편 심		0.690 m	-0.508 m

$$M_{L\text{단선}} = 2102.77 \times 0.690 + 1452.30 \times -0.508 = 713.144 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 4205.76 \times 0.690 + 2904.71 \times -0.508 = 1426.382 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 구간	우측 구간
활하중	단선재하시	2167.900 kN	1630.602 kN
	복선재하시	4336.011 kN	3261.309 kN
편 심		0.690 m	-0.508 m

$$M_{L\text{단선}} = 2167.90 \times 0.690 + 1630.60 \times -0.508 = 667.505 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 4336.01 \times 0.690 + 3261.31 \times -0.508 = 1335.103 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

$$\begin{aligned} \text{COPING } W_{n1} &= 3.000 \times 1.500 \times 10.000 = 45.000 \text{ kN} \\ &3.000 \times 1.500 \times 6.900 = 31.050 \text{ kN} \\ &(\quad 45.000 + 31.050 \quad) / 10.000 = 7.605 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{기둥 } W_{n2} = 3.000 \times 3.600 \times 0.6 = 6.480 \text{ kN/m}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned} \text{COPING } W_{n1} &= 1.500 \times 1.500 \times 10.000 = 22.500 \text{ kN} \\ &1.500 \times 1.500 \times 6.900 = 15.525 \text{ kN} \\ &(\quad 22.500 + 15.525 \quad) / 10.000 = 3.803 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{기둥 } W_{t2} = 1.500 \times 3.600 \times 0.6 = 3.240 \text{ kN/m}$$

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)

$$T_b = 20 \times 50.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

▶ 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)

$$T = 33 \times 50.000 = 1000.000 \text{ kN}$$

▶ 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)

$$R_m = 11370.38 + 1996.800 = 13367.180 \text{ kN}$$

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

$$= 1000.00 - 1002.539 \text{ (제동하중)}$$

$$= 1000.00 - 1002.539 \text{ (시동하중)}$$

$$= -2.54 < T/2 = 500.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= -2.54 < T/2 = 500.00 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 500.00 \text{ kN(제동하중)}, 500.00 \text{ kN(시동하중)}$$

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

$$R_m = 4822.70 + 1408.64 = 6231.335 \text{ kN}$$

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

$$= 934.700 > T/2 = 250.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 934.700 > T/2 = 412.500 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 250.000 \text{ kN(제동하중)}, 412.500 \text{ kN(시동하중)},$$

마) 설계수평력

$$T \text{ (단 선)} = T_f + T_m = 500.000 + 412.500 = 912.500 \text{ kN}$$

$$T \text{ (복 선)} = T_f + T_m = 1000.000 + 662.500 = 1662.500 \text{ kN}$$

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 4 \times 3 \times 49.920 = 599.040 \text{ kN}$$

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

$$= 599.04 - 852.779$$

$$= -253.74 < T/2 = 299.52$$

$$\therefore T_f = 299.52 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 4 \times 3 \times 24.920 = 299.040 \text{ kN}$$

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

$$= 723.405 > T/2 = 149.520$$

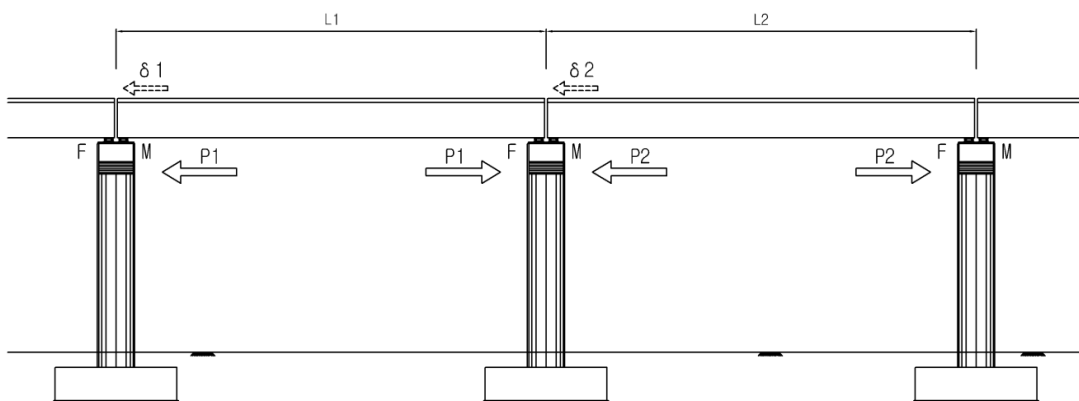
$$\therefore T_m = 149.52 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 299.520 + 149.520 = 449.040 \text{ kN}$$

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

$$T_{s1} = 11370.38 \times 0.150 = 1705.557 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 4822.70 \times 0.150 = 723.405 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 15706.39 \times 0.150 = 2355.959 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 8084.01 \times 0.150 = 1212.601 \text{ kN}$$

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)

$$\therefore \delta 1 = 15 \times 0.00001 \times 48.620 = 0.007293 \text{ m}$$

$$\therefore \delta 2 = 15 \times 0.00001 \times 24.000 = 0.0036 \text{ m}$$

▶ 등가수평력

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

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 26786.471 \text{ kN}$$

여기서 E : 27500 MPa

I : 8.245 m⁴

L : 5.700 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	1705.557	26786.471	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	2355.959	27786.471	교좌장치마찰에의한 수평력적용

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

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 13222.445 \text{ kN}$$

여기서 E : 27500 MPa

I : 8.245 m⁴

L : 5.700 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	723.405	13222.445	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1212.601	13884.945	교좌장치마찰에의한 수평력적용

라) 적용온도하중

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

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

등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

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

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	1705.557	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	1355.959	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	1742.20	10861.26	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

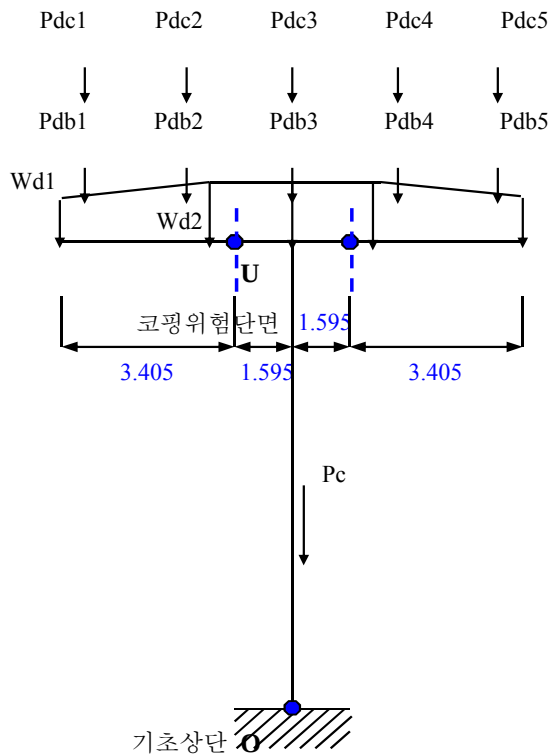
■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비 고
기둥하단	3844.35	23894.51	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

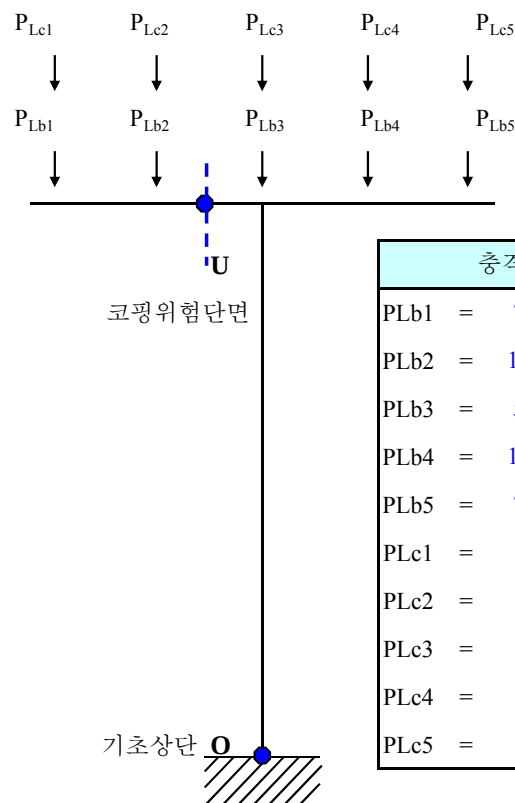
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	2350.29	kN
Pdb2	=	2205.31	kN
Pdb3	=	2255.16	kN
Pdb4	=	2204.88	kN
Pdb5	=	2354.74	kN
Pdc1	=	1038.51	kN
Pdc2	=	914.01	kN
Pdc3	=	917.66	kN
Pdc4	=	914.01	kN
Pdc5	=	1038.51	kN
Wd1	=	117.600	kN/m
Wd2	=	235.200	kN/m
Pc	=	673.325	kN

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	2350.290	2.505	2350.290	5886.986	4.100	2350.290	9636.189
Pbd2	2205.310	0.455	2205.310	1002.956	2.050	2205.310	4520.886
Pbd3	2255.160	-1.595	0.000	0.000	0.000	2255.160	0.000
Pbd4	2204.880	0.455	2204.880	1002.761	-2.050	2204.880	-4520.004
Pbd5	2354.740	2.505	2354.740	5898.133	-4.100	2354.740	-9654.434
Pcd1	1038.510	2.405	1038.510	2497.400	4.000	1038.510	4154.040
Pcd2	914.010	0.405	914.010	369.984	2.000	914.010	1828.020
Pcd3	917.660	-1.595	0.000	0.000	0.000	917.660	0.000
Pcd4	914.010	0.405	914.010	369.984	-2.000	914.010	-1828.020
Pcd5	1038.510	2.405	1038.510	2497.400	-4.000	1038.510	-4154.040
Wd1	176.40	1.338	546.84	731.7402026	0.000	1093.68	0.000
Wd2	235.200	0.152	71.68696884	10.92479061	0.000	893.760	0.000
Pc	673.325	-1.595	0.000	0	0.000	673.325	0.000
합 계			9733.75	10510.942		18853.845	17.363

2-1) 활 하중 (L.C 2-1) : 복선



충격 미고려시			충격 고려시		
PLb1	=	713.731 kN	PLb1	=	734.311 kN
PLb2	=	1095.170 kN	PLb2	=	1130.598 kN
PLb3	=	584.601 kN	PLb3	=	602.706 kN
PLb4	=	1091.176 kN	PLb4	=	1126.474 kN
PLb5	=	721.082 kN	PLb5	=	741.922 kN
PLc1	=	428.48 kN	PLc1	=	480.49 kN
PLc2	=	777.50 kN	PLc2	=	873.69 kN
PLc3	=	492.75 kN	PLc3	=	552.95 kN
PLc4	=	777.50 kN	PLc4	=	873.69 kN
PLc5	=	428.48 kN	PLc5	=	480.49 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	713.731	2.505	713.731	1787.748	4.100	713.731	2926.298
PLb2	1095.170	0.455	1095.170	498.074	2.050	1095.170	2245.098
PLb3	584.601	-1.595	0.000	0.000	0.000	584.601	0.000
PLb4	1091.176	0.455	1091.176	496.258	-2.050	1091.176	-2236.911
PLb5	721.082	2.505	721.082	1806.160	-4.100	721.082	-2956.436
PLc1	428.479	2.405	428.479	1030.403	4.000	428.479	1713.916
PLc2	777.503	0.405	777.503	314.727	2.000	777.503	1555.006
PLc3	492.747	-1.595	0.000	0.000	0.000	492.747	0.000
PLc4	777.503	0.405	777.503	314.727	-2.000	777.503	-1555.006
PLc5	428.479	2.405	428.479	1030.403	-4.000	428.479	-1713.916
합 계			3018.240	3647.547		7110.470	21.951

Moy= 1426.382 kN·m

Ho= 0.000 kN

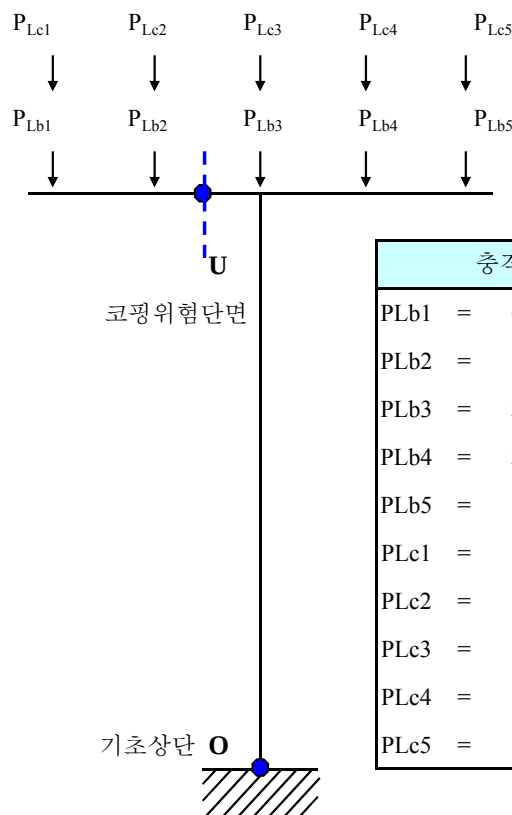
▶ 충격 고려시

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	734.311	2.505	734.311	1839.296	4.100	734.311	3010.675
PLb2	1130.598	0.455	1130.598	514.187	2.050	1130.598	2317.727
PLb3	602.706	-1.595	0.000	0.000	0.000	602.706	0.000
PLb4	1126.474	0.455	1126.474	512.311	-2.050	1126.474	-2309.273
PLb5	741.922	2.505	741.922	1858.360	-4.100	741.922	-3041.881
PLc1	480.490	2.405	480.490	1155.479	4.000	480.490	1921.962
PLc2	873.688	0.405	873.688	353.662	2.000	873.688	1747.377
PLc3	552.952	-1.595	0.000	0.000	0.000	552.952	0.000
PLc4	873.688	0.405	873.688	353.662	-2.000	873.688	-1747.377
PLc5	480.490	2.405	480.490	1155.479	-4.000	480.490	-1921.962
합 계			3222.575	3879.812		7597.320	22.752

Moy= 1335.103 kN·m

Ho= 0.000 kN

2-2) 활 하중 (L.C 2-2): 단선



충격 미고려시		충격고려시(모멘트)	
PLb1	= 652.461 kN	PLb1	= 670.305 kN
PLb2	= 848.022 kN	PLb2	= 875.636 kN
PLb3	= 294.297 kN	PLb3	= 303.415 kN
PLb4	= 239.691 kN	PLb4	= 247.245 kN
PLb5	= 68.303 kN	PLb5	= 71.299 kN
PLc1	= 431.66 kN	PLc1	= 483.67 kN
PLc2	= 665.03 kN	PLc2	= 747.33 kN
PLc3	= 246.37 kN	PLc3	= 276.48 kN
PLc4	= 112.42 kN	PLc4	= 126.31 kN
PLc5	= -3.18 kN	PLc5	= -3.18 kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	652.461	2.505	652.461	1634.278	4.100	652.461	2675.089
PLb2	848.022	0.455	848.022	385.673	2.050	848.022	1738.446
PLb3	294.297	-1.595	0.000	0.000	0.000	294.297	0.000
PLb4	239.691	0.455	239.691	109.009	-2.050	239.691	-491.366
PLb5	68.303	2.505	68.303	171.085	-4.100	68.303	-280.042
PLc1	431.656	2.405	431.656	1038.043	4.000	431.656	1726.625
PLc2	665.034	0.405	665.034	269.200	2.000	665.034	1330.069
PLc3	246.373	-1.595	0.000	0.000	0.000	246.373	0.000
PLc4	112.415	0.405	112.415	45.505	-2.000	112.415	-224.831
PLc5	-3.177	2.405	-3.177	-7.641	-4.000	-3.177	12.709
합 계			2597.174	3327.195		3555.076	6486.698

Moy= 713.144 kN·m

Ho= 0.000 kN

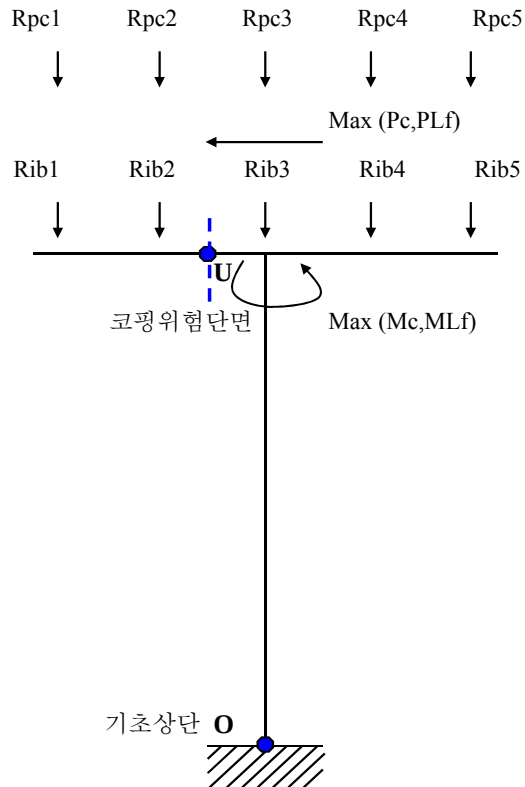
▶ 충격 고려시

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	670.305	2.505	670.305	1678.974	4.100	670.305	2748.251
PLb2	875.636	0.455	875.636	398.232	2.050	875.636	1795.053
PLb3	303.415	-1.595	0.000	0.000	0.000	303.415	0.000
PLb4	247.245	0.455	247.245	112.445	-2.050	247.245	-506.853
PLb5	71.299	2.505	71.299	178.589	-4.100	71.299	-292.325
PLc1	483.668	2.405	483.668	1163.120	4.000	483.668	1934.671
PLc2	747.327	0.405	747.327	302.511	2.000	747.327	1494.653
PLc3	276.476	-1.595	0.000	0.000	0.000	276.476	0.000
PLc4	126.309	0.405	126.309	51.129	-2.000	126.309	-252.618
PLc5	-3.177	2.405	-3.177	-7.641	-4.000	-3.177	12.709
합 계			2776.935	3542.838		3798.501	6933.541

Moy= 667.505 kN·m

Ho= 0.000 kN

3-2) 횡하중 및 원심하중 (L.C 3-2) : 단선



횡하중

PLf	=	0.000	kN
MLf	=	0.000	kN·m

원심하중 (단선)

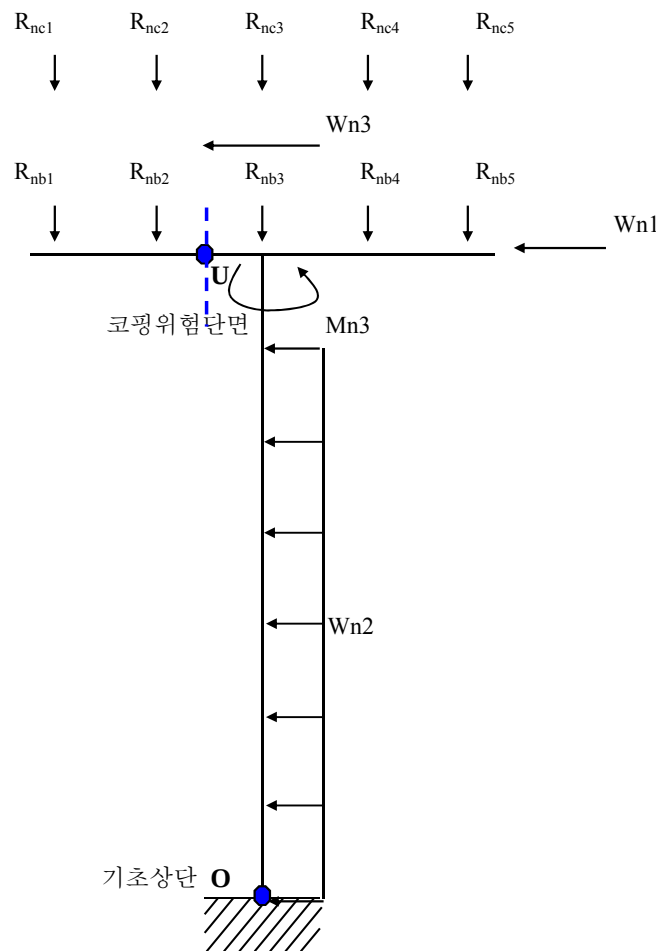
Pc	=	0.000	kN
Mc	=	0.000	kN·m

Max (PLf, Pc)	=	0.000	kN
Max (MLf, Mc)	=	0.000	kN·m

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

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	0.000	2.505	0.000	0.000	4.100	0.000	0.000
Pbd2	0.000	0.455	0.000	0.000	2.050	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	0.000	0.455	0.000	0.000	-2.050	0.000	0.000
Pbd5	0.000	2.505	0.000	0.000	-4.100	0.000	0.000
Pcd1	0.000	2.405	0.000	0.000	4.000	0.000	0.000
Pcd2	0.000	0.405	0.000	0.000	2.000	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	0.000	0.405	0.000	0.000	-2.000	0.000	0.000
Pcd5	0.000	2.405	0.000	0.000	-4.000	0.000	0.000
PLf	0.000	-	-	-	6.140	-	0.000
합 계			0.000	0.000		0.000	0.000

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

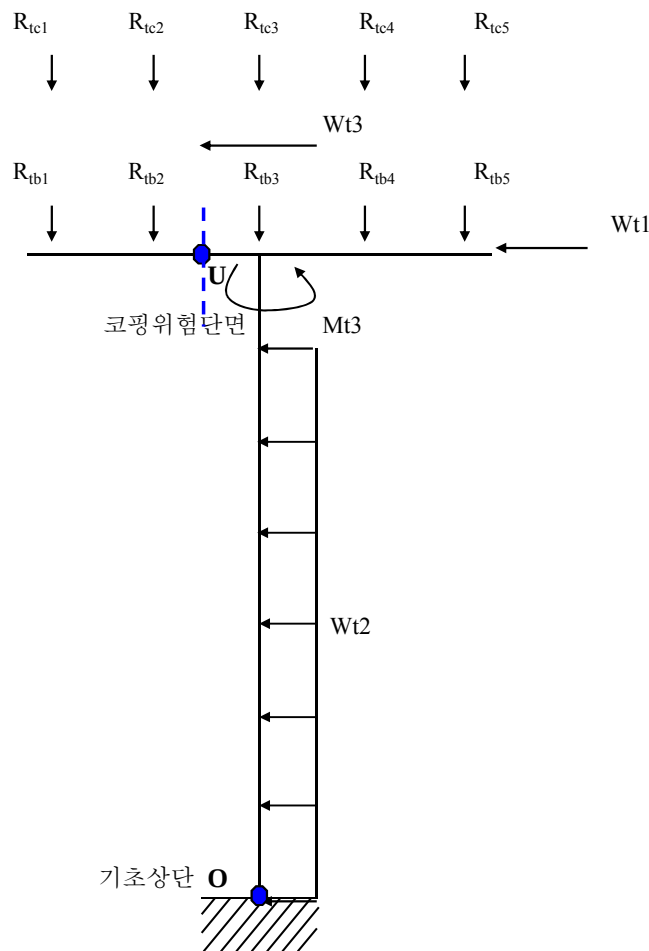


Wn1	=	28.800	kN
Wn2	=	6.480	kN/m
Wn3b	=	381.064	kN
Wn3c	=	190.227	kN
Mn3	=	1739.295	kN·m

Rnb1	=	113.185	kN
Rnb2	=	56.593	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	-56.593	kN
Rnb5	=	-113.185	kN
Rnc1	=	57.915	kN
Rnc2	=	28.957	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	-28.957	kN
Rnc5	=	-57.915	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	113.185	2.505	113.185	283.506	4.100	113.185	464.060
Rnb2	56.593	0.455	56.593	25.738	2.050	56.593	116.015
Rnb3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	-56.593	0.455	-56.593	-25.738	-2.050	-56.593	116.015
Rnb5	-113.185	2.505	-113.185	-283.506	-4.100	-113.185	464.060
Rnc1	57.915	2.405	57.915	139.273	4.000	57.915	231.658
Rnc2	28.957	0.405	28.957	11.722	2.000	28.957	57.915
Rnc3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	-28.957	0.405	-28.957	-11.722	-2.000	-28.957	57.915
Rnc5	-57.915	2.405	-57.915	-139.273	-4.000	-57.915	231.658
Wn1	28.80	-	-	-	6.140	-	176.832
Wn2	17.50	-	-	-	1.350	-	23.620
Wn3	571.29	-	-	-	6.140	-	3507.727
합 계	617.587		256.650	460.238		0.000	5447.473

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

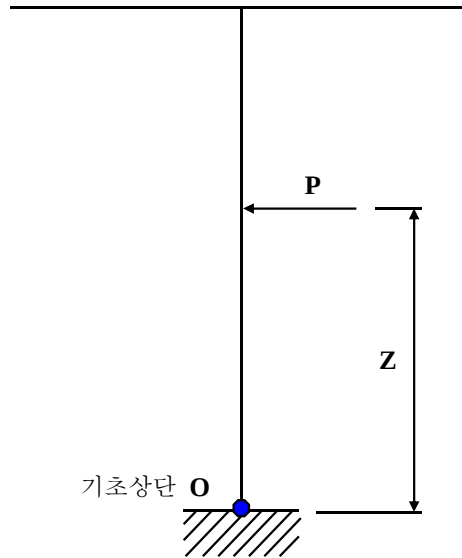


$Wt1$	=	14.400	kN
$Wt2$	=	3.240	kN/m
$Wt3b$	=	306.559	kN
$Wt3c$	=	153.034	kN
$Mt3$	=	1408.332	kN·m

$Rtb1$	=	137.398	kN
$Rtb2$	=	68.699	kN
$Rtb3$	=	0.000	kN
$Rtb4$	=	-68.699	kN
$Rtb5$	=	-137.398	kN
$Rtc1$	=	70.304	kN
$Rtc2$	=	35.152	kN
$Rtc3$	=	0.000	kN
$Rtc4$	=	-35.152	kN
$Rtc5$	=	-70.304	kN

구 분	하 중	교평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
$Rtb1$	137.398	2.505	137.398	344.154	4.100	137.398	563.333
$Rtb2$	68.699	0.455	68.699	31.244	2.050	68.699	140.833
$Rtb3$	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$Rtb4$	-68.699	0.455	-68.699	-31.244	-2.050	-68.699	140.833
$Rtb5$	-137.398	2.505	-137.398	-344.154	-4.100	-137.398	563.333
$Rtc1$	70.304	2.405	70.304	169.066	4.000	70.304	281.215
$Rtc2$	35.152	0.405	35.152	14.229	2.000	35.152	70.304
$Rtc3$	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$Rtc4$	-35.152	0.405	-35.152	-14.229	-2.000	-35.152	70.304
$Rtc5$	-70.304	2.405	-70.304	-169.066	-4.000	-70.304	281.215
$Wt1$	14.40	-	-	-	6.140	-	88.416
$Wt2$	8.75	-	-	-	1.350	-	11.810
$Wn3$	459.59	-	-	-	6.140	-	2821.901
합 계	482.741		311.553	558.693		0.000	5033.497

6) 유수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	1.100	m

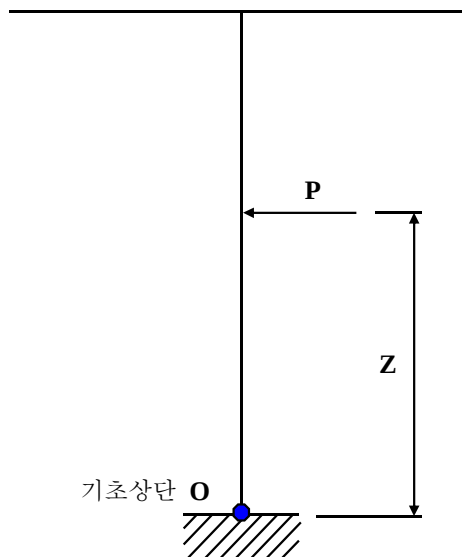
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 0.000 \times 1.100 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	2.900	m

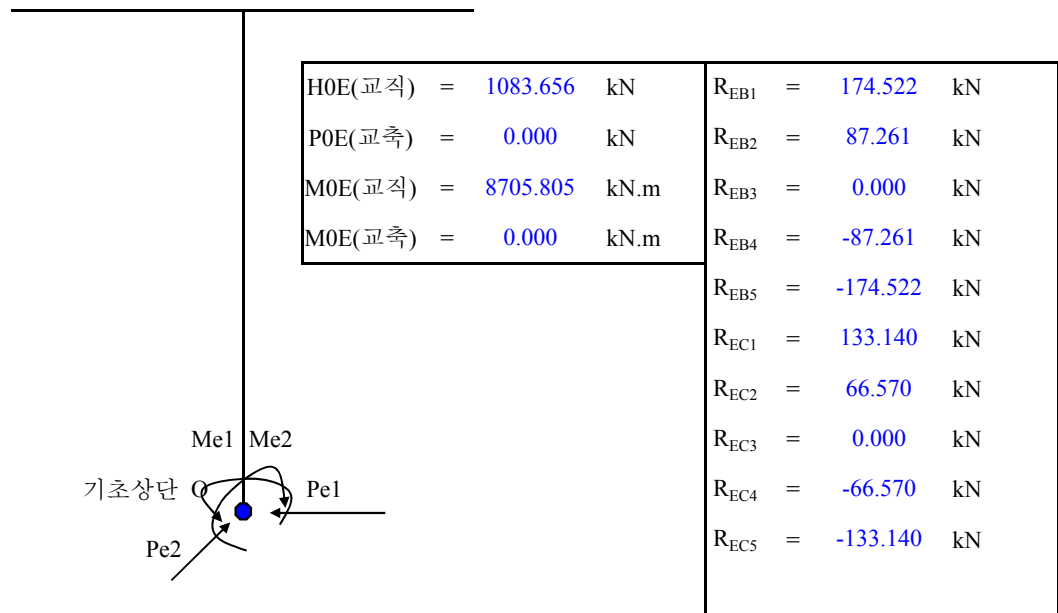
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 1000.000 \times 2.900 = 2900.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

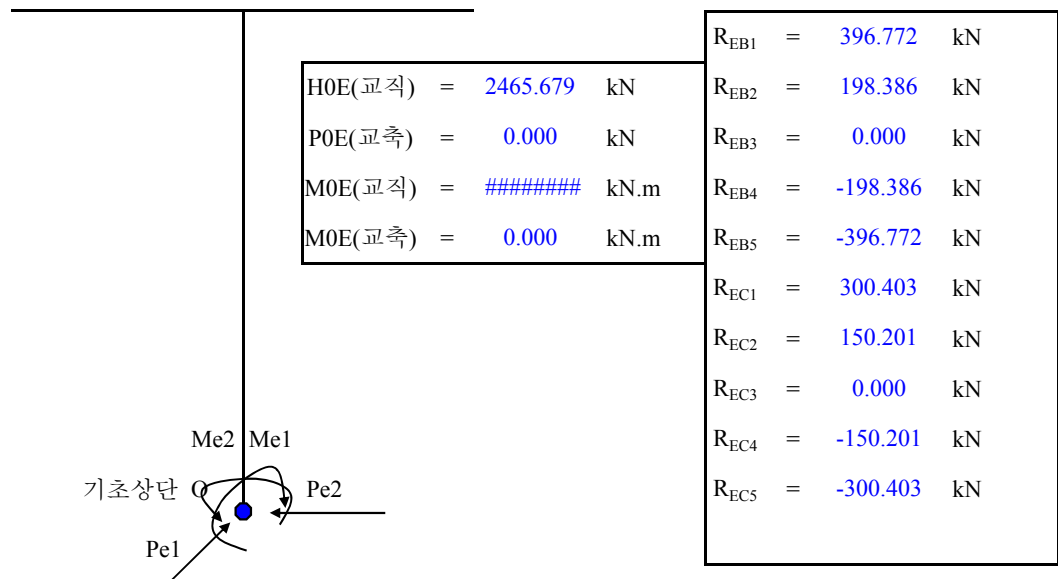
$$H_o = 1000.000 \text{ kN}$$

8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
REB1	174.522	2.505	174.522	437.142	-	-	-
REB2	87.261	0.455	87.261	39.686	-	-	-
REB3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-87.261	0.455	-87.261	-39.686	-	-	-
REB5	-174.522	2.505	-174.522	-437.142	-	-	-
REC1	133.140	2.405	133.140	320.174	-	-	-
REC2	66.570	0.405	66.570	26.947	-	-	-
REC3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-66.570	0.405	-66.570	-26.947	-	-	-
REC5	-133.140	2.405	-133.140	-320.174	-	-	-
He1	1083.656	-	-	-	-	-	8705.805
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			461.494	823.949			

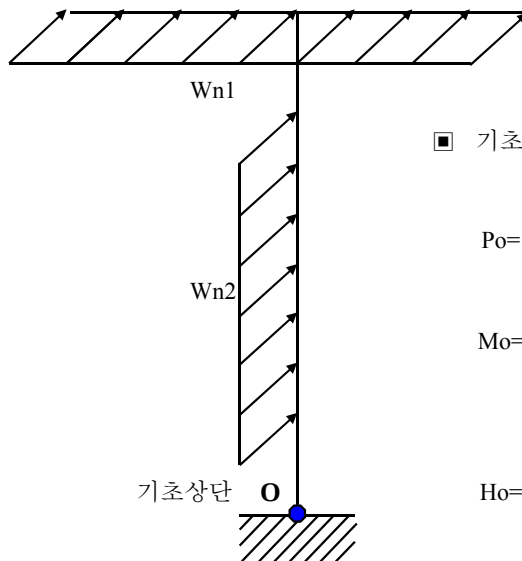
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



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	396.772	2.505	396.772	993.832	-	-	-
REB2	198.386	0.455	198.386	90.224	-	-	-
REB3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-198.386	0.455	-198.386	-90.224	-	-	-
REB5	-396.772	2.505	-396.772	-993.832	-	-	-
REC1	300.403	2.405	300.403	722.406	-	-	-
REC2	150.201	0.405	150.201	60.800	-	-	-
REC3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-150.201	0.405	-150.201	-60.800	-	-	-
REC5	-300.403	2.405	-300.403	-722.406	-	-	-
He1	2465.679	-	-	-	-	-	19769.327
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			1045.762	1867.262			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



$$W_{n1} = 7.605 \text{ kN/m}$$

$$W_{n2} = 6.480 \text{ kN/m}$$

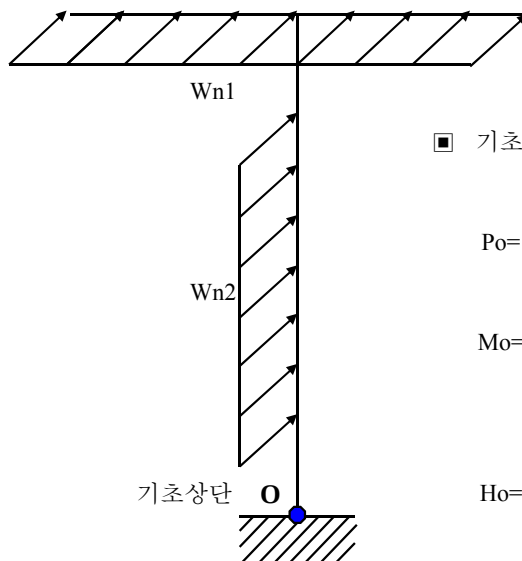
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 76.050 \times 4.200 + 17.496 \times 1.350 = 343.030 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 93.5460 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



$$W_{n1} = 3.803 \text{ kN/m}$$

$$W_{n2} = 3.240 \text{ kN/m}$$

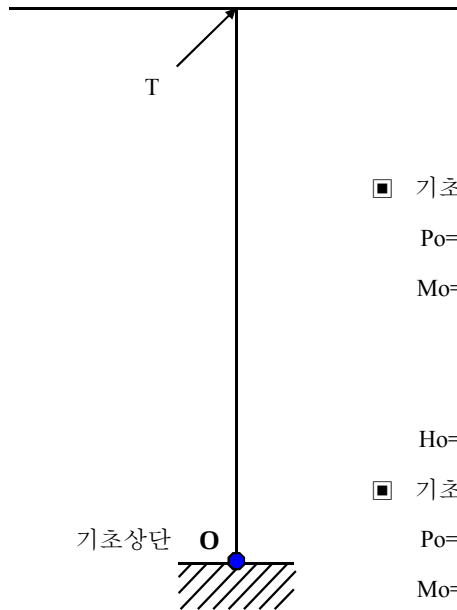
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 38.030 \times 4.200 + 8.748 \times 1.350 = 171.536 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 46.7780 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f\text{복선}}$	=	1000.000	kN
$T_{m\text{복선}}$	=	662.500	kN
$T_{f\text{단선}}$	=	500.000	kN
$T_{m\text{단선}}$	=	412.500	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 1000.000 \times 6.200 + \\ &\quad 662.500 \times 6.200 \\ &= 10307.500 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 1662.50 \text{ kN}$$

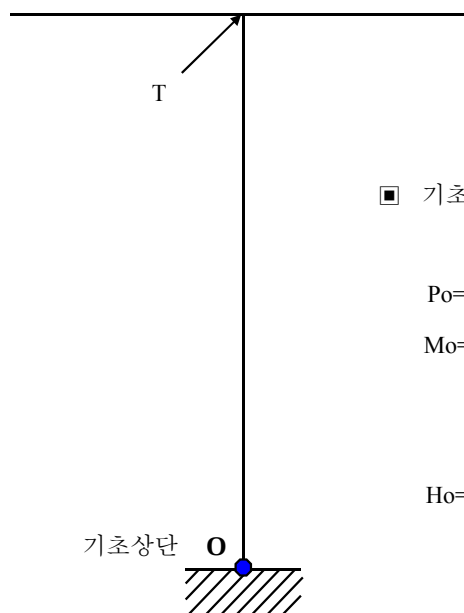
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 500.000 \times 6.200 + \\ &\quad 412.500 \times 6.200 \\ &= 5657.500 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 912.50 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	299.520	kN
T_m	=	149.520	kN

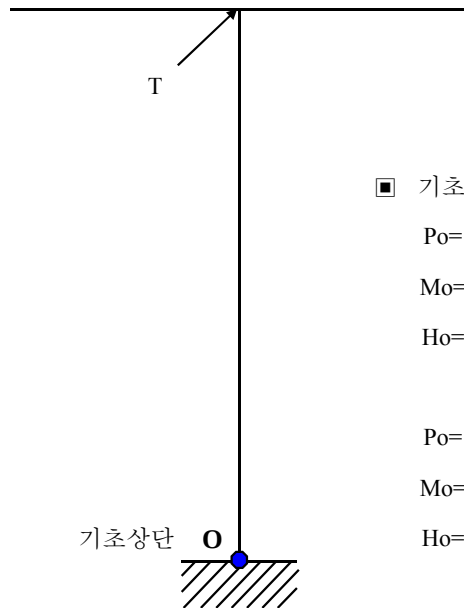
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$\begin{aligned} M_o &= 299.520 \times 6.200 + \\ &\quad 149.520 \times 6.200 \\ &= 2784.048 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 449.040 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	1705.557	kN

시제동하중 작용시	=	1355.959	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 1705.557 \times 6.200 = 10574.453 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

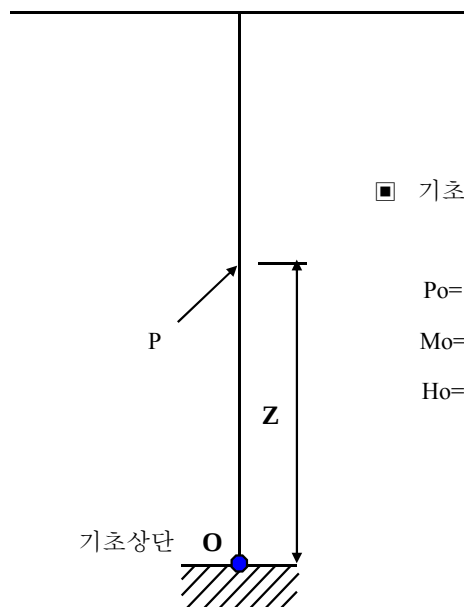
$$H_o = 1705.557 \text{ kN}$$

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

$$M_o = 1355.959 \times 6.200 = 8406.944 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 1355.959 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN

Z	=	2.900	M

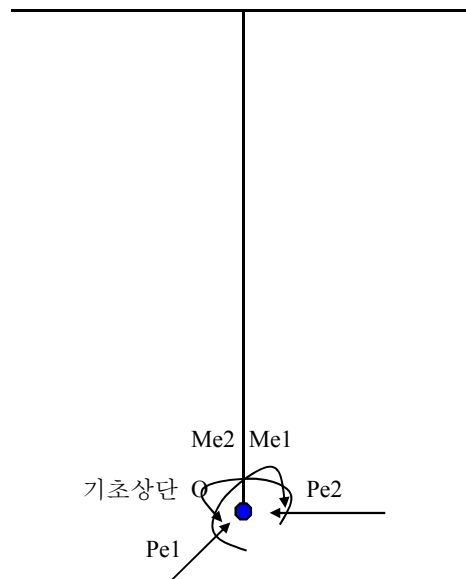
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 500.000 \times 2.900 = 1450.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

Pe2= 0.000 kN

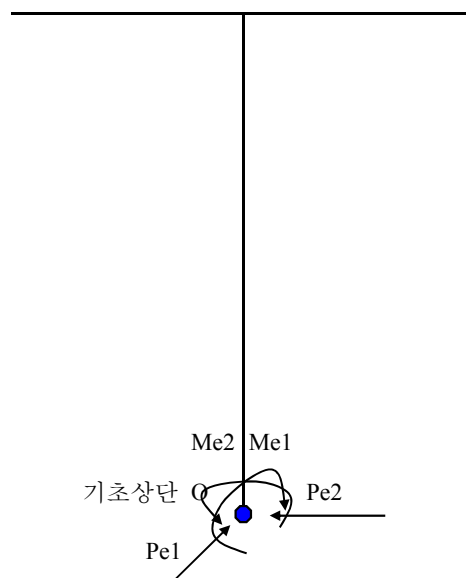
He1= 1742.202 kN·m

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= 3844.353 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	9,734	10,511	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	3,018	3,648
		충격 고려시	3,223	3,880
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	2,597	3,327
		충격 고려시	2,777	3,543
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-
Load Case 3-2		단 선	-	-
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)	257	460	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)	312	559	
Load Case 6	유 수 압	-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중	-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)	461	824	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)	1,046	1,867	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하 중 경 우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌에 의한 하중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을 때	열차가 있을 때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	12,956	14,391	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	12,511	14,054	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	9,990	10,971	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	13,268	14,949	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	12,822	14,612	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	12,956	14,391	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	12,511	14,054	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	9,990	10,971	

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	-	-	-	19,102	21,367	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	18,278	20,744	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	20,730	23,025	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	20,017	22,486	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	17,652	19,622	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	17,028	19,150	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	13,487	14,811	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	18,073	20,376	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	17,449	19,904	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	17,652	19,622	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	17,028	19,150	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	11,988	13,165	
comb 23	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	1.00		12,714	14,562	운행성
comb 24	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-		1.00	13,299	15,606	지진시

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.97=(1/(1+충격계수))

5-1.2 기초상면

1) 각 하중별 단면력

(기초상면)

하 중 경 우				교식 수평력 (kN)	교축 수평력 (kN)	연직력 (kN)	교식 모멘트 (kN·m)	교축 모멘트 (kN·m)
교 식 방 향	L.C 1	고 정 하 중 + 자 중		-	-	18,854	17	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	7,110	22	1,426
			충격 고려시	-	-	7,597	23	1,335
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	3,555	6,487	713
			충격 고려시	-	-	3,799	6,934	668
	L.C 3-1	형하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		618	-	-	5,447	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		483	-	-	5,033	-
교 축 방 향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	2,900	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		1,084	-	-	8,706	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		2,466	-	-	19,769	-
교 축 방 향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	94	-	-	343
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	47	-	-	172
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	1,663	-	-	10,308
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	913	-	-	5,658
	L.C 13	장대레일중하중		-	449	-	-	2,784
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	1,706	-	-	10,574
			시제동하중 작용	-	1,356	-	-	8,407
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	1,450
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,742	-	-	10,861
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	3,844	-	-	23,895

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중 조합	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향						비 고
	고정 하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중	시동및제동 하중		장대 레일 종하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을 때	열차가 있을 때				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	26,451	-	40	-	1,335	
combo 2	22,652	-	6,951	-	668	
combo 3	26,451	-	40	1,706	11,910	
combo 4	22,652	-	6,951	1,706	11,242	
combo 5	18,854	618	5,465	1,799	10,917	
combo 6	26,451	483	5,074	3,514	23,005	
combo 7	22,652	483	11,984	2,764	17,688	
combo 8	26,451	1,000	2,940	500	2,785	
combo 9	22,652	1,000	9,851	500	2,118	
combo 10	18,854	1,618	8,365	594	1,793	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정 하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선						
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-	
comb 23	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 24	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 25	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 26	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 $0.97 = (1/(1+\text{충격계수}))$

구 분	연 직 력 (kN)	교 직 수 평 력 (kN)	교 직 모 멘 트 (Mx) (kN·m)	교 축 수 평 력 (kN)	교 축 모 멘 트 (My) (kN·m)	비 고
comb 11	39,508	-	66	-	2,470	철설기 8.3.1
comb 12	32,480	-	12,850	-	1,235	철설기 8.3.1
comb 13	42,322	-	64	-	2,136	철설기 8.3.2
comb 14	36,244	-	11,121	-	1,068	철설기 8.3.2
comb 15	36,089	-	55	2,303	16,145	철설기 8.3.3
comb 16	30,771	-	9,730	2,303	15,210	철설기 8.3.3
comb 17	25,453	834	7,378	2,429	14,739	철설기 8.3.4
comb 18	36,089	652	6,851	4,850	31,778	철설기 8.3.5
comb 19	30,771	652	16,526	3,800	24,334	철설기 8.3.5
comb 20	36,089	1,350	3,970	675	3,827	철설기 8.3.7
comb 21	30,771	1,350	13,645	675	2,892	철설기 8.3.7
comb 22	22,625	1,941	10,038	712	2,152	철설기 8.3.8
comb 23	22,538	-	6,743	1,742	11,509	철설기 8.3.6
comb 24	22,538	1,084	15,449	-	647	철설기 8.3.6
comb 25	22,538	-	6,743	3,844	24,542	철설기 8.3.6
comb 26	22,538	2,466	26,512	-	647	철설기 8.3.6

(재현주기 100년, 교축)

(재현주기 100년, 교직)

(재현주기 1000년, 교축)

(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)		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	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 40	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	
comb 41	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00
comb 42	1.00	-	0.97	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-

지진시 충격계수를 제외한 활하중 계수적용 0.97=(1/(1+충격계수))

구 분	연직력 (kN)	교 직 수평력 (kN)	교 직 모멘트 (Mx) (kN·m)	교 축 수평력 (kN)	교 축 모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	29,138	-	56	-	2,470	철설기 8.3.1
comb 28	22,110	-	12,841	-	1,235	철설기 8.3.1
comb 29	27,239	-	50	-	2,136	철설기 8.3.2
comb 30	21,161	-	11,108	-	1,068	철설기 8.3.2
comb 31	25,719	-	46	2,303	16,145	철설기 8.3.3
comb 32	20,401	-	9,721	2,303	15,210	철설기 8.3.3
comb 33	15,083	834	7,368	2,429	14,739	철설기 8.3.4
comb 34	25,719	652	6,841	4,850	31,778	철설기 8.3.5
comb 35	20,401	652	16,516	3,800	24,334	철설기 8.3.5
comb 36	25,719	1,350	3,961	675	3,827	철설기 8.3.7
comb 37	20,401	1,350	13,636	675	2,892	철설기 8.3.7
comb 38	16,968	1,941	10,033	712	2,152	철설기 8.3.8
comb 39	22,538	-	6,743	1,742	11,509	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	22,538	1,084	15,449	-	647	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	22,538	-	6,743	3,844	24,542	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	22,538	2,466	26,512	-	647	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정하중	활하중 (충격미고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수압	충돌하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌하중	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	-	-	-	-	-	-	-	

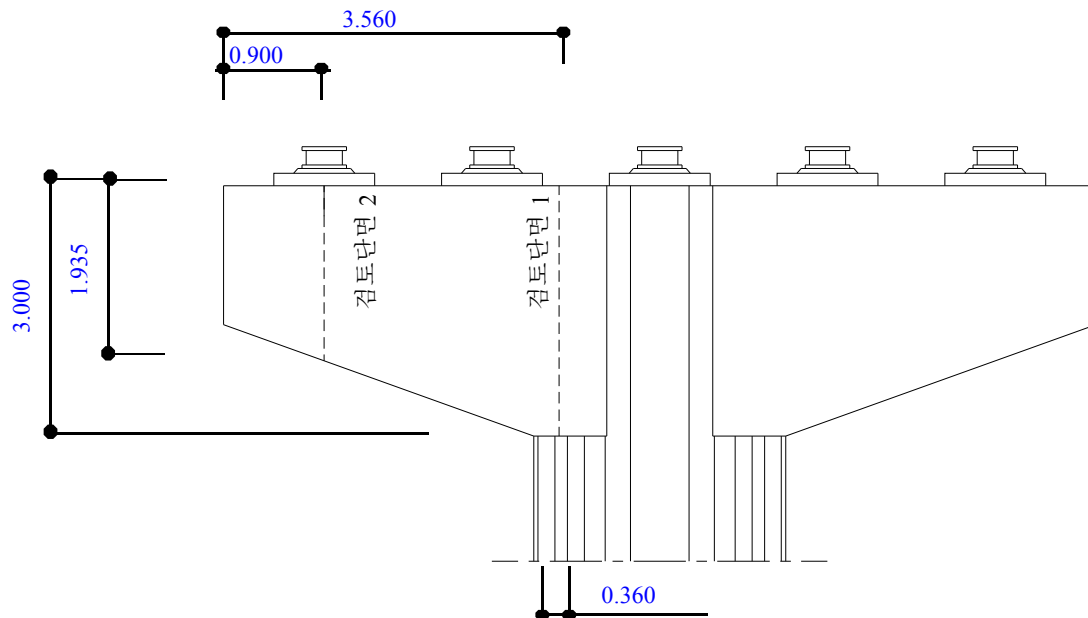
구 분	연 직 력 (kN)	교 직 수 평 력 (kN)	교 직 모 멘 트 (kN·m)	교 축 수 평 력 (kN)	교 축 모 멘 트 (kN·m)	비 고
combo 43	25,964	-	39	-	1,426	철설기 8.3.1
combo 44	22,409	-	6,504	-	713	철설기 8.3.1
combo 45	25,964	-	39	1,706	12,001	철설기 8.3.3
combo 46	22,409	-	6,504	1,706	11,288	철설기 8.3.3
combo 47	18,854	618	5,465	1,799	10,917	철설기 8.3.4
combo 48	25,964	483	5,073	3,514	23,096	철설기 8.3.5
combo 49	22,409	483	11,538	2,764	17,733	철설기 8.3.5
combo 50	25,964	1,000	2,939	500	2,876	철설기 8.3.7
combo 51	22,409	1,000	9,404	500	2,163	철설기 8.3.7
combo 52	18,854	1,741	9,454	612	1,862	철설기 8.3.8
combo 53	22,409	-	6,504	1,742	11,574	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	22,409	1,084	15,210	-	713	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	22,409	-	6,504	3,844	24,608	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	22,409	2,466	26,273	-	713	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

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

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	comb 4	14,949	
계수하중	최대모멘트	comb 13	23,025	
	최대전단력	comb 13	20,730	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
3,200	3,000	2,800	200	23,025	20,730	14,949

$L_n = 5320.00$ mm $L_n/D = 5320.00 / 2800.00 = 1.900 < 4$

∴ DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	32	-	25	EA =	19,855 mm ²	, d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	32	-	25	EA =	19,855 mm ²	, d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	29	-	25	EA =	16,060 mm ²	, d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 55770.000 mm² [사용률 2.392]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 273.382$ mm

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_l) - d_c) / (a / k_l) = 0.02269 > 0.004$ - 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 $A_s = 23318.439$ mm²

철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 358,617 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31,360 \text{ mm}^2$$

$$\frac{4}{3} \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31,091 \text{ mm}^2$$

∴ $P_{min} < P_{used} < P_{max}$ ----- 철근비 만족 ∴ OK!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 273.382 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 50501.129 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 23025.207 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 2.193] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 3200.0 \times 2800.00 / 1000 = 6952.42 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 6952.42 < V_u = 20730.116 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 34762.125 \text{ kN} > 20730.116 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

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

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

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

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

$$d/5 = 2800.0 / 5 = 560 \text{ mm}$$

$$H 22 \text{ 사용, } A_v = 6 \times 387 = 2,323 \text{ mm}^2 \geq 0.0025 \times b \times S_v \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0025 \times b \times S_v = 0.0025 \times 3200 \times 200 = 1,600 \text{ mm}^2$$

$$\therefore H22 - 6 \text{ EA } S = 200 \text{ mm 로 배근}$$

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

$$d/5 = 2800.0 / 5 = 560.000 \text{ mm}$$

$$H 29 \text{ 사용, } A_h = 6 \times 642.400 = 3854.400 \text{ mm}^2 \geq 0.0015 \times b \times S_h \quad \therefore \text{O.K}$$

$$0.0015 \times b \times S_h = 0.0015 \times 3200 \times 200.00 = 960.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore H29 - 6 \text{ EA } S = 200.00 \text{ mm 로 배근}$$

$$\Phi V_s = \Phi \{ A_v / S_1 \times (1 + \ln/d) / 12 + A_h / S_2 \times (1 - \ln/d) / 12 \} f_y \times d = 16584.863 \text{ kN}$$

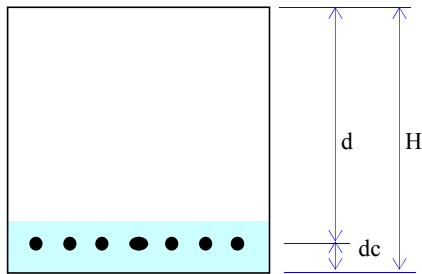
- 전단강도검토

$$V_u = 20730.116 \text{ kN} < \Phi (V_c + V_s) = 6952.42 + 16584.863 = 23537.288 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

3) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	MPa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	3,000	mm,	$B =$	3,200	mm ,
$d =$	2,800	mm,	$d_c =$	200	mm ,
$M_o =$	14,949	kN·m,	$A_s =$	55,770	mm ²
$N =$	25		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= & 714 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= & 105 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) &= & 110 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 32 / 2 &= & 84 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= & 508 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 3200 / 25 = 128 \text{ mm} < 508 \text{ mm} && \text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

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)
3200.00	3000.00	2800.00	200.00	23025.207	20730.116	14949.447

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 20730.116 \text{ kN}$$

$$M_u = 23025.207 \text{ kN·m}$$

나) corbel 판정

$$a = M_u / V_u = 23025.207 / 20730.116 = 1.111 \text{ m}$$

$$d = 3.000 - 0.200 = 2.800 \text{ m}$$

$$a / d = 1.111 / 2.800 = 0.397 < 1.0 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 20730.116 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 20730.116 = 4146.023 \text{ kN}$$

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

$$= 23025.207 + 4146.023 \times (3.000 - 2.800)$$

$$= 23854.412 \text{ kN·m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

$$\leq 0.2 \times 30 \times 3,200 \times 2,800 = 53,760 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 3,200 \times 2,800 = 50,176 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 50,176.00 = 37,632.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 37,632 \text{ kN} > V_u = 20,730 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{20,730,116}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 49,357 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 23,854 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{134}{0.005} = 27,274 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 4,146 \text{ kN}$$

$$A_n = \frac{N_u}{(\Phi \times f_y)} = \frac{4,146}{(0.75 \times 400)}$$

$$= 13,820.077 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$$\geq 27274 + 13820 = 41,094 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 49357 + 13820 = 46,725 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400 \times 3200 \times 2800 = 26,880 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 46,725 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H	32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	29	-	25	EA	=	16060.000	mm ²	,	d2 =	300	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 55770.000 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.194 \text{]}$$

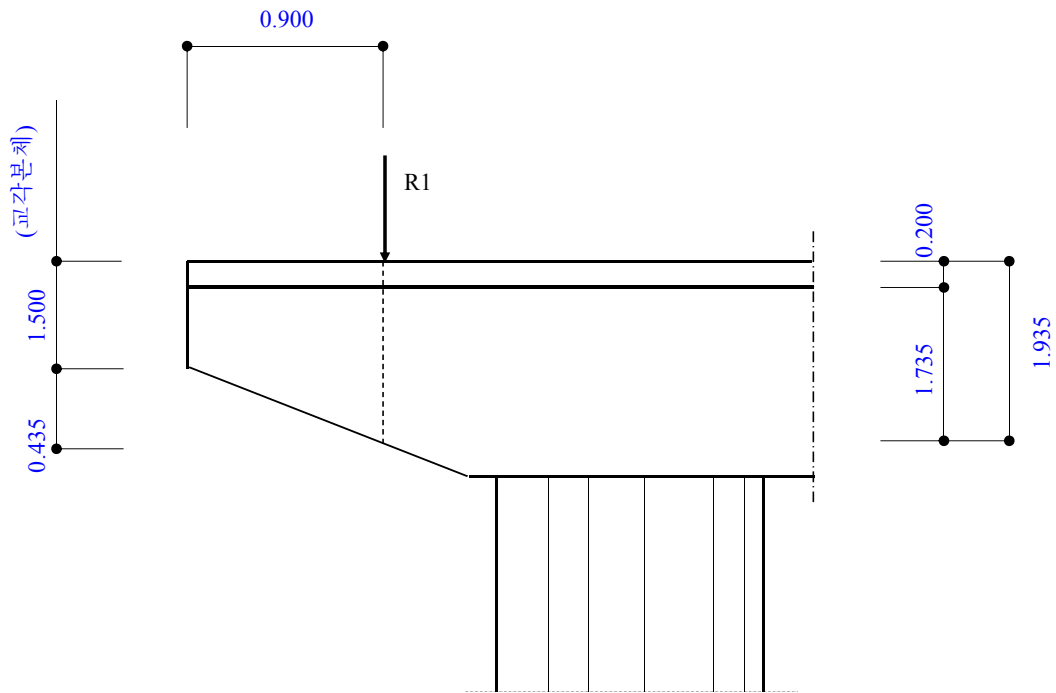
- O.K -

바) 폐쇄 스테럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (46,725 - 13,820) = 16,452 \text{ mm}^2$$

Use	H	29	-	6	EA	×	9	단	=	34,690	mm ²	∴ O.K!!

6.3 교좌부 (corbel 검토)



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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
3200.00	1935.48	1735.48	200.00	283.512	4998.327	14949.447

1) 하중산정

가) 자중

$$W_{O1} = 1.500 \times 0.900 \times 3.200 \times 24.500 = 105.840 \text{ kN}$$

$$W_{O2} = \frac{1}{2} \times 0.435 \times 0.900 \times 3.200 \times 24.500 = 15.364 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 121.204 \text{ kN}$$

$$M_{O1} = 105.840 \times 0.450 = 47.628 \text{ kN.m}$$

$$M_{O2} = 15.364 \times 0.300 = 4.609 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 52.237 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중

$$R_D = 2350.290 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

$$R_D = 652.461 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 121.204 + 1.6 \times 2350.290 + 1.6 \times 652.461 \\ &= 4998.327 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.6 \times 52.237 \\ &= 83.579 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$a = M_u / V_u = 83.579 / 4998.327 = 0.017 \text{ m}$$

$$d = 1.935 - 0.200 = 1.735 \text{ m}$$

$$a / d = 0.017 / 1.735 = 0.010 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 4998.327 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 4998.327 = 999.665 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_u &= M_u + N_u \times (H - D) \\ &= 83.579 + 999.665 \times (1.935 - 1.735) \\ &= 283.512 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

$$\leq 0.2 \times 30 \times 3200.00 \times 1735.48 = 33321.290 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 3200.00 \times 1735.48 = 31099.871 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 31099.87 = 23324.903 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 23324.903 \text{ kN} > V_u = 4998.327 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{4998327.000}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 11900.779 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 283.512 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{2.504}{0.005} = 510.875 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 999.665 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 999.665 / (0.75 \times 400)$$

$$= 3332.217 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$$\geq 510.875 + 3332.217 = 3843.092 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 11900.779 + 3332.217 = 11266.070 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 3200.000 \times 1735.484 = 16660.645 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 16660.645 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H	32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	29	-	25	EA	=	16060.000	mm ²	,	d2 =	300	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 55770.000 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 3.347 \text{]}$$

- O.K -

바) 폐쇄 스테럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (16660.645 - 3332.217) = 6664.214 \text{ mm}^2$$

Use	H	29	-	6	EA	×	5	단	=	19272.000	mm ²

∴ O.K!!

7.기 동 설 계

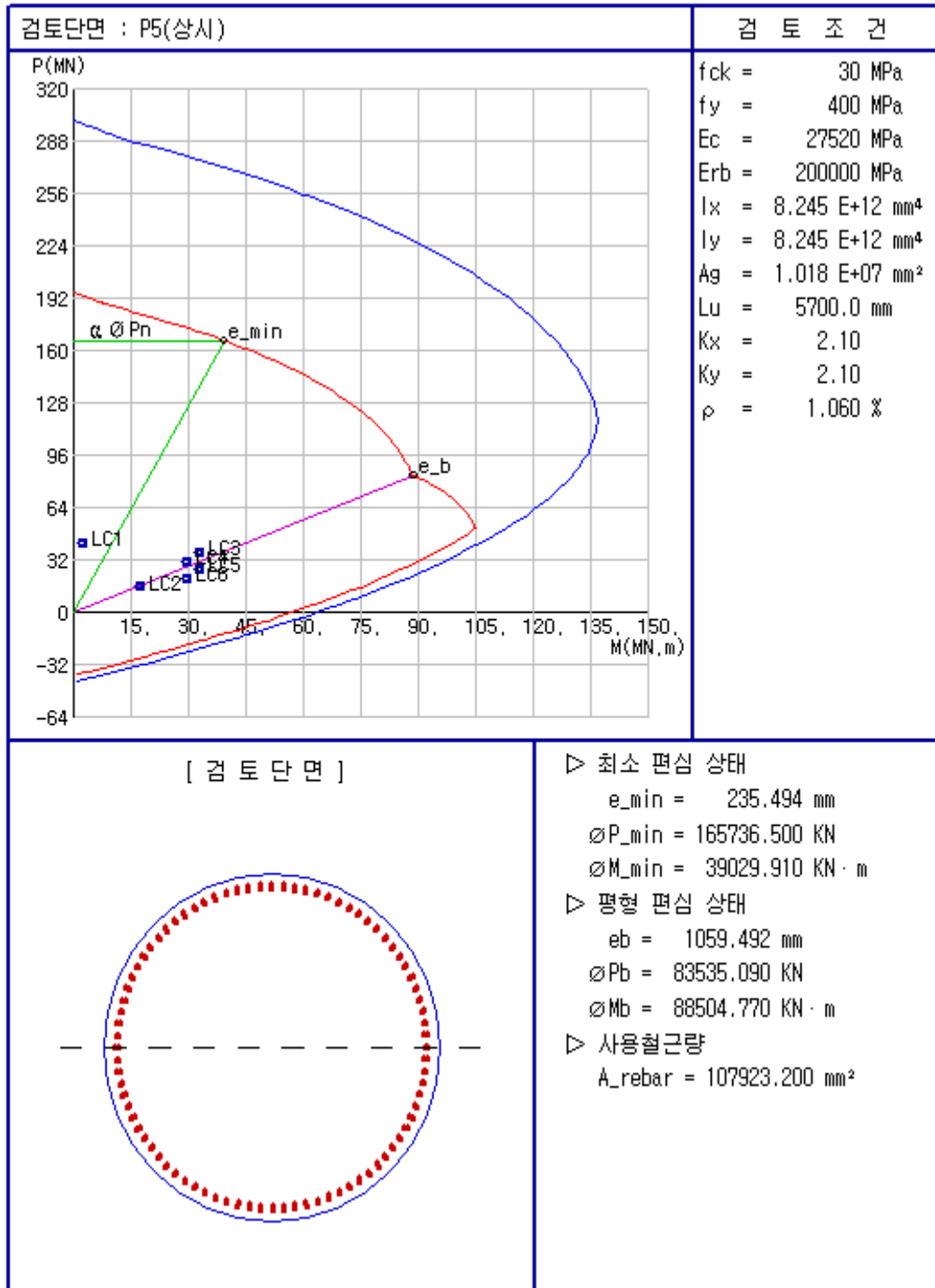
7.1 단면력 집계

구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 13	42,322	0	0	2,136	64	Load case 1
	최소축력		comb 33	15,083	2,429	834	14,739	7,368	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 18	36,089	4,850	652	31,778	6,851	Load case 3
		교직방향	comb 19	30,771	3,800	652	24,334	16,526	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 34	25,719	4,850	652	31,778	6,841	Load case 5
		교직방향	comb 35	20,401	3,800	652	24,334	16,516	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	22,538	1,742	0	11,509	6,743	Load case 1
	교축직각방향		comb 24	22,538	0	1,084	647	15,449	Load case 2
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	22,538	3,844	0	24,542	6,743	Load case 3
	교축직각방향		comb 26	22,538	0	2,466	647	26,512	Load case 4

7.2 기둥해석

1) 상 시

▶ P - M 상관도



▶ P5(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P5(상시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$

재료 탄성계수 : $E_c = 27520 \text{ MPa}$, $E_s = 200000 \text{ MPa}$

강도 감소계수 : $\phi_c = 0.65$, $\phi_f = 0.90$

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3600.00 mm

철근 피복두께(d') : 139.50 mm

비지지 길이 (L_u) : 5700.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 107923.2 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 42322.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 2136.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 2136.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 64.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 64.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

$$: \beta dy = 0.000$$

$$X \text{ 축 확대계수 } : \delta x.ns = 1.000$$

$$: \delta x.s = 1.000$$

$$Y \text{ 축 확대계수 } : \delta y.ns = 1.000$$

$$: \delta y.s = 1.000$$

$$X \text{ 축 확대모멘트 } : \delta Mux = 2136.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Y \text{ 축 확대모멘트 } : \delta Muy = 64.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 } : \delta Mu = 2136.959 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 } : \theta_{rot} = 1.716^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 } : e_{min} = 235.46 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 } : e = 50.49 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.274 \text{ mm}$$

$$Pb = Cc + Cs + Tt = 123859.907 + 16710.006 + -12398.968 = 128170.945 \text{ KN}$$

$$Mb = Mc + Ms + Mt = 98924.620 + 19915.841 + 16955.644 = 135796.105 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 } : eb = 1059.49 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 } : \epsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강 도 감 소 계 수 } : \phi = 0.6517$$

$$\text{평 형 축 하 중 } : \phi Pb = 83523.63 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 } : \phi Mb = 88492.63 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e \leq e_{min} \text{ ----> 최소편심 구간}$$

③ 단면강도 검토

$$\text{사용철근비 } : P_{used} = 1.060 \%$$

$$\text{강도 감 소 계 수 } : \phi = 0.650$$

$$\text{축력 감 소 계 수 } : \alpha = 0.850$$

$$\text{설계축하중강도 } : \alpha \phi P_n = 165736.531 \text{ KN} \geq P_u = 42322.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도 } : \phi M_n = 39024.796 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 2136.959 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$$

(2) Load Case 2

① 작용하중

$$\text{계수축하중 } : P_u = 15083.000 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) } : Mux = 14739.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{ux.ns} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{ux.s} &= 14739.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} &= 9221.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.ns} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.s} &= 9221.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{X축 세장비} : \lambda_x &= 13.3 \\ \text{Y축 세장비} : \lambda_y &= 13.3 \end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned} \text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} &= 14739.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} &= 9221.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{합성 확대모멘트} : \delta M_u &= 17385.769 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{중립축 회전각} : \theta_{rot} &= 32.031^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{최 소 편 심} : e_{min} &= 235.46 \text{ mm} \\ \text{작 용 편 심} : e &= 1152.67 \text{ mm} \end{aligned}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} P_b &= C_c + C_s + T_t = 123859.905 + 16710.017 + -12399.155 = 128170.767 \text{ KN} \\ M_b &= M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.361 + 16955.425 = 135795.406 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{평 형 편 심} : e_b &= 1059.49 \text{ mm} \\ \text{최외단철근변형률} : \epsilon_t &= 0.0020 \\ \text{강 도 감 소 계 수} : \phi &= 0.6516 \\ \text{평 형 축 하 중} : \phi P_b &= 83518.53 \text{ KN} \\ \text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b &= 88486.89 \text{ KN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1976.981 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n / P_n = 1152.673 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 1152.673 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

사용철근비 : $P_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.002272 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 116252.320 + 16165.563 + -13989.330 = 118428.554 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 98120.425 + 19712.231 + 18676.716 = 136509.372 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00227$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00227 < 0.005 \text{ -----} >$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.673$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 79658.931 \text{ KN} \geq P_u = 15083.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 91820.683 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 17385.769 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 36089.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 31778.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 31778.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 6851.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 6851.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 31778.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 6851.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 32508.114 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 12.166^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.48 \text{ mm}$

$$\text{작용편심} : e = 900.78 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.291 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.907 + 16709.205 + -12397.524 = 128171.588 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19916.598 + 16955.518 = 135796.734 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평형편심} : e_b = 1059.49 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강도감소계수} : \phi = 0.6517$$

$$\text{평형축하중} : \phi P_b = 83533.54 \text{ KN}$$

$$\text{평형모멘트} : \phi M_b = 88503.09 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_{\min} < e < e_b \text{ ----> 압축지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2258.565 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 900.777 \text{ mm} \quad \therefore e = 900.776 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : P_{used} = 1.060 \%$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 137842.614 + 17687.558 + -9161.723 = 146368.450 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 98757.244 + 20183.451 + 12904.566 = 131845.261 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.00162$$

$$\epsilon_t = 0.00162 \leq \epsilon_y = 0.002 \text{ -----> 압축지배 단면}$$

$$\text{강도감소계수} : \phi = 0.650$$

$$\text{설계축하중강도} : \phi P_n = 95139.489 \text{ KN} \geq P_u = 36089.000 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{설계휨강도} : \phi M_n = 85699.416 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 32508.114 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 30771.000 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 24334.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux,s} = 24334.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 16526.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 16526.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 13.3$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 13.3$$

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

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.000$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.000$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 24334.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 16526.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 29415.170 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 34.182^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{min} = 235.49 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 955.94 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.289 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.908 + 16709.872 + -12398.624 = 128171.156 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.926 + 16955.818 = 135796.364 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 1059.49 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.6517$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 83535.12 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 88504.82 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_{min} < e < e_b \text{ ----> 압축지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\text{중립축 } x = 2190.466 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n / P_n = 955.938 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 955.938 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : P_{used} = 1.060 \%$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 132620.118 + 17320.034 + -10286.403 = 139653.749 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 99069.019 + 20097.106 + 14334.183 = 133500.309 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00176$

$\epsilon_t = 0.00176 \leq \epsilon_y = 0.002$ -----> 압축지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 90774.934 \text{ KN} \geq P_u = 30771.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 86775.197 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 29415.170 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(5) Load Case 5

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 25719.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 31778.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 31778.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 6841.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 6841.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 31778.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 6841.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 32506.008 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 12.149^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 235.48 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 1263.89 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.293 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.907 + 16709.128 + -12397.454 = 128171.581 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19916.586 + 16955.486 = 135796.690 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.49 \text{ mm}$
 최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$
 강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6517$
 평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83533.42 \text{ KN}$
 평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 88502.94 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1862.723 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1263.891 \text{ mm} \approx e = 1263.891 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용 철근비 : $\rho_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.002596 < 0.004 \dots \therefore$ 취성 파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 107537.735 + 15547.343 + -15561.429 = 107523.649 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 96421.479 + 19426.932 + 20049.781 = 135898.192 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.0026$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.0026 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.700$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 75234.566 \text{ KN} \geq P_u = 25719.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 95088.305 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 32506.008 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(6) Load Case 6

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 20401.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 24334.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 24334.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 16516.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 16516.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 24334.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 16516.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 29409.553 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 34.166^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.49 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1441.57 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.291 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.907 + 16709.869 + -12398.601 = 128171.175 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.934 + 16955.797 = 135796.350 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.49 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6517$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83535.09 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 88504.77 \text{ KN}\cdot\text{m}$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1698.675 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n / P_n = 1441.574 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 1441.574 \text{ mm} \quad \text{----> say O.K.}$

사용철근비 : $P_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.003137 < 0.004 \quad \dots \therefore$ 취성 파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 95142.189 + 14631.253 + -17597.314 = 92176.128 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 92564.312 + 18919.996 + 21394.371 = 132878.679 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00314$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00314 < 0.005 \quad \text{-----> 변화구간단면}$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.745$

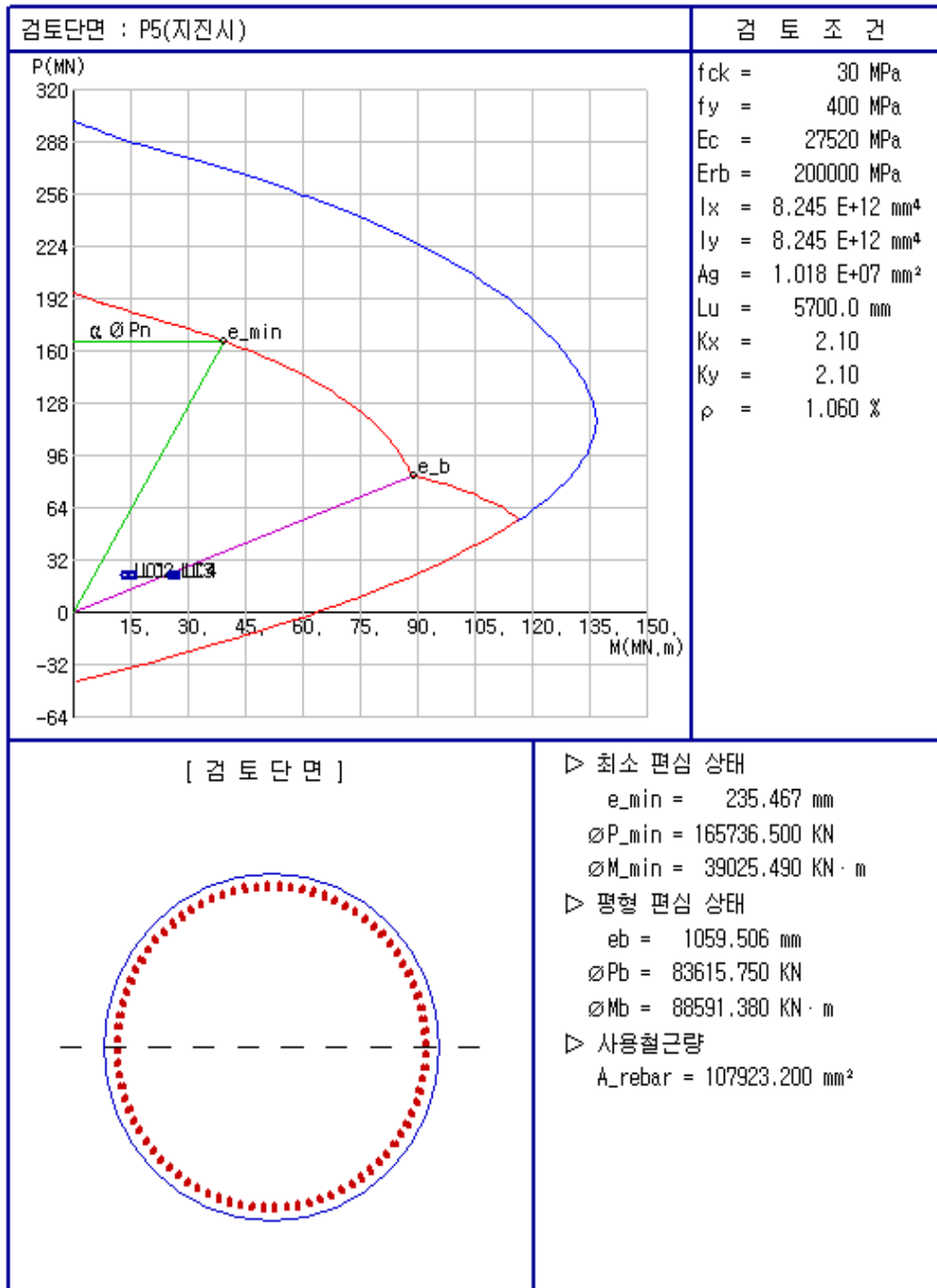
설계축하중강도 : $\phi P_n = 68649.074 \text{ KN} \geq P_u = 20401.000 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 98962.698 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 29409.553 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

7.2 기둥해석

2) 지진시

▶ P - M 상관도



▶ P5(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P5(지진시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$

재료 탄성계수 : $E_c = 27520 \text{ MPa}$, $E_s = 200000 \text{ MPa}$

강도 감소계수 : $\phi_c = 0.65$, $\phi_f = 1.00$

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3600.00 mm

철근 피복두께(d') : 139.50 mm

비지지 길이 (L_u) : 5700.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 107923.2 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 22538.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 11509.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 11509.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 6743.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 6743.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.000$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.000$$

$$X \text{ 축 확대모멘트 } : \delta M_{ux} = 11509.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Y \text{ 축 확대모멘트 } : \delta M_{uy} = 6743.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 } : \delta M_u = 13338.858 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 } : \theta_{rot} = 30.366^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 } : e_{\min} = 235.49 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 } : e = 591.84 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.256 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.905 + 16709.890 + -12398.596 = 128171.199 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19916.306 + 16956.078 = 135797.003 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 } : e_b = 1059.50 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 } : \epsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강 도 감 소 계 수 } : \phi = 0.6524$$

$$\text{평 형 축 하 중 } : \phi P_b = 83624.62 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 } : \phi M_b = 88600.04 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_{\min} < e < e_b \text{ ----> 압축지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\text{중립축 } x = 2746.369 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n/P_n = 591.838 \text{ mm} \quad \therefore e = 591.839 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비 } : P_{used} = 1.060 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN} \quad \text{이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.000796 < 0.004 \quad \therefore \text{취성파괴}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 174698.099 + 20292.681 + -3388.882 = 191601.898 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 88039.928 + 20225.242 + 5132.166 = 113397.336 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.0008$$

$$\epsilon_t = 0.0008 \leq \epsilon_y = 0.002 \text{ -----> 압축지배단면}$$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 124541.229 \text{ KN} \geq P_u = 22538.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 73708.266 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 13338.858 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 22538.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 647.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 647.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 15449.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 15449.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 647.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 15449.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 15462.542 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 87.602^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.46 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 686.07 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.248 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.903 + 16710.088 + -12399.434 = 128170.558 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.574 + 16955.924 = 135796.118 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.50 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6523$

평형 축하중 : $\emptyset P_b = 83605.45 \text{ KN}$

평형 모멘트 : $\emptyset M_b = 88579.59 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2577.562 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 686.065 \text{ mm} \approx e = 686.065 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{\text{used}} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.001043 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 162115.643 + 19382.817 + -4992.039 = 176506.422 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 93390.141 + 20323.478 + 7381.290 = 121094.909 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00104$

$\epsilon_t = 0.00104 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 114729.170 \text{ KN} \geq P_u = 22538.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 78711.688 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 15462.542 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 22538.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 24542.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 24542.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 6743.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 6743.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 24542.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 6743.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 25451.480 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 15.363^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.46 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1129.27 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.167 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.888 + 16710.204 + -12399.907 = 128170.185 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.868 + 16956.709 = 135797.197 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.51 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6523$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83608.86 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 88584.16 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2001.792 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n / P_n = 1129.27 \text{ mm} \approx e = 1129.27 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.002206 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 118160.934 + 16302.676 + -13624.032 = 120839.578 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 98381.553 + 19766.419 + 18312.501 = 136460.472 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00221$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00221 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.674$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 81456.315 \text{ KN} \geq P_u = 22538.000 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 91986.147 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 25451.480 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 22538.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 647.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 647.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 26512.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 26512.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 13.3$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 13.3$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 647.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 26512.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 26519.894 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 88.602^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.47 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1176.67 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.181 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.891 + 16709.826 + -12398.827 = 128170.891 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19916.711 + 16956.472 = 135797.801 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.51 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6524$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83615.75 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 88591.37 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1951.595 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1176.674 \text{ mm} \approx e = 1176.675 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.002341 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 114320.831 + 16034.541 + -14356.439 = 115998.933 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 97815.628 + 19655.797 + 19021.558 = 136492.980 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00234$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00234 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.690$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 80012.319 \text{ KN} \geq P_u = 22538.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 94148.451 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 26519.894 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 4893.441$ KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3600}{2} - 140 \right) = 1057 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Z_s = \frac{3600}{2} + 1057.107 = 2857.11 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 4893.441 / 1.000 = 4893.441 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 3600.0 \times 2857.11 / 1000 = 9389.410 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 9389.410 \text{ KN} > V_n = 4893.441 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 4694.705 \text{ KN} < V_n = 4893.441 \text{ KN}$$

∴ 최소전단철근 필요

$$\cdot \text{ 전단철근 간격 } s = 150.0 \text{ mm}$$

$$\cdot \text{ Req. As } \left[\begin{array}{l} 0.35 b_w s / f_y = 472.50 \text{ mm}^2 \quad (\text{최소전단철근 필요시}) \\ V_s s / (\phi_v f_y d) = 0.00 \text{ mm}^2 \quad (\text{전단철근 필요시}) \end{array} \right.$$

$$\therefore \text{ USE } A_v = \frac{H \cdot 19 \times 2 \text{ ea}}{573.000 \text{ mm}^2} = 573.000 \text{ mm}^2 > 472.500 \text{ mm}^2 \quad \text{O.K}$$

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

$$\text{부재 최소단면치수의 } 1/4 = 900.000$$

$$\text{축방향 철근지름의 } 6\text{배} = 174.000$$

중 작은값이므로 174 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

$$\cdot \text{ 기둥의 최대단면치수 } = 3600.000$$

$$\cdot \text{ 기둥 순높이의 } 1/6 = 450.000$$

$$\cdot 45 \text{ cm 이상 } = 450.000$$

중 큰값이므로 3600 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

$$\cdot \text{ 기둥치수의 } 0.5\text{배 이상연장 } = 1800.000$$

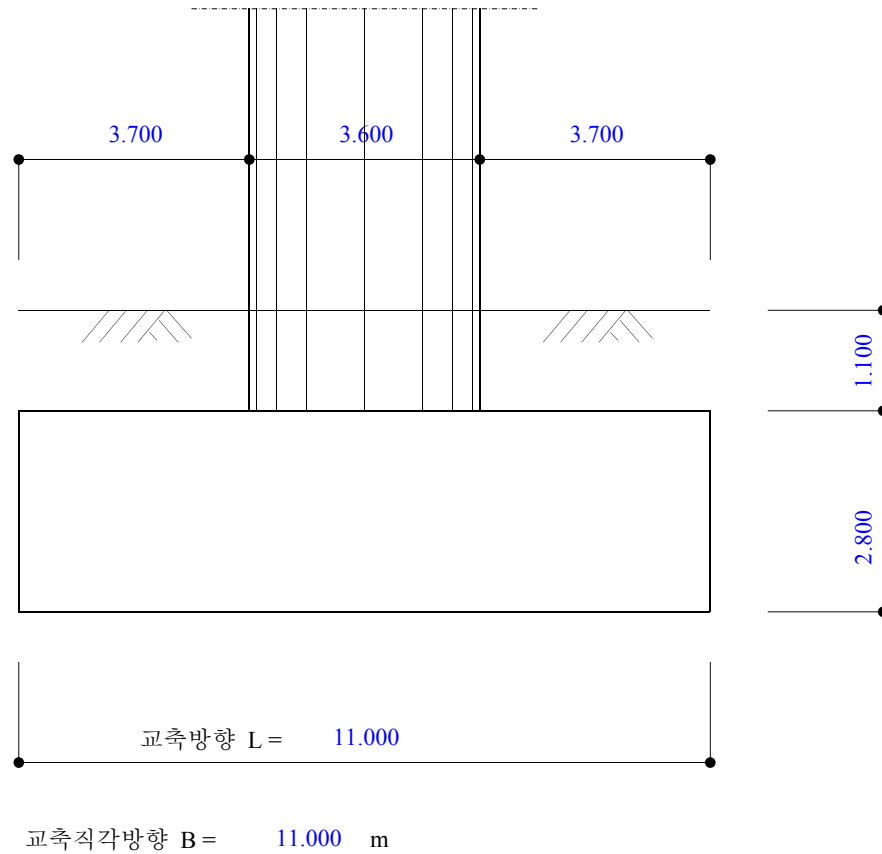
$$\cdot 38 \text{ cm 이상 } = 380.000$$

중 큰값이므로 1800 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

$$\frac{11.000 \times 2.800 \times 11.000 \times 24.500}{\Sigma} = 8300.600 \text{ kN}$$

나) 흙의 자중

$$\begin{aligned} & \frac{11.000 \times 1.100 \times 11.000 \times 19.000}{\Sigma} = 2528.900 \text{ kN} \\ & - \pi \times \frac{3.600^2}{4} \times 1.100 \times 19.000 = -212.736 \text{ kN} \\ & \Sigma = 2316.164 \text{ kN} \end{aligned}$$

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V2 = 8300.600 + 2316.164 = 10616.76 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1000.000	25964.315	5072.811	
적 용	combo 49	1000.000	25964.315	5072.811	
평상시 최대모멘트	combo 52	482.741	22408.921	11537.558	
적 용	combo 52	482.741	22408.921	11537.558	
지진시	combo 56	2465.679	22408.921	26273.388	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	3514.277	25964.315	23096.409	
적 용	combo 49	3514.277	25964.315	23096.409	
평상시 최대모멘트	combo 49	3514.277	25964.315	23096.409	
적 용	combo 49	3514.277	25964.315	23096.409	
지진시	combo 55	3844.353	22408.921	24607.655	1.0

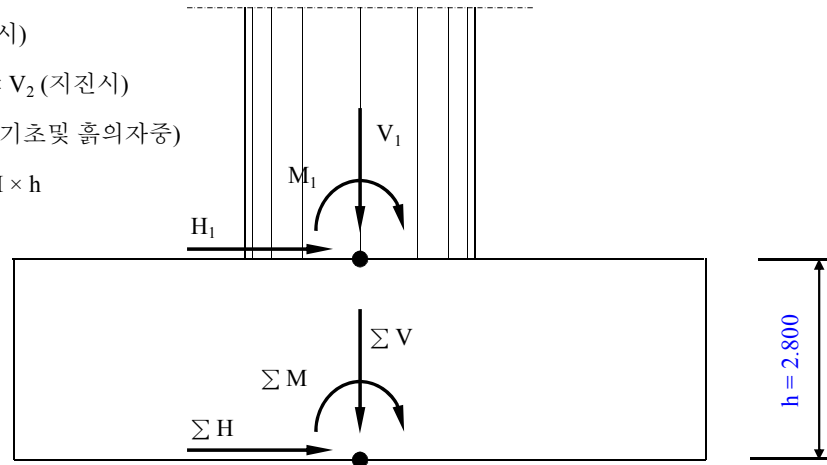
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$$\Sigma H = H_1 \text{ (평상시)}$$

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

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

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



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1000.000	36581.079	7872.811	0.215	
평상시 최대모멘트	482.741	33025.685	12889.233	0.390	
지진시	2465.679	33025.685	33177.289	1.005	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	3514.277	36581.079	32936.385	0.900	
평상시 최대모멘트	3514.277	36581.079	32936.385	0.900	
지진시	3844.353	33025.685	35371.843	1.071	

4) 각도변화고려(55 도)

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	3452.304	36581.079	31495.566	0.861	
평상시 최대모멘트	3155.616	33025.685	34372.867	1.041	
지진시	4563.365	33025.685	48004.629	1.454	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	2834.859	36581.079	25340.563	0.693	
평상시 최대모멘트	2411.145	36581.079	29449.776	0.805	
지진시	4224.796	33025.685	47465.700	1.437	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

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

$$N = 50 \text{ (기초지반은 지질주상도 참조)}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 11.000 / 11.000 = 1.300 \text{ m}$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 11.000 / 11.000 = 0.400 \text{ m}$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 3.900 = 74.100 \text{ kN/m}^2$$

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

$$C = 0$$

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

가) 평상시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2e_b = 11.000 - 2 \times 1.041 = 8.918 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 11.000 - 2 \times 0.805 = 9.390 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 8.918 \times 9.390 = 83.740 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 83.740 \times [1.300 \times 0.000 \times 95.700 + 0.400 \times 19.0 \times 8.918 \times 81.30 + 74.100 \times 100.4] = 1,084,424 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u/3 = 1,084,424 / 3 = 361,475 \text{ kN}$$

$$Q_a = 361,475 \text{ kN} > V_{\max} = 36,581 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

나) 지진시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\text{유효재하폭 } B' = B - 2e_b = 11.000 - 2 \times 1.454 = 8.093 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 11.000 - 2 \times 1.437 = 8.126 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적 } A' = B' \times L' = 8.093 \times 8.126 = 65.764 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 65.764 \times [1.300 \times 0.000 \times 95.700 + 0.400 \times 19.0 \\ \times 8.093 \times 81.30 + 74.100 \times 100.4] = 818,114 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 818,114 / 2 = 409,057 \text{ kN}$$

$$Q_a = 409,057 \text{ kN} > V_{\max} = 33,026 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

2) 최대 지반반력에 대한 검토

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

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

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

$$= 36581.079 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.861) / 11.000 \}$$

$$q_{\max} = 444.301 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 160.344 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

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

$$= 33025.685 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.041) / 11.000 \}$$

$$q_{\max} = 427.889 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 117.990 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.454 < B/6 = 1.833$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 33025.685 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.454) / 11.000 \} \\ &= 489.339, \quad 56.540 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2\sum V / Lx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 66051.370 / (11.000 \times 12.139) = 494.646 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 489.339 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 56.540 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 36581.079 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.693) / 11.000 \} \\ q_{\max} &= 416.555 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 188.091 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 36581.079 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.805) / 11.000 \} \\ q_{\max} &= 435.079 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 169.567 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.437 < L/6 = 1.833$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 33025.685 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.437) / 11.000 \} \\ &= 486.910, \quad 58.969 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2\sum V / Bx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 66051.370 / (11.000 \times 12.188) = 492.659 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\max} &= 486.910 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{min} = 58.969 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

3) 전도에 대한 검토

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

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 1.041 \text{ m}$$

$$B/6 = 11.000 / 6 = 1.833 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 1.454 \text{ m}$$

$$B/3 = 11.000 / 3 = 3.667 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 0.805 \text{ m}$$

$$L/6 = 11.000 / 6 = 1.833 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 1.437 \text{ m}$$

$$L/3 = 11.000 / 3 = 3.667 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

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)

$$H_u = 36581.079 \times 0.538 = 19680.620 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 19680.6 / 3452.304 = 5.701 > 1.5 \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 33025.685 \times 0.538 = 17767.818 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 17767.8 / 4563.36 = 3.894 > 1.2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 36581.08 \times 0.538 = 19680.620 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 19680.6 / 2834.86 = 6.942 > 1.5 \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 33025.68 \times 0.538 = 17767.818 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 17767.8 / 4224.80 = 4.206 > 1.2 \quad - \text{O.K.} -$$

■ 확대기초 두께에 대한 강제 검토 : [KR C-11020 2.5.1]

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

$$\beta\lambda \leq 1.0$$

여기서

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

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

$$= K_{vo} \times (\sqrt{(L \times B) / 0.3})^{3/4} = 31318.663 \quad kN/m^3$$

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

$$K_{vo} = 1/0.3 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 1.000 \times 2800N = 466666.667 \quad kN/m^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 11.000 m)

B : 확대기초의 폭 (= 11.000 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27500000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.800 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

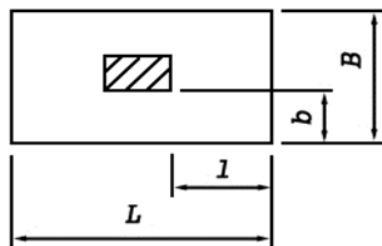
$$\beta = \sqrt[4]{\{3 \times 31318.663 / (27500000.000 \times 2.800^3)\}} = 0.112 \quad 0(m^{-1})$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = 3.700$$

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 5.500

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 5.500



$$\beta\lambda = 0.112 \times 3.700 = 0.413 < 1.0 \quad -O.K.-$$

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0	42321.865	64.185	
적 용	comb 14	0	42321.865	64.185	
평상시 최대모멘트	comb 22	651.7	30770.592	16525.618	
적 용	comb 22	651.7	30770.592	16525.618	
지진시	comb 26	2465.679	22538.391	26512.225	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	42321.865	2136.165	
적 용	comb 14	0.000	42321.865	2136.165	
평상시 최대모멘트	comb 19	4849.851	36088.939	31778.259	
적 용	comb 19	4849.851	36088.939	31778.259	
지진시	comb 25	3844.353	22538.391	24541.991	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인 경우, 평상시)

$$\Sigma = 10616.764 \times 1.6 = 16986.822 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인 경우, 평상시)

$$\Sigma = 10616.764 \times 1.35 = 14332.631 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인 경우, 지진시)

$$\Sigma = 10616.764 \times 1.0 = 10616.764 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 8300.600 \times 0.154 = 1278.292 \text{ kN}$$

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	59308.687	64.185	0.001	
평상시 최대모멘트	651.700	45103.223	18350.378	0.407	
지진시	3743.971	33155.155	36995.345	1.116	

나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	59308.687	2136.165	0.036	
평상시 최대모멘트	4849.851	50421.570	45357.842	0.900	
지진시	5122.645	33155.155	38885.398	1.173	

3) 각도변화고려(55 도)

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	59308.687	1786.659	0.030	
평상시 최대모멘트	4346.565	45103.223	47680.313	1.057	
지진시	6343.679	33155.155	53072.711	1.601	

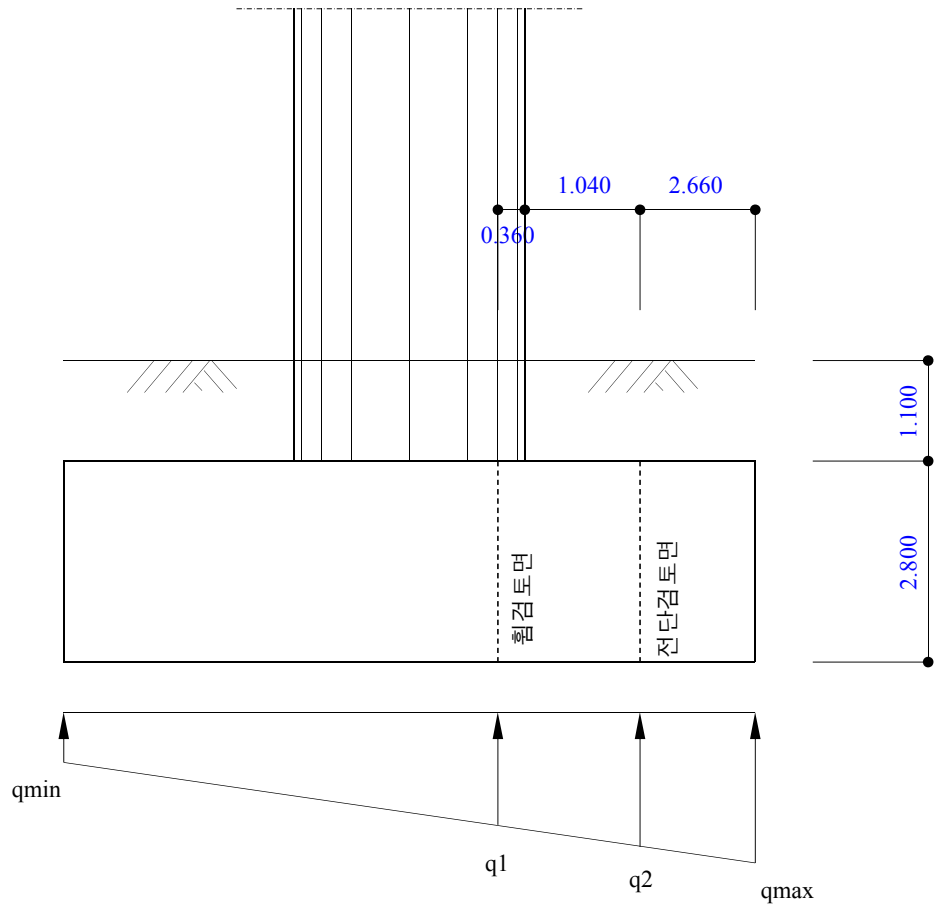
나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	59308.687	1277.831	0.022	
평상시 최대모멘트	3315.602	50421.570	41047.939	0.814	
지진시	6005.111	33155.155	52608.561	1.587	

10. 기초 단면 검토

10.1 교축직각방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= \frac{36581.079}{(11.000 \times 11.000)} \times \left\{ 1 \pm \left(\frac{6 \times 0.861}{11.000} \right) \right\}$$

$$q_{max} = 444.301 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 339.496 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 160.344 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 375.636 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= \frac{33025.685}{(11.000 \times 11.000)} \times \left\{ 1 \pm \left(\frac{6 \times 1.041}{11.000} \right) \right\}$$

$$q_{max} = 427.889 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 313.508 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 117.990 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 352.950 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 33025.685 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.454) / 11.000 \} \\ q_{\max} &= 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)} \\ &= 66051.370 / (11.000 \times 12.139) = 494.646 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 489.339 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 329.597 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 56.540 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 384.680 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned} M_d &= 4.060^2 / 6 \times (2 \times 444.301 + 339.496) - \\ &\quad 2.800 \times 4.060^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 2808.527 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ S_d &= 2.660 / 2 \times (444.301 + 375.636) - 2.800 \times 2.660 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 908.040 \text{ kN} \end{aligned}$$

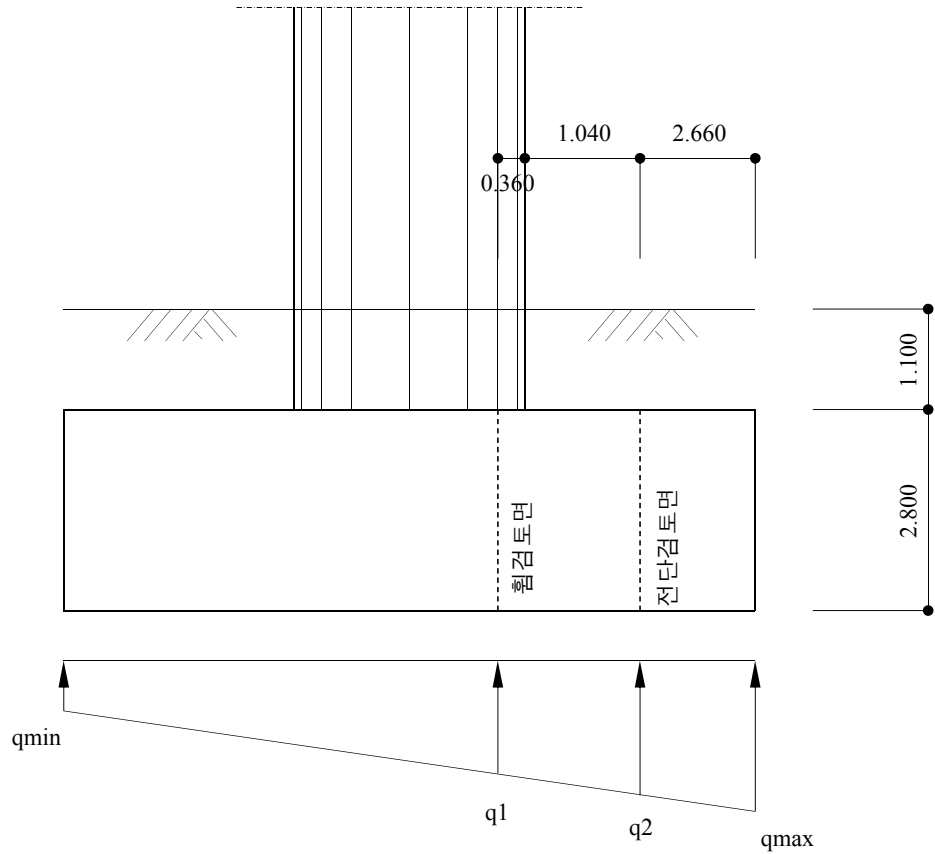
ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned} M_d &= 4.060^2 / 6 \times (2 \times 427.889 + 313.508) - \\ &\quad 2.800 \times 4.060^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 2646.951 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ S_d &= 2.660 / 2 \times (427.889 + 352.950) - 2.800 \times 2.660 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 856.039 \text{ kN} \end{aligned}$$

ㅁ. 지진시

$$\begin{aligned} M_d &= 4.060^2 / 6 \times (2 \times 489.339 + 329.597) - \\ &\quad 2.800 \times 4.060^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 3028.793 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ S_d &= 2.660 / 2 \times (489.339 + 384.680) - 2.800 \times 2.660 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 979.970 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 59308.687 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.030) / 11.000 \}}$$

$$q_{max} = 498.208 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 492.263 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 482.100 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 494.313 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{= 45103.223 / (11.000 \times 11.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.057) / 11.000 \}}$$

$$q_{max} = 587.691 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 429.028 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{min} = 157.816 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 483.740 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= \frac{33155.155}{(11.000 \times 11.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.601) / 11.000 \} \\
 q_{\max} &= \frac{2 \sum V / Lx}{(e > B/6 \text{ 일 경우})} \\
 &= \frac{66310.310}{(11.000 \times 11.698)} = 515.329 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\max} &= 513.255 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 336.648 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 34.764 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 397.547 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 498.208 + 492.263) - \\
 &\quad 1.60 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 3185.181 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (498.208 + 494.313) - 1.60 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 1028.092 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

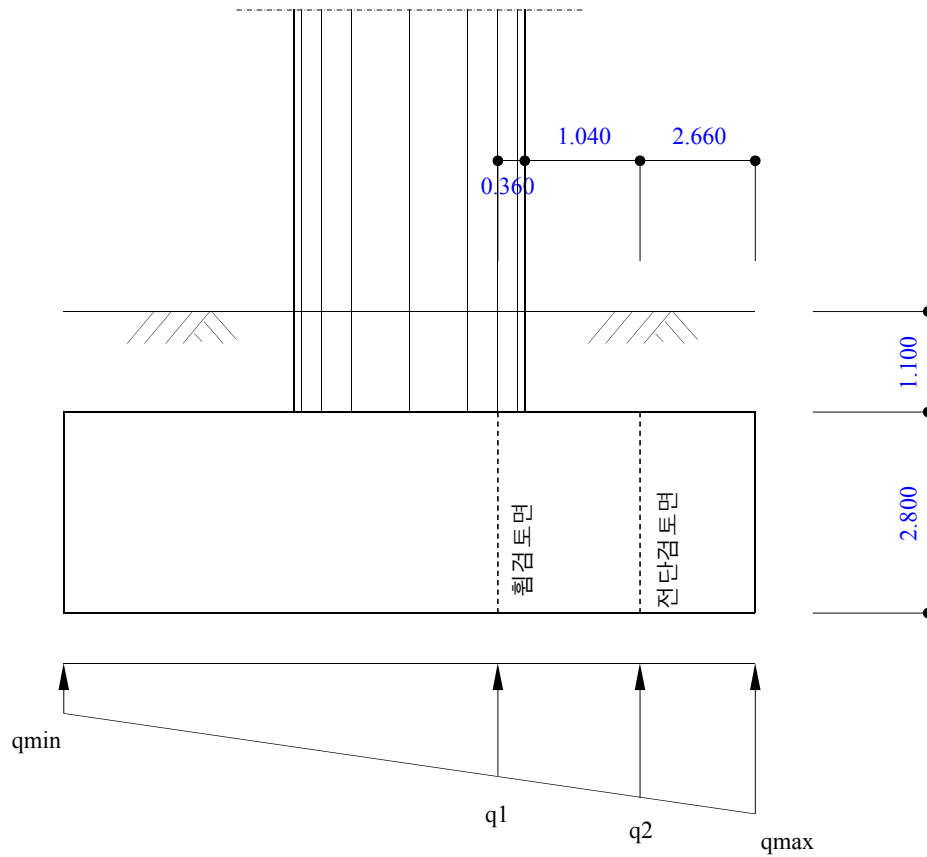
$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 587.691 + 429.028) - \\
 &\quad 1.35 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 3644.473 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (587.691 + 483.740) - 1.35 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 1178.661 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㅁ. 지진시

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 513.255 + 336.648) - \\
 &\quad 1.0 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 3179.575 \text{ kN} \cdot \text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (513.255 + 397.547) - 1.0 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 1028.892 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

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

$$= \frac{36581.079}{(11.000 \times 11.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.693) / 11.000 \}$$

$$q_{\max} = 416.555 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 332.231 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 188.091 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 361.308 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

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

$$= \frac{36581.079}{(11.000 \times 11.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.805) / 11.000 \}$$

$$q_{\max} = 435.079 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 337.081 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 169.567 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 370.873 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

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

$$= \frac{33025.685}{(11.000 \times 11.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.437) / 11.000 \}$$

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

$$= \frac{66051.370}{(11.000 \times 12.188)} = 492.659 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 486.910 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = 328.961 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 58.969 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 383.426 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 416.555 + 332.231) -$$

$$2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2636.118 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.660}{2} \times (416.555 + 361.308) - 2.800 \times 2.660 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 852.083 \text{ kN}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 435.079 + 337.081) -$$

$$2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 2751.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.660}{2} \times (435.079 + 370.873) - 2.800 \times 2.660 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 889.441 \text{ kN}$$

ㅁ. 지진시

$$M_d = \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 486.910 + 328.961) -$$

$$2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

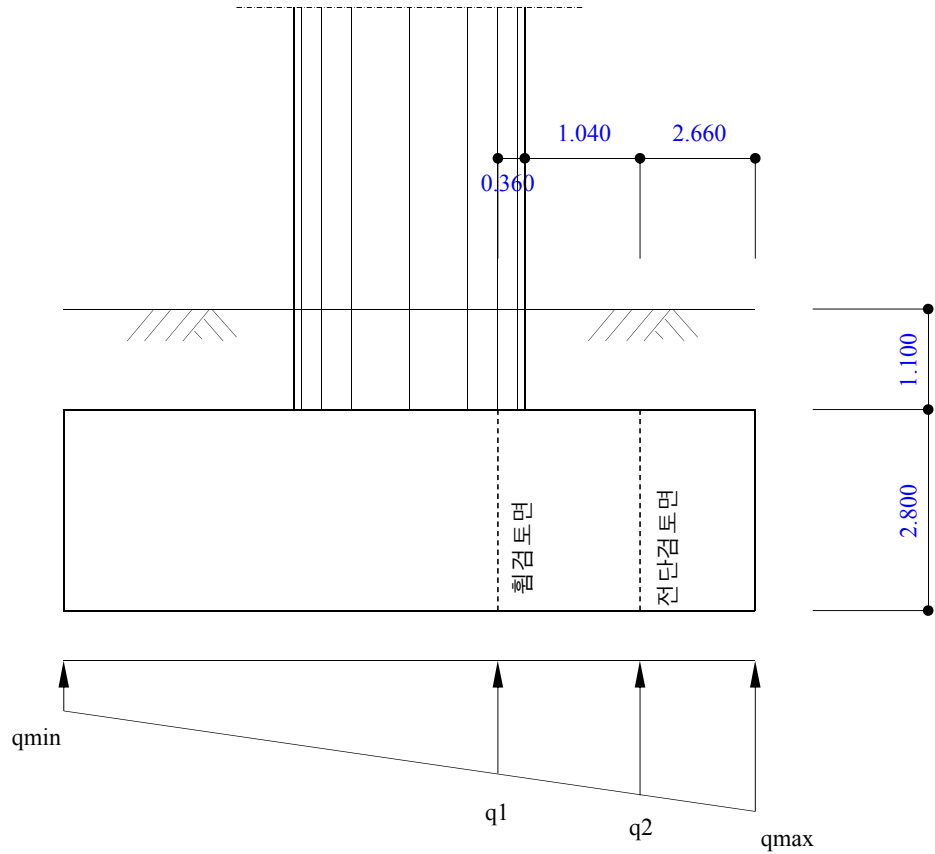
$$= 3013.697 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.660}{2} \times (486.910 + 383.426) - 2.800 \times 2.660 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 975.070 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

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

$$= \frac{59308.687}{(11.000 \times 11.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.022}{11.000} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 495.915 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 491.663 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 484.394 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 493.129 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

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

$$= \frac{50421.570}{(11.000 \times 11.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.814}{11.000} \right\}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 601.747 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 465.154 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 231.668 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 512.255 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= \frac{33155.155}{(11.000 \times 11.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.587) / 11.000 \} \\
 q_{\max} &= \frac{2 \sum V / Lx}{(e > B/6 \text{ 일 경우})} \\
 &= \frac{66310.310}{(11.000 \times 11.740)} = 513.486 \text{ kN/m}^2 \\
 \\
 q_{\max} &= 511.163 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 336.101 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 36.856 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 396.467 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 495.915 + 491.663) - \\
 &\quad 1.6 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 3170.928 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (495.915 + 493.129) - 1.6 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 1023.466 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 601.747 + 465.154) - \\
 &\quad 1.35 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 3820.946 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (601.747 + 512.255) - 1.35 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 1235.280 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㅂ. 지진시

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{4.060^2}{6} \times (2 \times 511.163 + 336.101) - \\
 &\quad 1.0 \times 2.800 \times \frac{4.060^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 3166.573 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.660}{2} \times (511.163 + 396.467) - 1.0 \times 2.800 \times \\
 &\quad \frac{2.660}{2} \times 24.5 \\
 &= 1024.672 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 $B = 11.000 \text{ m}$

2) 교축방향 $B = 11.000 \text{ m}$

$$\beta = 1.000$$

$$A_{sm} = 2 / (\beta + 1) = 1.000 \text{ Ass}$$

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	2808.527	2751.221
계수하중	전 단 력(KN)	1178.661	1235.280
	모 멘 트(KN·m)	3644.473	3820.946

* 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)	2808.527	2751.221
계수하중	전 단 력(KN)	1178.661	1235.280
	모 멘 트(KN·m)	3644.473	3820.946

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

$f_{ck} = 30$ Mpa $f_y = 400$ 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	2800.00	2650.00	150.00	3644.473	1178.661	2808.527

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	8	EA =	3096.800	mm ² ,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	22	-	8	EA =	3096.800	mm ² ,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 6193.600 mm² [사용률 1.603]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 97.155$ mm

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06541 > 0.004$ - 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 $A_s = 3864.401$ mm²

철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 106064.11 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 9275.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5152.53 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{min} < P_{used} < P_{max}$ -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 98.781 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 5798.568 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 3644.473 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.591] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2650.00 / 1000$$

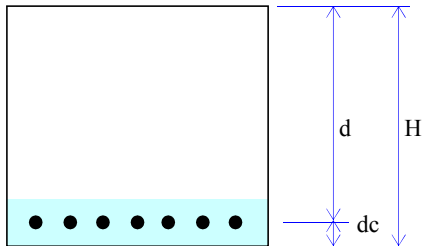
$$= 2056.24 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 2056.24 > V_u = 1178.661 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	2800.00	mm,	$B =$	1000.00	mm,
$d =$	2650.00	mm,	$d_c =$	150.00	mm,
$M_o =$	2808.527	kN·m,	$A_s =$	6193.600	mm ²
$N =$	8		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 437.958 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 181.092 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 185.185 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 202.750 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 203 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

2) 교축방향

$f_{ck} = 30$ Mpa $f_y = 400$ 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	2800.00	2650.00	150.00	3820.946	1235.280	2751.221

가) 휨검토

Use As (1단) :	H	22	-	8	EA =	3096.800	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use As (2단) :	H	22	-	8	EA =	3096.800	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use As (3단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ²	,	d2 =	0	mm

→ Use As (total) = 6193.600 mm² [사용률 1.528]

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 97.155 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.06541 > 0.004 \quad \text{--- O.K. ---}$$

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

$\epsilon_t > 0.005$ 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.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 4053.822 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 106064.11 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 9275.00 \text{ mm}^2$$

$$\frac{4}{3} \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 5405.10 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max}$ -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 98.781 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 5798.568 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 3820.946 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.518] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2650.00 / 1000$$

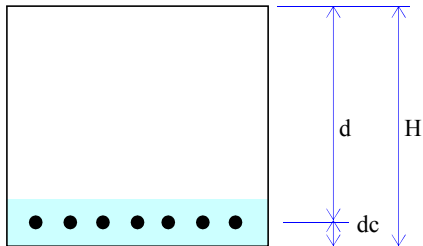
$$= 2056.24 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 2056.24 > V_u = 1235.280 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa,}$$

$$H = 2800.00 \text{ mm,}$$

$$B = 1000.00 \text{ mm,}$$

$$d = 2650.00 \text{ mm,}$$

$$dc = 150.00 \text{ mm,}$$

$$M_o = 2751.221 \text{ kN} \cdot \text{m,}$$

$$A_s = 6193.600 \text{ mm}^2$$

$$N = 8$$

$$n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 437.958 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 177.397 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - Dc_{\min} - x) / (D - x) = 173.387 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.000 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 231.686 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 232 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

10.7 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 기둥검토

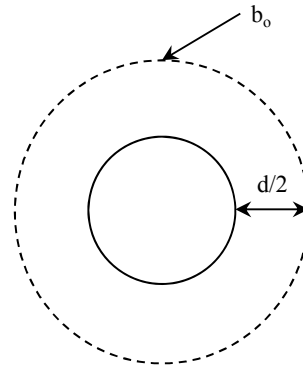
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 42321.865 kN

■ 편치 전단 검토위치: 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.800 + 1.325) \\ &= 19.635 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.000$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2) \times 5477.226 \times 19.635 \times 2.650 \\ &= 142497.566 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.699) \times 5477.226 \times 19.635 \times 2.650 \\ &= 175699.498 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 19.635 \times 2.650 \\ &= 94998.377 \text{ kN} \end{aligned}$$

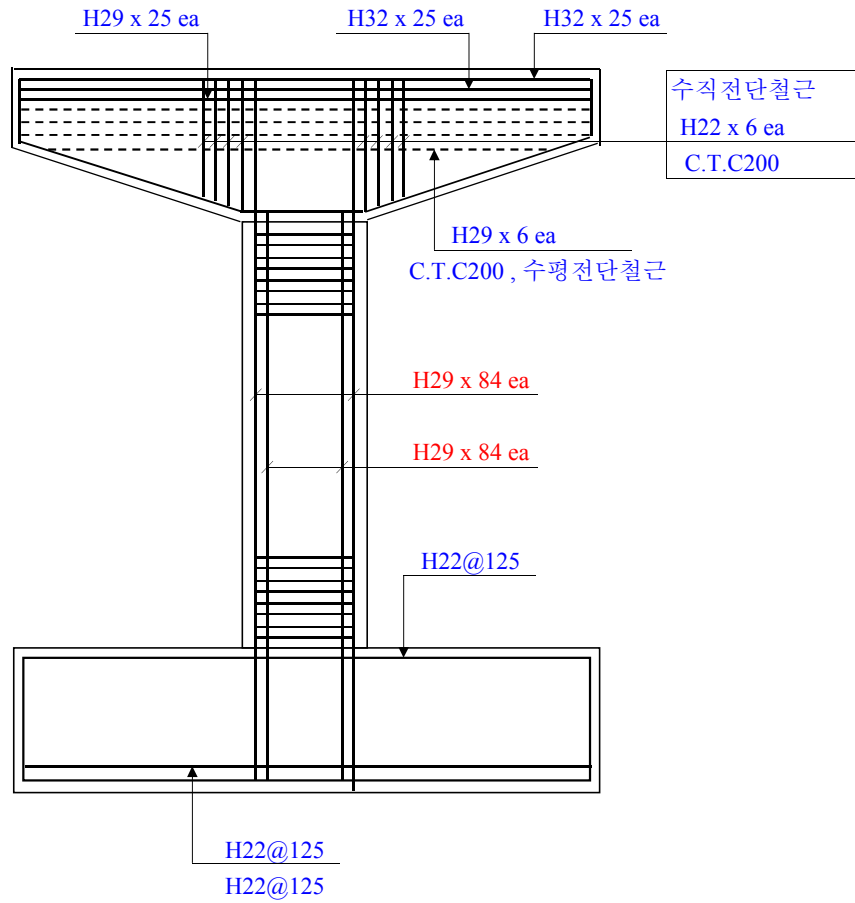
$$\therefore \text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 94998.377 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 94998.377 \\ &= 80748.620 \text{ kN} \geq V_u = 42321.865 \text{ kN} \text{ ---- O.K} \end{aligned}$$

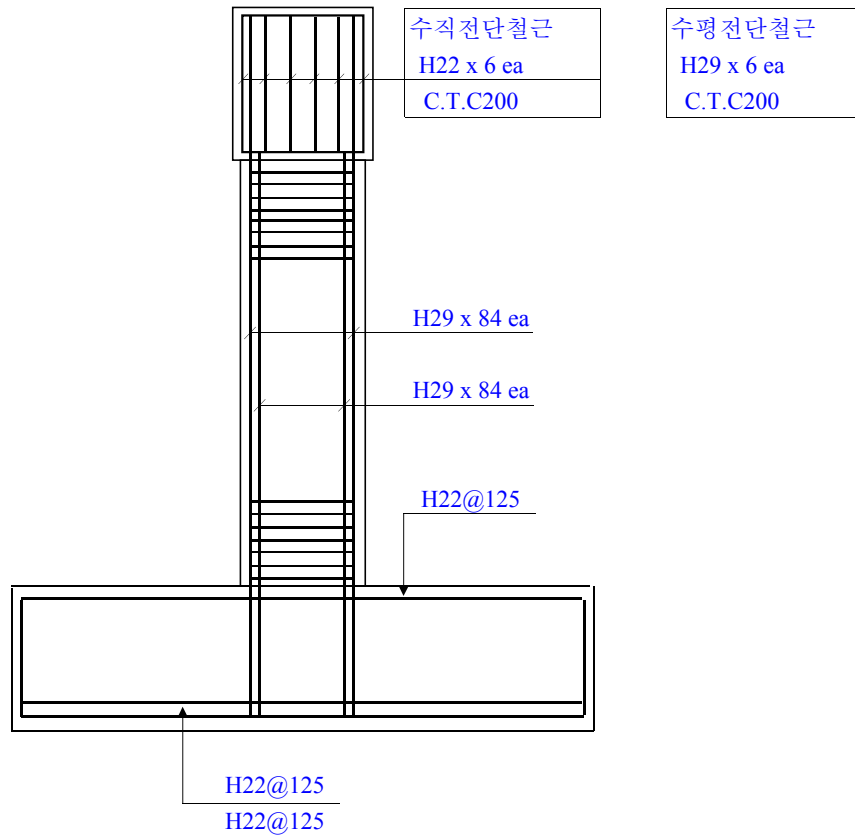
11. 주철근 조립도

P5

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 11370.38 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 2204.88 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 1446.29 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

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

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 8.188 \times 49.920 / 2 / 5 \text{ shoe} = 61.312 \text{ kN}$$

$$P_w = 137.398 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 452.850 \text{ kN} \quad R_{EQ} = 396.772 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 11370.38 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 2204.880 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 1446.29 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 1000.000 / 5 \text{ shoe} = 200.000 \text{ kN}$$

- 장대레일중하중

$$H_R = 299.52 / 5 \text{ shoe} = 59.904 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 1705.56 / 5 \text{ shoe} = 341.11 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 2204.88 + 1446.29 = 3651.170 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} = 341.111 \text{ kN}$$

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

$$\text{허용응력 할증계수} = 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 3651.17 / 1.00 = 3651.170 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 341.11 / 1.00 = 341.111 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 / 1.00 = 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	2204.88	+	1446.29	+	0.00	=	3651.170	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3651.17	/	1.00			=	3651.170	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	2204.88	+	1446.29			=	3651.170	kN
교축방향하중						=	59.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	3651.17	/	1.00			=	3651.170	kN
할증적용 교축하중	59.90	/	1.00			=	59.904	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	2204.880	kN
교축방향하중						=	59.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	2204.88	/	1.00			=	2204.880	kN
할증적용 교축하중	59.90	/	1.00			=	59.904	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	2204.88	+	1446.29			=	3651.170	kN
교축방향하중	200.00	+	59.90			=	259.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	3651.17	/	1.15			=	3174.930	kN
할증적용 교축하중	259.90	/	1.15			=	226.003	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	2204.88	+	1446.29	+	0.00			
		+	0.00	+	137.40	=	3788.568	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	61.31	=	61.312	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	3788.57	/	1.25			=	3030.855	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	61.31	/	1.25			=	49.049	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	2204.88	+	1446.29	+	396.77	=	4047.942	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	452.850	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	4047.94	/	1.60			=	2529.964	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	452.85	/	1.60			=	283.031	kN

2) 받침용량 산정 (PSC용 SHOE 4500 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	3788.568	61.312	452.850
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규격: 570 × 686 mm

- 높이: 225 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 400 \text{ mm} \quad [\ell > 40\text{m}]$$

$$= 625.000 > 400.00$$

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 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 301.348$$

② 연단 거리에 대한 검토

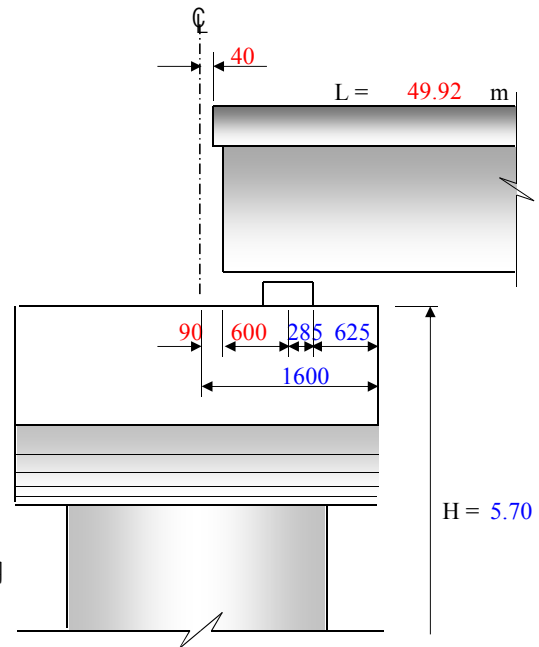
$$S_1 = 600 \text{ mm}$$

$$S_2 = 570 / 2 = 285 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 450 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 600 + 285 + 450 = 1335 \text{ mm}$$

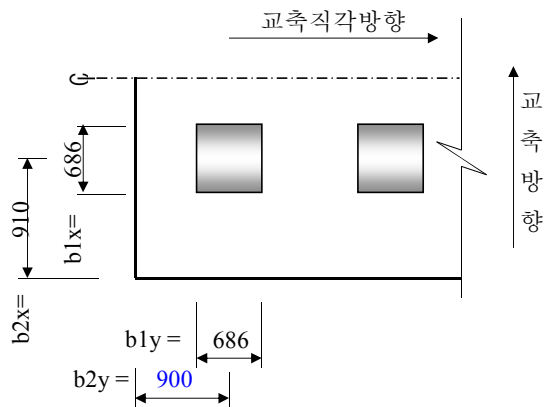
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 1335 \text{ mm} < 1510.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	3651.17 kN	- 연직하중 지진시 :	2529.96 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	341.11 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	49.05 kN	- 교축직각방향 :	283.03 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 910 = 1820.0 < 5 \times b1x = 3430.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 900 = 1800.0 < 5 \times b1y = 3430.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 686 / 1820) \times 3651170 / 180 = 3159.67 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 686 / 1820) \times 2529964 / 180 = 2189.39 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 686 / 1800) \times 3651170 / 180 = 3138.43 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 686 / 1800) \times 2529964 / 180 = 2174.68 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 341111 / 180 = 1895.06 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

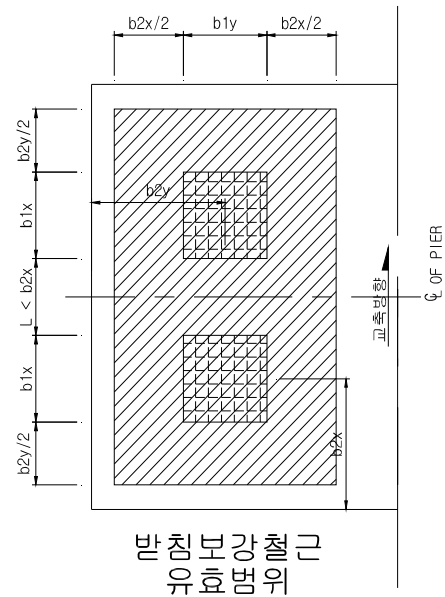
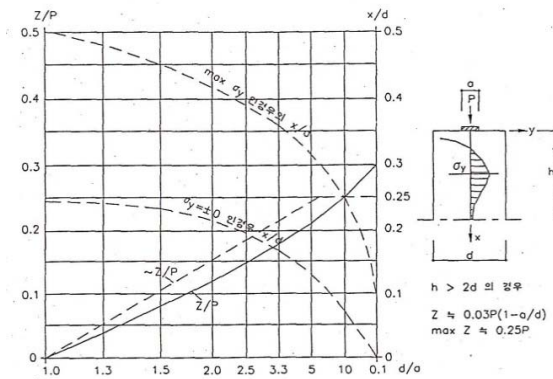
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 49049 / 180 = 272.50 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 283031 / 180 = 1572.40 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1596.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인근슈와 코핑의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 798.0 + 690.0 = 1488.0 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 11 = 1375.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1586.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 12 = 1500.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<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	1586.0	/	686.0 = 2.312	0.41	650.26
교 축 방 향	1596.0	/	686.0 = 2.327	0.42	670.32

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$A_{sx} = Asx1 + Asx2$$

$$A_{sx(\text{상시})} = 3159.67 + 1895.06 = 5054.73 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx(\text{지진})} = 2189.39 + 0.00 = 2189.39 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } Asx = \text{H19} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 6303 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$A_{sy} = Asy1 + Asy2 =$$

$$A_{sy(\text{상시})} = 3138.43 + 272.50 = 3410.93 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy(\text{지진})} = 2174.68 + 1572.40 = 3747.07 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$\text{Use } Asy = \text{H16} - 12 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4766 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{341111}{180} = 1895.06 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = \text{H16} - 12 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2383 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{283031}{180} = 1572.40 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = \text{H16} - 13 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2582 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

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

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 910 \times (2 \times 910 + 2 \times 50 + 686) = 3353751 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{341111}{3353751} = 0.102 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 900 \times (2 \times 900 + 2 \times 50 + 686) = 3291441 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{283031}{3291441} = 0.086 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

12.2 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4822.70 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 914.01 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 985.86 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

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

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 8.188 \times 24.920 / 2 / 5 \text{ shoe} = 30.607 \text{ kN}$$

$$P_w = 70.304 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 345.780 \text{ kN} \quad R_{EQ} = 300.403 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4822.70 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 914.010 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 985.86 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 662.50 / 5 \text{ shoe} = 132.500 \text{ kN}$$

- 장대레일중하중

$$H_R = 149.52 / 5 \text{ shoe} = 29.904 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 723.41 / 5 \text{ shoe} = 144.68 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 741.360 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 914.01 + 985.86 = 1899.874 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} = 144.681 \text{ kN}$$

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

$$\text{허용응력 할증계수} = 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1899.87 / 1.00 = 1899.874 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 144.68 / 1.00 = 144.681 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 / 1.00 = 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	914.01	+	985.86	+	0.00	=	1899.874	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1899.87	/	1.00			=	1899.874	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	914.01	+	985.86			=	1899.874	kN
교축방향하중						=	29.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1899.87	/	1.00			=	1899.874	kN
할증적용 교축하중	29.90	/	1.00			=	29.904	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	914.010	kN
교축방향하중						=	29.904	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	914.01	/	1.00			=	914.010	kN
할증적용 교축하중	29.90	/	1.00			=	29.904	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	914.01	+	985.86			=	1899.874	kN
교축방향하중	132.50	+	29.90			=	162.404	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1899.87	/	1.15			=	1652.064	kN
할증적용 교축하중	162.40	/	1.15			=	141.221	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	914.01	+	985.86	+	0.00			
		+	0.00	+	70.30	=	1970.178	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	30.61	=	30.607	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	1970.18	/	1.25			=	1576.142	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	30.61	/	1.25			=	24.485	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	914.01	+	985.86	+	300.40	=	2200.277	kN
교축방향하중						=	741.360	kN
교축직각방향하중						=	345.780	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2200.28	/	1.60			=	1375.173	kN
할증적용 교축하중	741.36	/	1.60			=	463.350	kN
할증적용 교직하중	345.78	/	1.60			=	216.113	kN

2) 받침용량 산정 (SCP용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	1970.178	30.607	345.780
교축방향		162.404	741.360

3) 교좌장치 제원

- 규격: 365 × 519 mm
- 높이: 183 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 250 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 909.500 > 250.00$$

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 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 259.598$$

② 연단 거리에 대한 검토

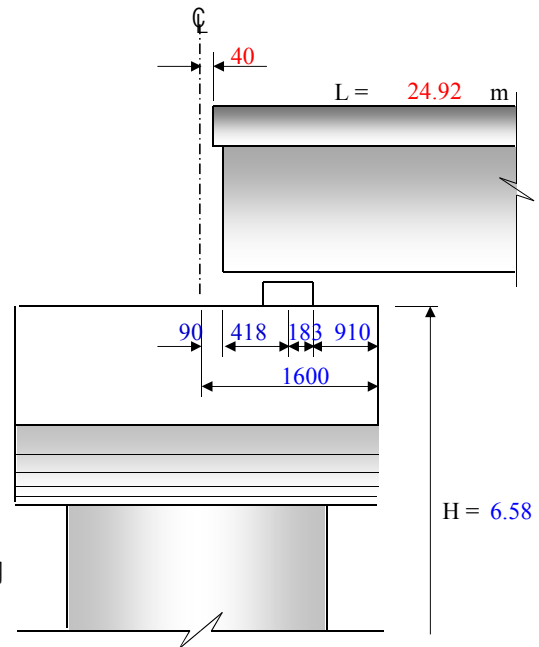
$$S_1 = 418 \text{ mm}$$

$$S_2 = 365 / 2 = 182.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 325 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 418 + 182.5 + 325 = 925.5 \text{ mm}$$

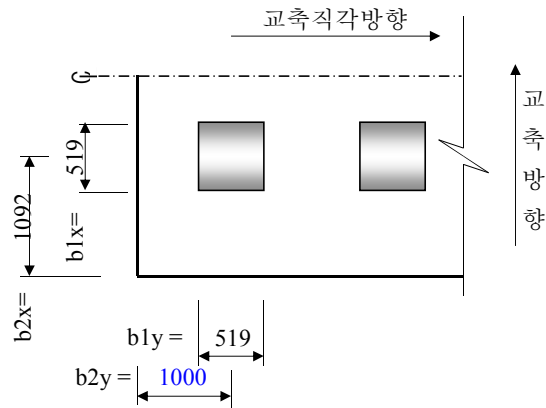
$$\therefore \text{Max}(N, \sum S) = 925.5 \text{ mm} < 1510.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1899.87 kN	- 연직하중 지진시 :	1375.17 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	144.68 kN	- 교 축 방 향 :	463.35 kN
- 교축직각방향 :	24.49 kN	- 교축직각방향 :	216.11 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 1092 = 2184.0 < 5 \times b1x = 2595.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b1y = 2595.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 2184) \times 1899874 / 180 = 2011.66 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 2184) \times 1375173 / 180 = 1456.08 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 2000) \times 1899874 / 180 = 1953.97 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 2000) \times 1375173 / 180 = 1414.33 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 144681 / 180 = 803.78 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 463350 / 180 = 2574.17 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

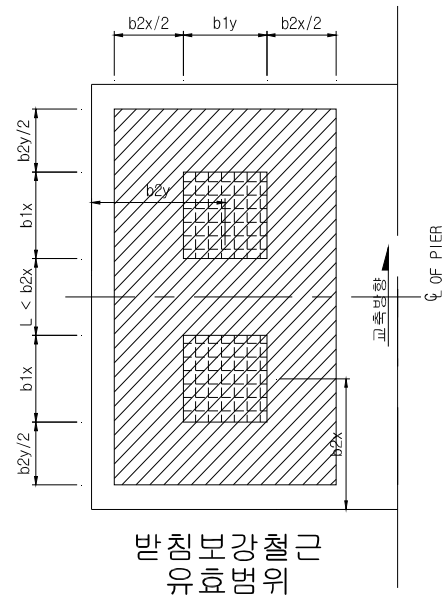
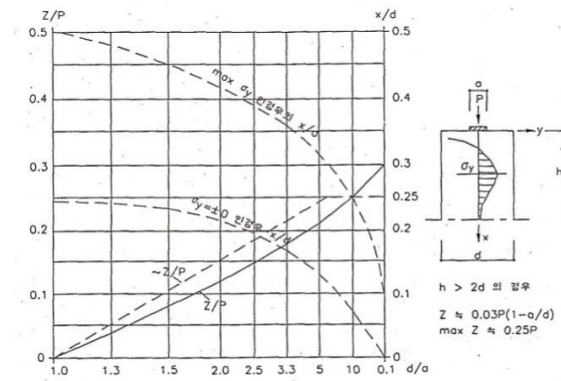
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 24485 / 180 = 136.03 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 216113 / 180 = 1200.63 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1611.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인근슈와 코핑의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 805.5 + 508.0 = 1313.5 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1519.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 12 = 1500.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<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	1519.0 / 519.0 = 2.927	0.43	653
교 축 방 향	1611.0 / 519.0 = 3.104	0.42	677

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sx} &= Asx1 + Asx2 \\
 A_{sx(\text{상시})} &= 2011.66 + 803.78 = 2815.44 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sx(\text{지진})} &= 1456.08 + 2574.17 = 4030.25 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asx = \text{H19} - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 5730 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sy} &= Asy1 + Asy2 = \\
 A_{sy(\text{상시})} &= 1953.97 + 136.03 = 2090.00 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sy(\text{지진})} &= 1414.33 + 1200.63 = 2614.95 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asy = \text{H16} - 12 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4766 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{463350}{180} = 2574.17 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = \text{H19} - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 3152 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{216113}{180} = 1200.63 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = \text{H16} - 13 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2582 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

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

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 1092 \times (2 \times 1092 + 2 \times 50 + 519) = 4328732 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{463350}{4328732} = 0.107 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 1000 \times (2 \times 1000 + 2 \times 50 + 519) = 3703825 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{24485}{3703825} = 0.007 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

산운교 교각 구조계산서

P6

° 상부형식 : PSC+ PSC

(L= 25m +25m)

° 하부형식 : T 형교각

° 높 이 : 9.00m

° 기 초 : 직접기초

0. 해석결과 요약

■ 기초 지지력 검토

구 분			허용값	발생값	안전율	비 고
기초안전성	평상시	허용지지력 (kN)	336,877.9	26,009.8	13.0	OK
	지진시		299,132.5	23,514.8	12.7	OK
최대지반반력	교직	평상시	축력 최대 (kN/m ²)	296.2	3.4	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	290.6	3.4	OK
		지진시	축력 최대 (kN/m ²)	438.3	3.4	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	438.3	3.4	OK
	교축	평상시	축력 최대 (kN/m ²)	388.7	2.6	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	388.7	2.6	OK
		지진시	축력 최대 (kN/m ²)	440.0	3.4	OK
			모멘트 최대 (kN/m ²)	440.0	3.4	OK

■ 기초 전도 검토

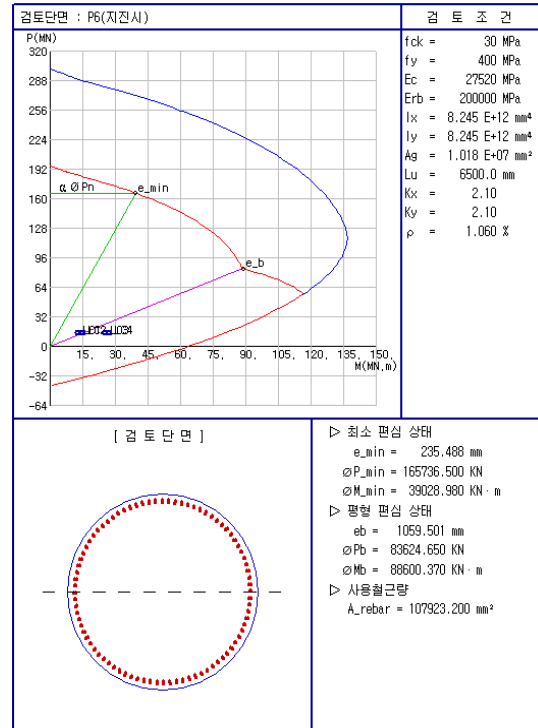
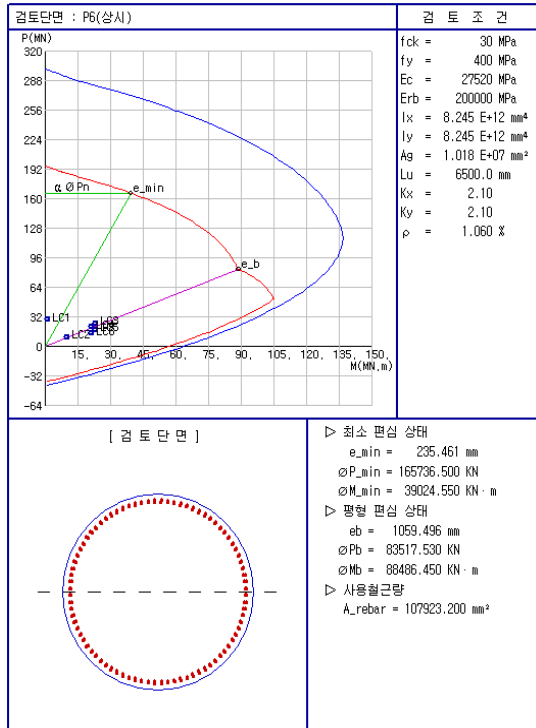
구 분			허용값	발생값	안전율	비 고
교직	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.7	0.4	4.2	OK
	지진시		3.3	1.4	2.3	OK
교축	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.7	0.8	2.0	OK
	지진시		3.3	1.5	2.3	OK

■ 기초 활동 검토

구 분			허용 안전율	안전율	비 고
교직	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.5	14.0	OK
	지진시		1.2	4.6	OK
교축	평상시	축력 및 모멘트 최대	1.5	6.3	OK
	지진시		1.2	3.3	OK

■ 기둥의 단면 설계

구 분		연직력 (kN)	수평력 (kN)	모멘트 (kN · m)
교직	축력최대	28968	0	0
	모멘트최대	20802	448	12423
	편심최대	13924	448	12423
	탄성설계	14997	2740	26990
	소성설계	-	-	-
교축	축력최대	28968	0	775
	모멘트최대	24722	3084	22086
	편심최대	17844	3084	22086
	탄성설계	14997	3861	24491
	소성설계	-	-	-



■ 단면 횡설계

단면위치		깊이 (mm)	피복 (mm)	Req.As (mm ²)	Use.As (mm ²)	Mu(kN.m)	ΦMn(kN.m)	안전도	비 고
코핑부	Deep Beam	3,000	150	14,322	39,710	14,514	37,165	2.6	OK
	Cobel	3,000	150	27,360	39,710	-	-	1.5	OK
기 초	교직방향	2,500	150	2,565	4,584	2,151	3,818	1.8	OK
	교축방향	2,500	150	3,148	4,584	2,635	3,818	1.4	OK

■ 철근배근

단면위치	코 핑	기 동	기초 교축직각	기초 교축
1단 배근	H 32 - 25ea	H 29 - 84ea	H 19 - 8ea	H 19 - 8ea
2단 배근	H 32 - 25ea	H 29 - 84ea	H 19 - 8ea	H 19 - 8ea
3단 배근	H 0 - 25ea	H 0 - 0ea	H 0 - 0ea	H 0 - 0ea

■ 단면 전단 설계

단면위치		깊이 (mm)	철근 직경 (mm)	다리수	간격 (mm)	Use.As (mm ²)	Vu(kN)	ΦVn(kN)	안전도	비 고
코핑부	Deep Beam	3,000	19	6	200	1,719	10,957	15,405	1.4	OK
	Cobel	3,000	19	6	9단		10,028	15,471	1.5	OK
기 초	교직방향	2,500					787	1,823	2.3	OK
	교축방향	2,500					963	1,823	1.9	OK

1. 설계 조건

1.1 형식

- 1) 상부형식 ; **PSC** + **PSC**
 평면선형 R = ∞ 설계지간 L = **24.000** m
 평면선형 R = ∞ 설계지간 L = **24.000** m
- 2) 교각형식 ; T 형교각 (H = **9.000** M)
- 3) 기초형식 ; **직접기초** (L = 0.000 m)

1.2 설계하중

- 1) 고정하중
 철근콘크리트 단위중량 : **24.5** kN/m³
- 2) 활 하 중 : **KRL2012** (복 선)
 충격계수 i (%) ; **PSC** (시점측) = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.126}$
PSC (종점측) = $\frac{1.44}{\sqrt{Lc} - 0.2} - 0.18 = \mathbf{0.126}$
- 3) 풍 하 중
 교량상에 열차가 있을때 W = **1.5** kN/m²
 교량상에 열차가 없을때 W = **3.0** kN/m²
 원형 또는 이에 준하는 단면을 갖는 부재에 고려할 풍하중은 위에 규정한 값의 **0.6** 배로 한다.
- 4) 종 하 중 (충격은 고려하지 않음)
 ① KL2012
 제동하중 : $20\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 6000\text{kN}$
 시동하중 : $33\text{kN/m} \times L(\text{m}) \leq 1000\text{kN}$
 ②장대레일 종하중 : 레일 신축이음장치가 없는 경우 - $f_0 = \pm 3 L$
 레일 신축이음장치가 있는 경우 - $f_0 = \pm 500$
- 5) 원 심 하 중
 충격을 고려치않은 활하중에, 열차하중에 따른 계수 α 를 곱한크기로 하고 궤도면상 1.8m 높이에서 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 6) 차 량 횡 하 중
 레일윗면에 교축직각방향으로 **0** kN 으로 정한다.
 자갈도상을 가지는 교량상부의 설계에는 고려하지 않는다.
- 7) 지진하중
 가속도계수 Kh = **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 $E_c = 8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} \text{ (} f_{cu}=f_{ck}+4 \text{)}$
 $= 27500 \text{ MPa}$

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 $= 1000$
 지진시 $= 1500 \text{ (1.5배)}$

7) 기초의 각종 계수들

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

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

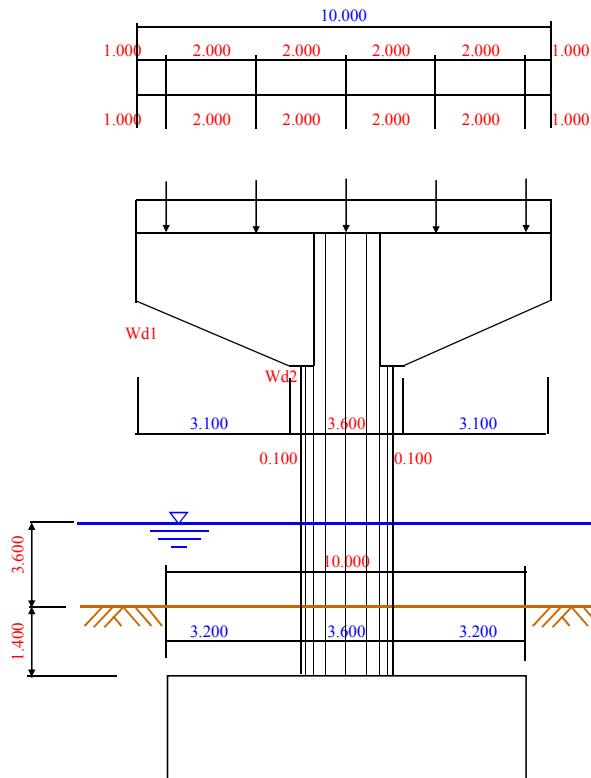
1.5 참고문헌

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

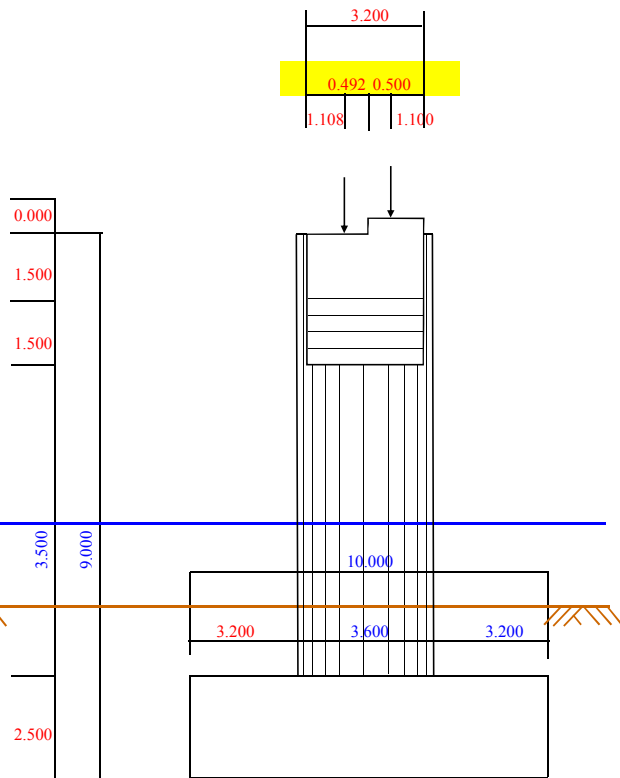
P6

1.1 교각 단면 제원

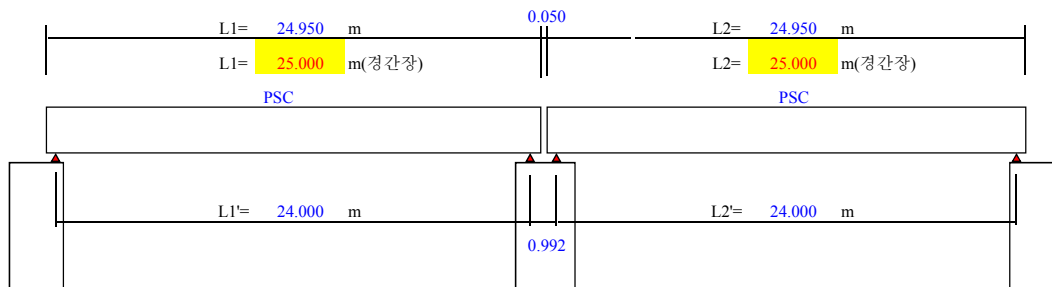
1) 교축직각방향



2) 교축 방향

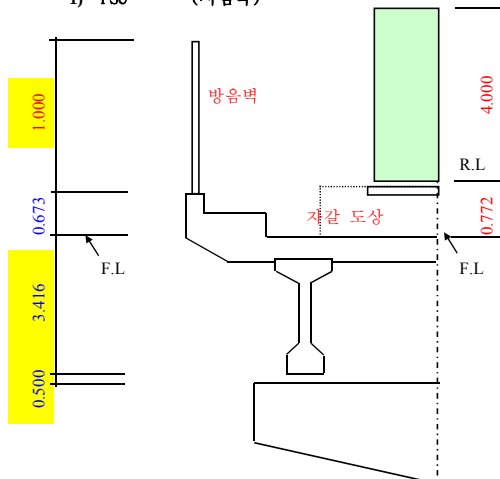


1.2 상부 제원

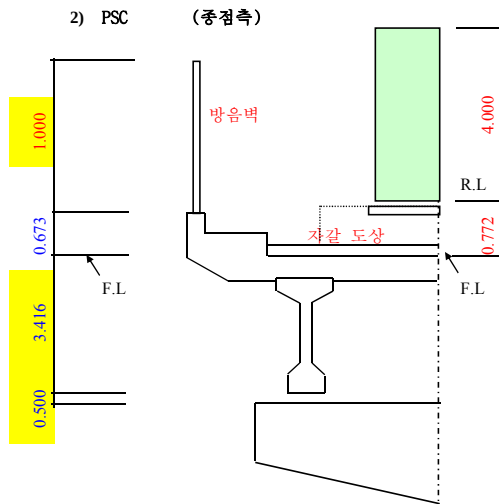


1.3 하중작용 위치산정

1) PSC (시점측)



▶ 원심하중	=	KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용	
		6.488	M
▶ 차량 횡하중	=	(레일상단에서 작용)	
		6.688	M
▶ 풍하중(열차비제하)	=	3.0445	M
풍하중(열차제하)	=	4.594	M
▶ 지진하중(고정하중)	=	2.208	M



- ▶ 원심하중 = 6.488 M
 - ▶ 차량 횡하중 = (레일상단에서 작용)
 - ▶ 풍하중(열차비재하) = 4.688 M
 - ▶ 풍하중(열차재하) = 3.0445 M
 - ▶ 지진하중(고정하중) = 4.594 M
 - ▶ 지진하중(고정하중) = 2.208 M
- KL2012 : 레일상단에서 1.8m높이에서 작용

3. 하 중 계 산

3-1.1 교축직각방향에 대한 하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

구 분		G1	G2	G3	G4	G5		Σ
고정하중 반력(KN)	PSC	1038.51	914.01	917.66	914.01	1038.51		4822.70
	PSC	1038.51	914.01	917.66	914.01	1038.51		4822.70
계		2077.02	1828.02	1835.32	1828.02	2077.02		9645.40

■ 교각자중

- COPING ;

$$Wd1 = 1.500 \times 3.200 \times 24.500 = 117.600 \text{ kN/m}$$

$$Wd2 = 3.000 \times 3.200 \times 24.500 = 235.200 \text{ kN/m}$$

- 기 등 ; $Pc = \pi / 4 \times 3.600^2 \times 24.500$
 $\times 3.500 = 872.829 \text{ kN}$

- 기 초 ; $Wf1 = 2.500 \times 10.000 \times 24.500 = 612.500 \text{ kN/m}$

2) 활 하 중

■ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

- PSC(25m)

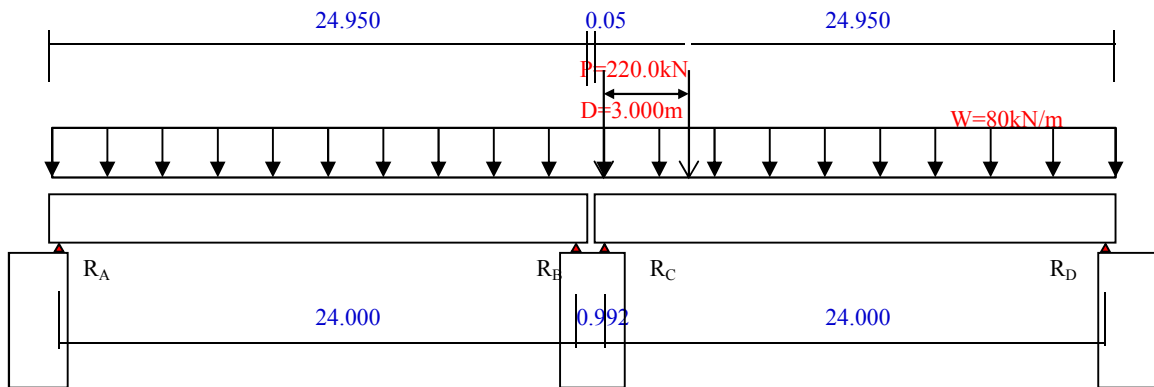
구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (복선)	0.146	0.270	0.169	0.270	0.146		1.00
활 하 중 (단선)	0.292	0.462	0.169	0.078	0.000		1.00
보도 하중 (복선)	0.162	0.159	0.157	0.159	0.162		0.80
보도 하중 (단선)	0.384	0.269	0.157	0.048	-0.060		0.80

- PSC(25m)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
활 하 중 (복선)	0.146	0.270	0.169	0.270	0.146		1.00
활 하 중 (단선)	0.292	0.462	0.169	0.078	0.000		1.00
보도 하중 (복선)	0.162	0.159	0.157	0.159	0.162		0.80
보도 하중 (단선)	0.384	0.269	0.157	0.048	-0.060		0.80

■ 활하중반력 (KN)

① 활하중(KL2012) 재하시



$$\begin{aligned} R_A &= 998.665 \text{ KN} & , & & R_C &= 1410.500 \text{ KN} \\ R_B &= 997.335 \text{ KN} & , & & R_D &= 1025.500 \text{ KN} \end{aligned}$$

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 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	308.40	555.42	353.75	555.42	308.40		2081.39
R_{LC}	429.04	778.53	493.40	778.53	429.04		2908.54
ΣR_L	737.44	1333.95	847.14	1333.95	737.44		4989.93

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	311.58	475.03	176.87	80.34	-3.18		1040.64
R_{LC}	432.23	665.91	246.70	112.56	-3.18		1454.22
ΣR_L	743.81	1140.94	423.57	192.90	-6.36		2494.86

■ 충격 고려시 활하중반력 (KN)

구 분 (복선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R_{LB}	345.22	623.52	396.37	623.52	345.22		2333.87
R_{LC}	481.12	874.84	553.68	874.84	481.12		3265.62
ΣR_L	826.35	1498.36	950.05	1498.36	826.35		5599.48

구 분 (단선)	G1	G2	G3	G4	G5		Σ
R _{LB}	348.41	533.29	198.19	90.17	-3.18		1166.88
R _{LC}	484.31	748.31	276.84	126.48	-3.18		1632.75
ΣR _L	832.71	1281.61	475.03	216.65	-6.36		2799.63

3) 차량 횡하중

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

$$\begin{aligned}
 \sum PLf &= 0.000 \text{ kN} \\
 MLfb &= 0.000 \times 4.688 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 MLfc &= 0.000 \times 4.688 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 \sum MLf &= 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정

- PSC

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

구 분	MLf	ΣXi ²	Xi	Pic(tf)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	0.000	↓
G5			-4.000	0.000	↓

- PSC

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

구 분	MLf	ΣXi ²	Xi	Pib(tf)	비 고
G1	0.000	40.000	4.000	0.000	↑
G2			2.000	0.000	↑
G3			0.000	0.000	-
G4			-2.000	0.000	↓
G5			-4.000	0.000	↓

4) 원심하중

▣ 원심하중 계수 산정

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

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots b \text{ 지점}$$

$$\alpha (\max) = \frac{V^2 f}{127 R} = \frac{250^2 \times 0.516}{127 \times \infty} = 0.000 \quad \dots c \text{ 지점}$$

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

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

가) 복선

$$\text{교각반력 (PL) :} \quad \text{지점b } 2081.39 \text{ kN}, \quad \text{지점c } 2908.54 \text{ kN}$$

$$P_{cb} = 2081.39 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 2908.54 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + (-2.000)^2 + (-4.000)^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{pb1} = 0.000 \times 4.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb2} = 0.000 \times 2.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb3} = 0.000 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb4} = 0.000 \times (-2.000) / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb5} = 0.000 \times (-4.000) / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{pc1} = 0.000 \times 4.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 2.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times -2.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times -4.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

나) 단선

교각반력 (PL) : 지점b 1040.64 kN , 지점c 1454.22 kN

$$P_{cb} = 1040.64 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{cc} = 1454.22 \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$\sum P_c = 0.000 \text{ kN}$$

$$M_{cb} = 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cc} = 0.000 \times 6.488 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\sum M_c = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{pb1} = 0.000 \times 4.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb2} = 0.000 \times 2.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb3} = 0.000 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb4} = 0.000 \times -2.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pb5} = 0.000 \times -4.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{pc1} = 0.000 \times 4.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc2} = 0.000 \times 2.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc3} = 0.000 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc4} = 0.000 \times -2.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{pc5} = 0.000 \times -4.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

5) 풍 하중

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

열차의 연직투사면은 궤도면상 4.0m의 폭으로 한다.

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

COPING	Wn1	=	3.000	×	3.000	×	3.200	=	28.800	kN
기둥	Wn2	=	3.000	×	3.600	×	0.6	=	6.480	kN/m
상부구조	Wn3b	=	3.000	×	5.089	×	12.475	=	190.456	kN
	Wn3c	=	3.000	×	5.089	×	12.475	=	190.456	kN
	Mn3b	=	190.456	×	3.045			=	579.843	kN·m
	Mn3c	=	190.456	×	3.045			=	579.843	kN·m
	Σ Mn3							=	1159.686	kN·m

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \Sigma x_i^2$$

$$\Sigma x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

Rnb1	=	579.843	×	4.000	/	40.000	=	57.984	kN
Rnb2	=	579.843	×	2.000	/	40.000	=	28.992	kN
Rnb3	=	579.843	×	0.000	/	40.000	=	0.000	kN
Rnb4	=	579.843	×	-2.000	/	40.000	=	-28.992	kN
Rnb5	=	579.843	×	-4.000	/	40.000	=	-57.984	kN

- PSC

$$R_{ni} = M_{n3} \times x_i / \Sigma x_i^2$$

$$\Sigma x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

Rnc1	=	579.84	×	4.000	/	40.000	=	57.984	kN
Rnc2	=	579.84	×	2.000	/	40.000	=	28.992	kN
Rnc3	=	579.84	×	0.000	/	40.000	=	0.000	kN
Rnc4	=	579.84	×	-2.000	/	40.000	=	-28.992	kN
Rnc5	=	579.84	×	-4.000	/	40.000	=	-57.984	kN

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

COPING	Wt1	=	1.500	×	3.000	×	3.200	=	14.400	kN
기둥	Wt2	=	1.500	×	3.600	×	0.6	=	3.240	kN/m
상부구조	Wn3b	=	1.500	×	8.188	×	12.475	=	153.218	kN
	Wn3c	=	1.500	×	8.188	×	12.475	=	153.218	kN
	Mn3b	=	153.218	×	4.594		=	703.883	kN·m	
	Mn3c	=	153.218	×	4.594		=	703.883	kN·m	
	Σ Mn3		=				=	1407.766	kN·m	

▣ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

Rnb1	=	703.883	×	4.000	/	40.000	=	70.388	kN
Rnb2	=	703.883	×	2.000	/	40.000	=	35.194	kN
Rnb3	=	703.883	×	0.000	/	40.000	=	0.000	kN
Rnb3	=	703.883	×	-2.000	/	40.000	=	-35.194	kN
Rnb3	=	703.883	×	-4.000	/	40.000	=	-70.388	kN

- PSC

$$R_{ti} = M_{t3} \times x_i / \sum x_i^2$$

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

Rnc1	=	703.883	×	4.000	/	40.000	=	70.388	kN
Rnc2	=	703.883	×	2.000	/	40.000	=	35.194	kN
Rnc3	=	703.883	×	0.000	/	40.000	=	0.000	kN
Rnc4	=	703.883	×	-2.000	/	40.000	=	-35.194	kN
Rnc5	=	703.883	×	-4.000	/	40.000	=	-70.388	kN

6) 유 수 압 ($P = K \times V^2 \times A$)

K = 0.4 (원형) : 교각의 형상에 따라 정해지는 계수

V = Q / A = 0.00 / 500
= 0 m/sec

A = 12.960 m² : 교각의 연직투영면적

P = 0.4 × 0.000² × 12.960 = 0 kN

H = 0.6 × 수심 = 0.6 × 3.600 = 2.16 m

7) 총 돌 하중

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

$$W = 0 \text{ kN} \quad : \text{유송물의 중량}$$

$$V = V_m / 0.85 = 0 / 0.85 \quad : \text{표면유속}$$

$$= 0 \text{ m/sec}$$

$$P = 0.1 \times 0 \times 0 = 0.000 \text{ kN}$$

$$H = \text{수심} = 3.6 \text{ m}$$

■ 자동차의 충돌하중

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

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

$$\text{- 작용높이} = 1.8 \text{ m}$$

8) 지진 하중 - 교각방향 해석 (내진계산서 참조)

① 열차 주행성 확보 (100년 빈도 지진하중)

■ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	H _{EB(교직)}	85.80	129.65	146.36	129.66	85.82	577.29	1.0교직+ 0.3교축
	H _{EB(교축)}	331.61	325.71	311.63	325.72	331.57	1626.24	0.3교직+ 1.0교축
종점측	H _{EC(교직)}	88.19	132.57	149.00	132.61	88.22	590.59	1.0교직+ 0.3교축
	H _{EC(교축)}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+ 1.0교축

$$M_{eb(\text{교 직})} = 577.290 \times 2.208 = 1274.656 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교 직})} = 590.590 \times 2.208 = 1304.023 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 1274.656 \times 4.000 / 40.000 = 127.466 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 1274.656 \times 2.000 / 40.000 = 63.733 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 1274.656 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 1274.656 \times -2.000 / 40.000 = -63.733 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 1274.656 \times -4.000 / 40.000 = -127.466 \text{ kN}$$

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{EC1} = 1304.023 \times 4.000 / 40.000 = 130.402 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 1304.023 \times 2.000 / 40.000 = 65.201 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 1304.023 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 1304.023 \times -2.000 / 40.000 = -65.201 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 1304.023 \times -4.000 / 40.000 = -130.402 \text{ kN}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (100년빈도)	$H_{0E(\text{교직})}$	$M_{0E(\text{교직})}$	비고
기둥하단	1,210.225	9,785.645	1.0교직+0.3교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

■ 교좌장치에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)		G1	G2	G3	G4	G5	Σ	비고
시점측	$H_{EB(\text{교직})}$	193.38	292.14	329.64	292.17	193.40	1300.73	1.0교직+0.3교축
	$H_{EB(\text{교축})}$	723.82	709.14	676.65	709.17	723.77	3542.55	0.3교직+1.0교축
종점측	$H_{EC(\text{교직})}$	198.80	298.76	335.56	298.81	198.83	1330.76	1.0교직+0.3교축
	$H_{EC(\text{교축})}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.3교직+1.0교축

$$M_{eb(\text{교직})} = 1300.730 \times 2.208 = 2872.012 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ec(\text{교축})} = 1330.760 \times 2.208 = 2938.318 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 교좌에 작용하는 등가연직반력 산정.

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{Eb1} = 2872.012 \times 4.000 / 40.000 = 287.201 \text{ kN}$$

$$R_{Eb2} = 2872.012 \times 2.000 / 40.000 = 143.601 \text{ kN}$$

$$R_{Eb3} = 2872.012 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{Eb4} = 2872.012 \times -2.000 / 40.000 = -143.601 \text{ kN}$$

$$R_{Eb5} = 2872.012 \times -4.000 / 40.000 = -287.201 \text{ kN}$$

- PSC

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

$$\sum x_i^2 = 4.000^2 + 2.000^2 + 0.000^2 + -2.000^2 + -4.000^2 = 40.000 \text{ m}^2$$

$$R_{EC1} = 2938.318 \times 4.000 / 40.000 = 293.832 \text{ kN}$$

$$R_{EC2} = 2938.318 \times 2.000 / 40.000 = 146.916 \text{ kN}$$

$$R_{EC3} = 2938.318 \times 0.000 / 40.000 = 0.000 \text{ kN}$$

$$R_{EC4} = 2938.318 \times -2.000 / 40.000 = -146.916 \text{ kN}$$

$$R_{EC5} = 2938.318 \times -4.000 / 40.000 = -293.832 \text{ kN}$$

$$P_E = 1300.73 + 1330.760 = 2631.490 \text{ kN}$$

$$M_c = 2631.490 \times 2.208 = 5810.330 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E(\text{교 직})}$	$M_{0E(\text{교 직})}$	비 고
기둥하단	2,740.118	22107.57	1.0교 직+0.3교 축

3.2 교축방향에 대한 하중

1) 상부고정하중

	좌측 구간	우측 구간
고정 하중	4822.700 kN	4822.700 kN
편 심	0.492 m	-0.500 m

$$M_d = 4822.7 \times 0.492 + 4822.7 \times -0.500 = -38.582 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 상부활하중 (충격 미고려)

① KL2012

		좌측 구간	우측 구간
활하중	단선재하시	1040.641 kN	1454.219 kN
	복선재하시	2081.388 kN	2908.545 kN
편 심		0.492 m	-0.500 m

$$M_{L\text{단선}} = 1040.64 \times 0.492 + 1454.22 \times -0.500 = -215.114 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 2081.39 \times 0.492 + 2908.54 \times -0.500 = -430.230 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3) 상부활하중 (충격고려)

① KL2012

		좌측 구간	우측 구간
활하중	단선재하시	1166.880 kN	1632.755 kN
	복선재하시	2333.865 kN	3265.616 kN
편 심		0.492 m	-0.500 m

$$M_{L\text{단선}} = 1166.88 \times 0.492 + 1632.75 \times -0.500 = -242.273 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{L\text{복선}} = 2333.87 \times 0.492 + 3265.62 \times -0.500 = -484.546 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4) 풍 하 중

① 교량상에 열차가 없을 때 (Wn)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 3.000 \times 1.500 \times 10.000 = 45.000 \text{ kN} \\ &3.000 \times 1.500 \times 6.900 = 31.050 \text{ kN} \\ &(\quad 45.000 + 31.050 \quad) / 10.000 = 7.605 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{기둥} \quad W_{n2} = 3.000 \times 3.600 \times 0.6 = 6.480 \text{ kN/m}$$

② 교량상에 열차가 있을 때 (Wt)

$$\begin{aligned} \text{COPING} \quad W_{n1} &= 1.500 \times 1.500 \times 10.000 = 22.500 \text{ kN} \\ &1.500 \times 1.500 \times 6.900 = 15.525 \text{ kN} \\ &(\quad 22.500 + 15.525 \quad) / 10.000 = 3.803 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{기둥} \quad W_{t2} = 1.500 \times 3.600 \times 0.6 = 3.240 \text{ kN/m}$$

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)

$$R_m = 4822.70 + 997.335 = 5820.035 \text{ kN}$$

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

$$= 500.00 - 436.503 \text{ (제동하중)}$$

$$= 825.00 - 436.503 \text{ (시동하중)}$$

$$= 63.50 < T/2 = 250.00 \text{ (제동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$= 388.50 < T/2 = 412.50 \text{ (시동하중)} \quad - \text{큰값 적용}$$

$$\therefore T_f = 250.00 \text{ kN(제동하중)}, 412.50 \text{ kN(시동하중)}$$

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

$$R_m = 4822.70 + 1410.50 = 6233.200 \text{ kN}$$

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

$$= 934.980 > T/2 = 250.000 \text{ (제동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$= 934.980 > T/2 = 412.500 \text{ (시동하중)} \quad - \text{작은값 적용}$$

$$\therefore T_m = 250.000 \text{ kN(제동하중)}, 412.500 \text{ kN(시동하중)},$$

마) 설계수평력

$$T \text{ (단 선)} = T_f + T_m = 412.500 + 412.500 = 825.000 \text{ kN}$$

$$T \text{ (복 선)} = T_f + T_m = 662.500 + 662.500 = 1325.000 \text{ kN}$$

6) 장대레일 종하중

▶ 좌측구간 (A~B구간)

$$T_b = 4 \times 3 \times 24.950 = 299.400 \text{ kN}$$

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

$$= 299.40 - 361.703$$

$$= -62.30 < T/2 = 149.70$$

$$\therefore T_f = 149.70 \text{ kN}$$

▶ 우측구간 (C~D구간)

$$T_c = 4 \times 3 \times 24.950 = 299.400 \text{ kN}$$

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

$$= 723.405 > T/2 = 149.700$$

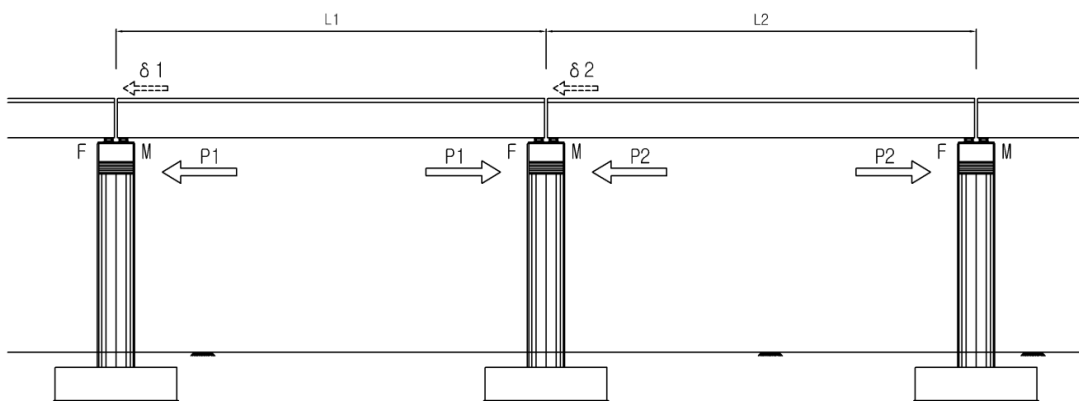
$$\therefore T_m = 149.70 \text{ kN}$$

$$T_L = T_b + T_c = 149.700 + 149.700 = 299.400 \text{ kN}$$

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

$$T_{s1} = 4822.70 \times 0.150 = 723.405 \text{ kN}$$

$$T_{s2} = 4822.70 \times 0.150 = 723.405 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중+열차하중의 슈마찰에 의한 수평력

$$Ts1' = 7156.57 \times 0.150 = 1073.485 \text{ kN}$$

$$Ts2' = 8088.32 \times 0.150 = 1213.247 \text{ kN}$$

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

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

$$P1 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 8916.538 \text{ kN}$$

여기서 E : 27500 MPa

I : 8.245 m⁴

L : 6.500 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중, 고정하중+ 열차하중	723.405	8916.538	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1073.485	9579.038	교좌장치마찰에의한 수평력적용

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

$$P2 = [3 \cdot E \cdot I \cdot \delta] / L^3 = 8916.538 \text{ kN}$$

여기서 E : 27500 MPa

I : 8.245 m⁴

L : 6.500 m [평균높이]

구분	슈마찰력	작용수평력	비고
고정하중	723.405	8916.538	교좌장치마찰에의한 수평력적용
고정하중+열차하중+시제동하중	1213.247	9579.038	교좌장치마찰에의한 수평력적용

라) 적용온도하중

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

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

등가수평력중 작은값과 등가수평력 차이 값중 큰값을 적용

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

; 시제동하중 작용시 적용 온도하중은 시제동하중에 의한 수평력을 제외하여 적용함.

구분	작용수평력	비고
고정하중	723.405	슈마찰력 : MAX(Ts1,Ts2) (순차적으로 가동)
고정하중+열차하중+시제동하중	550.747	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	1751.08	11039.83	0.3교직+1.0교축

② 1등급 내진설계 (1000년 빈도 지진하중)

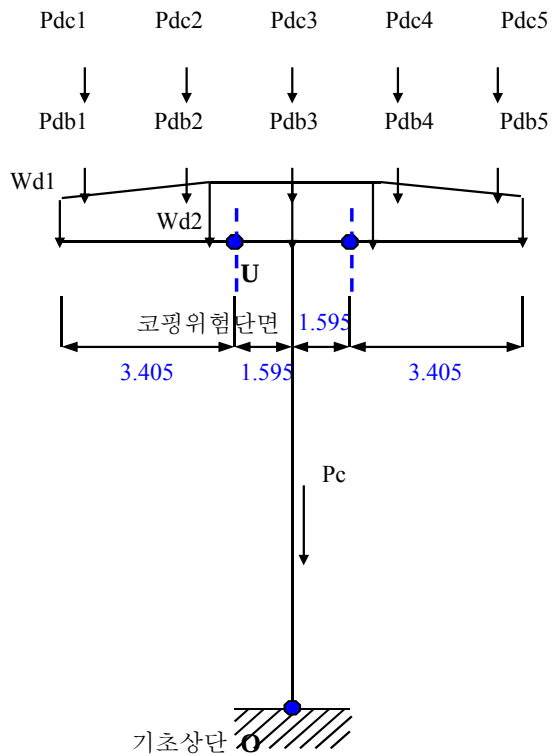
■ 기둥 단부에 작용하는 지진력

구 분 (1000년빈도)	$H_{0E}(\text{교축})$	$M_{0E}(\text{교축})$	비 고
기둥하단	3860.92	24275.68	0.3교직+1.0교축

4. 하중재하 및 단면력 산출

4.1 교축직각방향

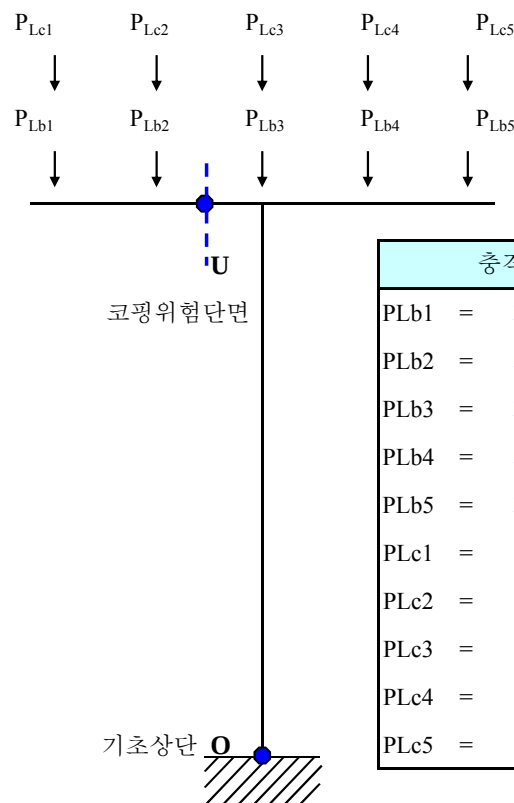
1) 상부 고정하중 + 자중 (L.C 1)



Pdb1	=	1038.51	kN
Pdb2	=	914.01	kN
Pdb3	=	917.66	kN
Pdb4	=	914.01	kN
Pdb5	=	1038.51	kN
Pdc1	=	1038.51	kN
Pdc2	=	914.01	kN
Pdc3	=	917.66	kN
Pdc4	=	914.01	kN
Pdc5	=	1038.51	kN
Wd1	=	117.600	kN/m
Wd2	=	235.200	kN/m
Pc	=	872.829	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	1038.510	2.405	1038.510	2497.400	4.000	1038.510	4154.040
Pbd2	914.010	0.405	914.010	369.984	2.000	914.010	1828.020
Pbd3	917.660	-1.595	0.000	0.000	0.000	917.660	0.000
Pbd4	914.010	0.405	914.010	369.984	-2.000	914.010	-1828.020
Pbd5	1038.510	2.405	1038.510	2497.400	-4.000	1038.510	-4154.040
Pcd1	1038.510	2.405	1038.510	2497.400	4.000	1038.510	4154.040
Pcd2	914.010	0.405	914.010	369.984	2.000	914.010	1828.020
Pcd3	917.660	-1.595	0.000	0.000	0.000	917.660	0.000
Pcd4	914.010	0.405	914.010	369.984	-2.000	914.010	-1828.020
Pcd5	1038.510	2.405	1038.510	2497.400	-4.000	1038.510	-4154.040
Wd1	176.40	1.338	546.84	731.7402026	0.000	1093.68	0.000
Wd2	235.200	0.152	71.68696884	10.92479061	0.000	893.760	0.000
Pc	872.829	-1.595	0.000	0	0.000	872.829	0.000
합 계			4523.57	6477.432		12505.669	0.000

2-1) 활 하중 (L.C 2-1) : 복선



충격 미고려시			충격 고려시		
PLb1	=	308.400 kN	PLb1	=	345.225 kN
PLb2	=	555.421 kN	PLb2	=	623.521 kN
PLb3	=	353.747 kN	PLb3	=	396.373 kN
PLb4	=	555.421 kN	PLb4	=	623.521 kN
PLb5	=	308.400 kN	PLb5	=	345.225 kN
PLc1	=	429.04 kN	PLc1	=	481.12 kN
PLc2	=	778.53 kN	PLc2	=	874.84 kN
PLc3	=	493.40 kN	PLc3	=	553.68 kN
PLc4	=	778.53 kN	PLc4	=	874.84 kN
PLc5	=	429.04 kN	PLc5	=	481.12 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	308.400	2.405	308.400	741.637	4.000	308.400	1233.599
PLb2	555.421	0.405	555.421	224.830	2.000	555.421	1110.841
PLb3	353.747	-1.595	0.000	0.000	0.000	353.747	0.000
PLb4	555.421	0.405	555.421	224.830	-2.000	555.421	-1110.841
PLb5	308.400	2.405	308.400	741.637	-4.000	308.400	-1233.599
PLc1	429.044	2.405	429.044	1031.762	4.000	429.044	1716.176
PLc2	778.530	0.405	778.530	315.142	2.000	778.530	1557.060
PLc3	493.397	-1.595	0.000	0.000	0.000	493.397	0.000
PLc4	778.530	0.405	778.530	315.142	-2.000	778.530	-1557.060
PLc5	429.044	2.405	429.044	1031.762	-4.000	429.044	-1716.176
합 계			2071.395	2313.371		4989.933	0.000

Moy= -430.230 kN·m

Ho= 0.000 kN

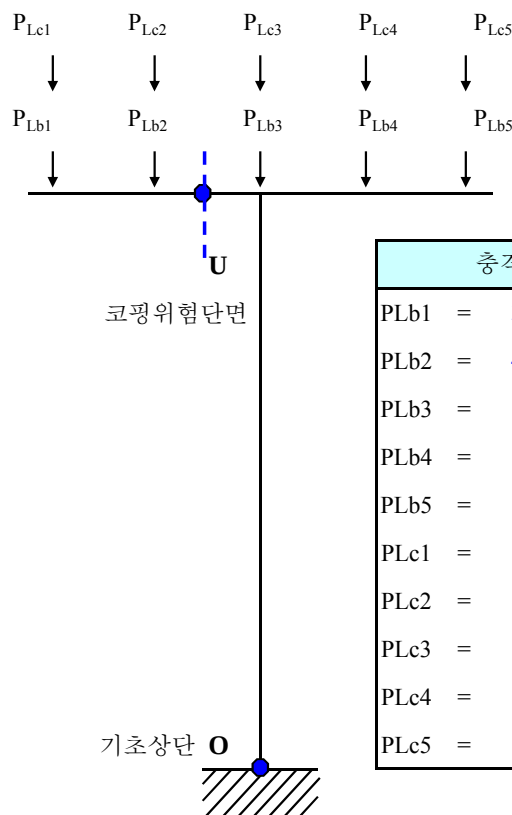
▶ 충격 고려시

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	345.225	2.405	345.225	830.193	4.000	345.225	1380.899
PLb2	623.521	0.405	623.521	252.396	2.000	623.521	1247.043
PLb3	396.373	-1.595	0.000	0.000	0.000	396.373	0.000
PLb4	623.521	0.405	623.521	252.396	-2.000	623.521	-1247.043
PLb5	345.225	2.405	345.225	830.193	-4.000	345.225	-1380.899
PLc1	481.124	2.405	481.124	1157.004	4.000	481.124	1924.497
PLc2	874.843	0.405	874.843	354.129	2.000	874.843	1749.686
PLc3	553.682	-1.595	0.000	0.000	0.000	553.682	0.000
PLc4	874.843	0.405	874.843	354.129	-2.000	874.843	-1749.686
PLc5	481.124	2.405	481.124	1157.004	-4.000	481.124	-1924.497
합 계			2324.713	2593.722		5599.481	0.000

Moy= -484.546 kN·m

Ho= 0.000 kN

2-2) 활 하 중 (L.C 2-2) : 단선



충격 미고려시		충격고려시(모멘트)	
PLb1	= 311.581 kN	PLb1	= 348.406 kN
PLb2	= 475.031 kN	PLb2	= 533.295 kN
PLb3	= 176.874 kN	PLb3	= 198.187 kN
PLb4	= 80.337 kN	PLb4	= 90.174 kN
PLb5	= -3.181 kN	PLb5	= -3.181 kN
PLc1	= 432.23 kN	PLc1	= 484.31 kN
PLc2	= 665.91 kN	PLc2	= 748.31 kN
PLc3	= 246.70 kN	PLc3	= 276.84 kN
PLc4	= 112.56 kN	PLc4	= 126.48 kN
PLc5	= -3.18 kN	PLc5	= -3.18 kN

▶ 충격 미고려시

구 분	하 중	코핑(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
PLb1	311.581	2.405	311.581	749.287	4.000	311.581	1246.324
PLb2	475.031	0.405	475.031	192.288	2.000	475.031	950.061
PLb3	176.874	-1.595	0.000	0.000	0.000	176.874	0.000
PLb4	80.337	0.405	80.337	32.520	-2.000	80.337	-160.674
PLb5	-3.181	2.405	-3.181	-7.650	-4.000	-3.181	12.725
PLc1	432.225	2.405	432.225	1039.412	4.000	432.225	1728.901
PLc2	665.913	0.405	665.913	269.556	2.000	665.913	1331.826
PLc3	246.698	-1.595	0.000	0.000	0.000	246.698	0.000
PLc4	112.564	0.405	112.564	45.565	-2.000	112.564	-225.128
PLc5	-3.181	2.405	-3.181	-7.650	-4.000	-3.181	12.725
합 계			1884.750	2250.543		2494.860	4896.759

Moy= -215.114 kN·m

Ho= 0.000 kN

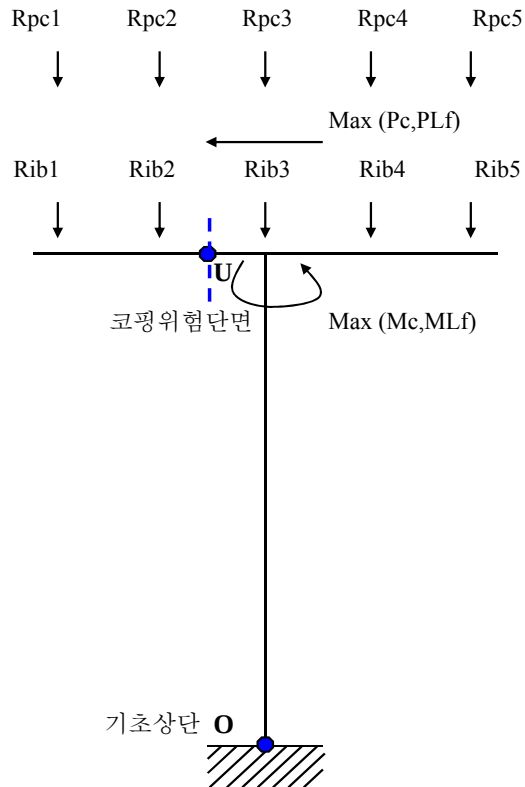
▶ 충격 고려시

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	348.406	2.405	348.406	837.843	4.000	348.406	1393.623
PLb2	533.295	0.405	533.295	215.873	2.000	533.295	1066.589
PLb3	198.187	-1.595	0.000	0.000	0.000	198.187	0.000
PLb4	90.174	0.405	90.174	36.502	-2.000	90.174	-180.348
PLb5	-3.181	2.405	-3.181	-7.650	-4.000	-3.181	12.725
PLc1	484.305	2.405	484.305	1164.654	4.000	484.305	1937.222
PLc2	748.314	0.405	748.314	302.911	2.000	748.314	1496.628
PLc3	276.841	-1.595	0.000	0.000	0.000	276.841	0.000
PLc4	126.476	0.405	126.476	51.196	-2.000	126.476	-252.951
PLc5	-3.181	2.405	-3.181	-7.650	-4.000	-3.181	12.725
합 계			2114.320	2521.281		2799.634	5486.212

Moy= -242.273 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)

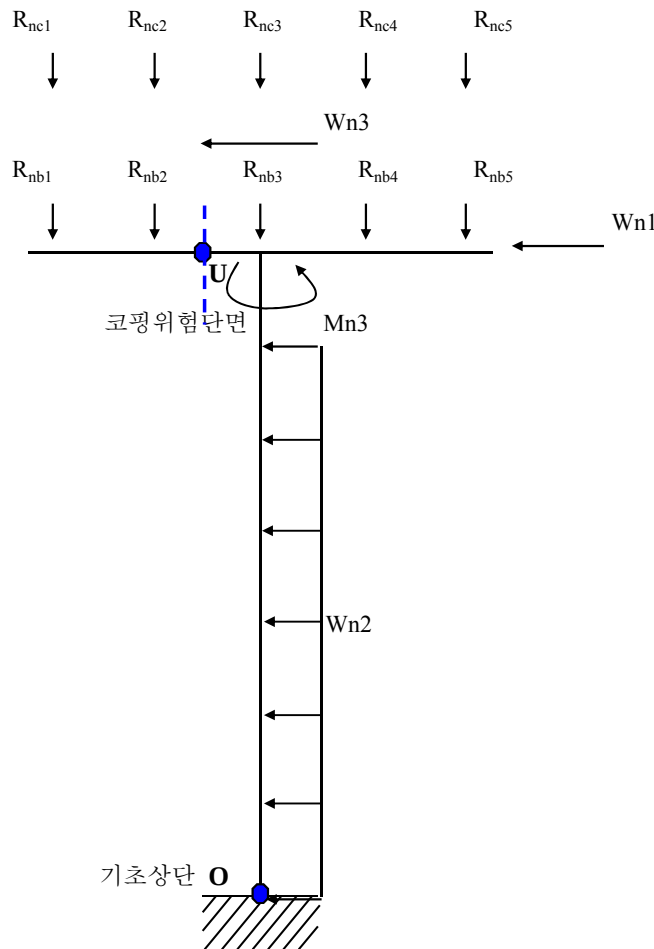
P_c	=	0.000	kN
M_c	=	0.000	kN·m

$\text{Max}(PLf, P_c)$	=	0.000	kN
$\text{Max}(MLf, M_c)$	=	0.000	kN·m

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

구 분	하 중	코평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Pbd1	0.000	2.405	0.000	0.000	4.000	0.000	0.000
Pbd2	0.000	0.405	0.000	0.000	2.000	0.000	0.000
Pbd3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pbd4	0.000	0.405	0.000	0.000	-2.000	0.000	0.000
Pbd5	0.000	2.405	0.000	0.000	-4.000	0.000	0.000
Pcd1	0.000	2.405	0.000	0.000	4.000	0.000	0.000
Pcd2	0.000	0.405	0.000	0.000	2.000	0.000	0.000
Pcd3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Pcd4	0.000	0.405	0.000	0.000	-2.000	0.000	0.000
Pcd5	0.000	2.405	0.000	0.000	-4.000	0.000	0.000
PLf	0.000	-	-	-	6.500	-	0.000
합 계			0.000	0.000		0.000	0.000

4) 풍 하 중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 4)

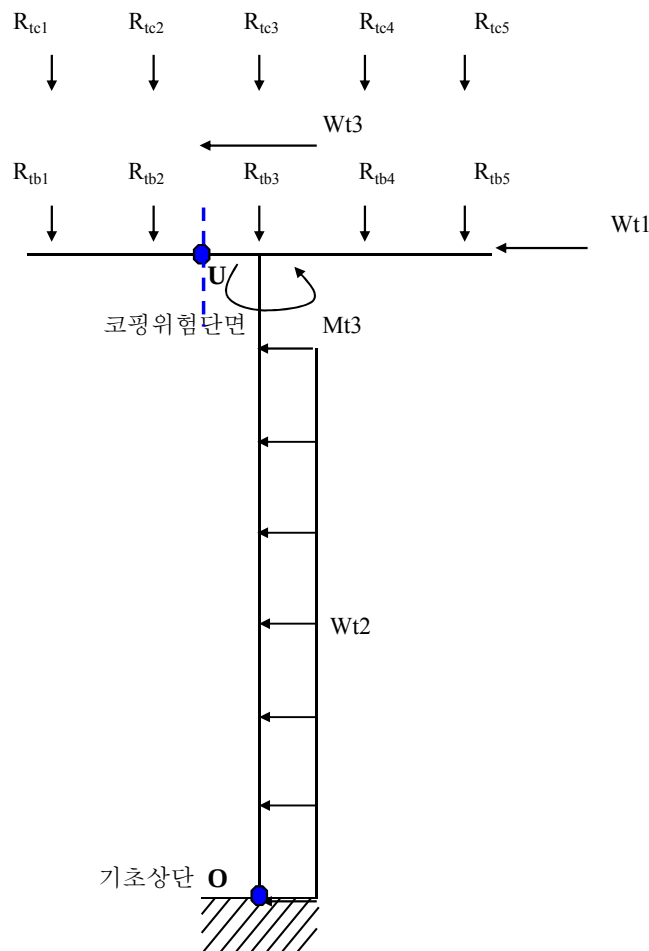


Wn1	=	28.800	kN
Wn2	=	6.480	kN/m
Wn3b	=	190.456	kN
Wn3c	=	190.456	kN
Mn3	=	1159.686	kN·m

Rnb1	=	57.984	kN
Rnb2	=	28.992	kN
Rnb3	=	0.000	kN
Rnb4	=	-28.992	kN
Rnb5	=	-57.984	kN
Rnc1	=	57.984	kN
Rnc2	=	28.992	kN
Rnc3	=	0.000	kN
Rnc4	=	-28.992	kN
Rnc5	=	-57.984	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	57.984	2.405	57.984	139.440	4.000	57.984	231.937
Rnb2	28.992	0.405	28.992	11.736	2.000	28.992	57.984
Rnb3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnb4	-28.992	0.405	-28.992	-11.736	-2.000	-28.992	57.984
Rnb5	-57.984	2.405	-57.984	-139.440	-4.000	-57.984	231.937
Rnc1	57.984	2.405	57.984	139.440	4.000	57.984	231.937
Rnc2	28.992	0.405	28.992	11.736	2.000	28.992	57.984
Rnc3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rnc4	-28.992	0.405	-28.992	-11.736	-2.000	-28.992	57.984
Rnc5	-57.984	2.405	-57.984	-139.440	-4.000	-57.984	231.937
Wn1	28.80	-	-	-	6.500	-	187.200
Wn2	22.68	-	-	-	1.750	-	39.690
Wn3	380.91	-	-	-	6.500	-	2475.928
합 계	432.392		173.953	302.352		0.000	3862.504

5) 풍 하 중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 5)

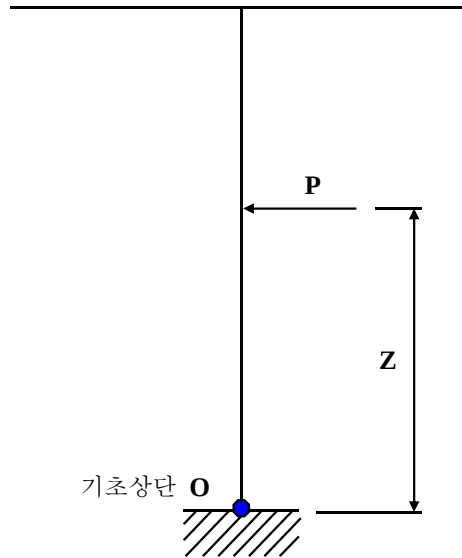


Wt1	=	14.400	kN
Wt2	=	3.240	kN/m
Wt3b	=	153.218	kN
Wt3c	=	153.218	kN
Mt3	=	703.883	kN·m

Rtb1	=	70.388	kN
Rtb2	=	35.194	kN
Rtb3	=	0.000	kN
Rtb4	=	-35.194	kN
Rtb5	=	-70.388	kN
Rtc1	=	70.388	kN
Rtc2	=	35.194	kN
Rtc3	=	0.000	kN
Rtc4	=	-35.194	kN
Rtc5	=	-70.388	kN

구 분	하 중	교평(점U)에 작용하는 단면력			기초상면(점O)에 작용하는 단면력		
		거리	전단력(Su)	모멘트(Mu)	거리	수직력(Po)	모멘트(Mox)
Rtb1	70.388	2.405	70.388	169.269	4.000	70.388	281.553
Rtb2	35.194	0.405	35.194	14.246	2.000	35.194	70.388
Rtb3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtb4	-35.194	0.405	-35.194	-14.246	-2.000	-35.194	70.388
Rtb5	-70.388	2.405	-70.388	-169.269	-4.000	-70.388	281.553
Rtc1	70.388	2.405	70.388	169.269	4.000	70.388	281.553
Rtc2	35.194	0.405	35.194	14.246	2.000	35.194	70.388
Rtc3	0.000	-1.595	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rtc4	-35.194	0.405	-35.194	-14.246	-2.000	-35.194	70.388
Rtc5	-70.388	2.405	-70.388	-169.269	-4.000	-70.388	281.553
Wt1	14.40	-	-	-	6.500	-	93.600
Wt2	11.34	-	-	-	1.750	-	19.845
Wn3	306.44	-	-	-	6.500	-	1991.834
합 계	332.176		211.165	367.031		0.000	3513.045

6) 유수 압 (L.C 6)



P	=	0.000	kN
Z	=	3.560	m

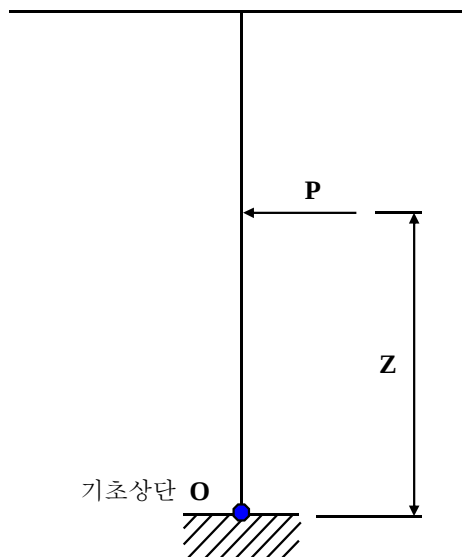
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 0.000 \times 3.560 = 0.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 충돌하중 (L.C 7)



P	=	1000.000	kN
Z	=	3.200	m

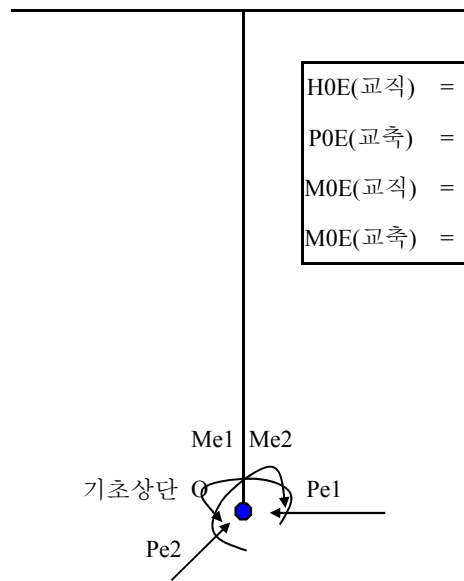
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 1000.000 \times 3.200 = 3200.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

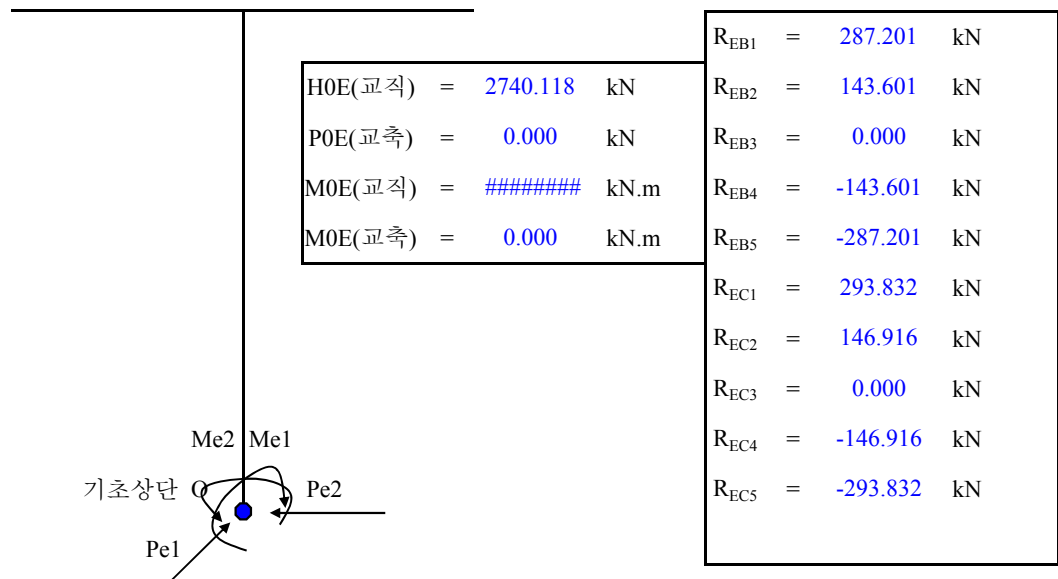
8) 지진하중 (L.C 8) : 100년



H0E(교직) = 1210.225 kN	R _{EB1} = 127.466 kN
P0E(교축) = 0.000 kN	R _{EB2} = 63.733 kN
M0E(교직) = 9785.645 kN.m	R _{EB3} = 0.000 kN
M0E(교축) = 0.000 kN.m	R _{EB4} = -63.733 kN
	R _{EB5} = -127.466 kN
	R _{EC1} = 130.402 kN
	R _{EC2} = 65.201 kN
	R _{EC3} = 0.000 kN
	R _{EC4} = -65.201 kN
	R _{EC5} = -130.402 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	127.466	2.405	127.466	306.528	-	-	-
REB2	63.733	0.405	63.733	25.798	-	-	-
REB3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-63.733	0.405	-63.733	-25.798	-	-	-
REB5	-127.466	2.405	-127.466	-306.528	-	-	-
REC1	130.402	2.405	130.402	313.590	-	-	-
REC2	65.201	0.405	65.201	26.393	-	-	-
REC3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-65.201	0.405	-65.201	-26.393	-	-	-
REC5	-130.402	2.405	-130.402	-313.590	-	-	-
He1	1210.225	-	-	-	-	-	9785.645
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			386.802	672.310			

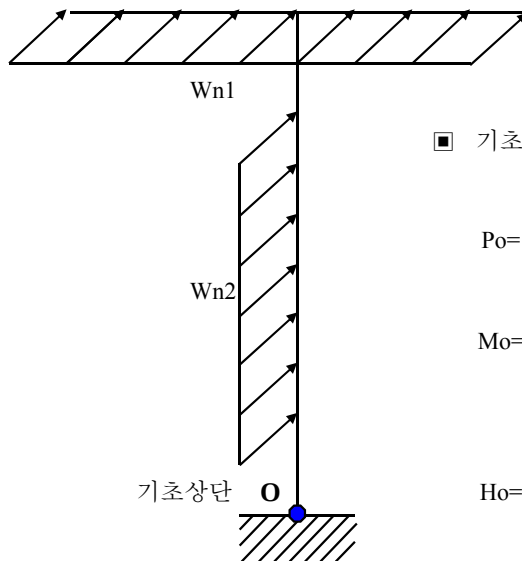
9) 지진하중 (L.C 9) : 1000년



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	287.201	2.405	287.201	690.659	-	-	-
REB2	143.601	0.405	143.601	58.128	-	-	-
REB3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REB4	-143.601	0.405	-143.601	-58.128	-	-	-
REB5	-287.201	2.405	-287.201	-690.659	-	-	-
REC1	293.832	2.405	293.832	706.604	-	-	-
REC2	146.916	0.405	146.916	59.470	-	-	-
REC3	0.000	-1.595	0.000	0.000	-	-	-
REC4	-146.916	0.405	-146.916	-59.470	-	-	-
REC5	-293.832	2.405	-293.832	-706.604	-	-	-
He1	2740.118	-	-	-	-	-	22107.569
He2	0.000	-	-	-	-	-	0.000
합 계			871.550	1514.862			

4-1.2 교축 방향

1) 풍하중_교량상에 열차가 없을때 (L.C 10)



$$W_{n1} = 7.605 \text{ kN/m}$$

$$W_{n2} = 6.480 \text{ kN/m}$$

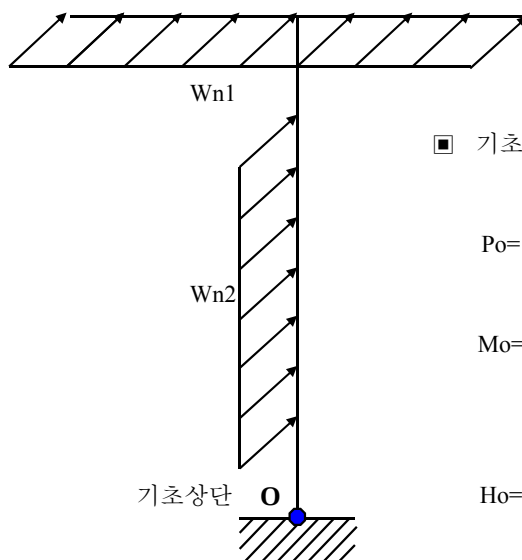
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 76.050 \times 5.000 + 22.680 \times 1.750 = 419.940 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 98.7300 \text{ kN}$$

2) 풍하중_교량상에 열차가 있을때 (L.C 11)



$$W_{n1} = 3.803 \text{ kN/m}$$

$$W_{n2} = 3.240 \text{ kN/m}$$

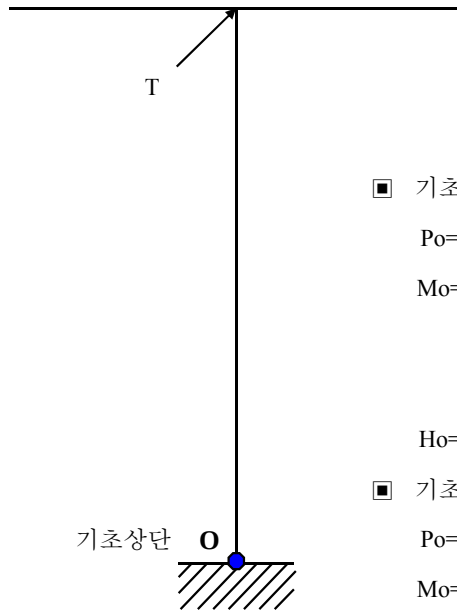
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 38.030 \times 5.000 + 11.340 \times 1.750 = 209.995 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 49.3700 \text{ kN}$$

3) 시동 및 제동하중 (L.C 12)



$T_{f\text{복선}}$	=	662.500	kN
$T_{m\text{복선}}$	=	662.500	kN
$T_{f\text{단선}}$	=	412.500	kN
$T_{m\text{단선}}$	=	412.500	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (복선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 662.500 \times 7.000 + \\ &\quad 662.500 \times 7.000 \\ &= 9275.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 1325.00 \text{ kN}$$

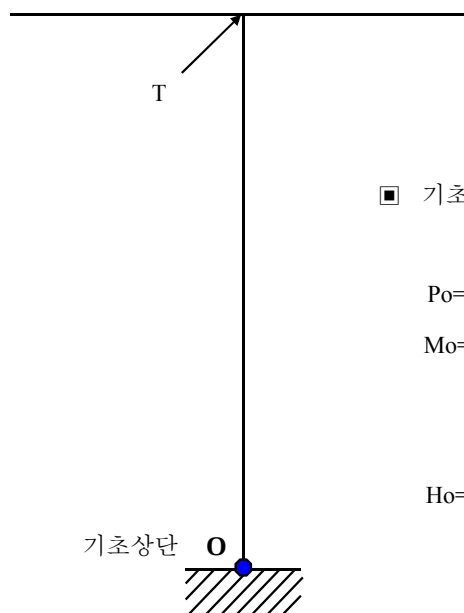
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력 (단선)

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

$$\begin{aligned} M_o &= 412.500 \times 7.000 + \\ &\quad 412.500 \times 7.000 \\ &= 5775.000 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 825.00 \text{ kN}$$

4) 장대레일 종하중 (L.C 13)



T_f	=	149.700	kN
T_m	=	149.700	kN

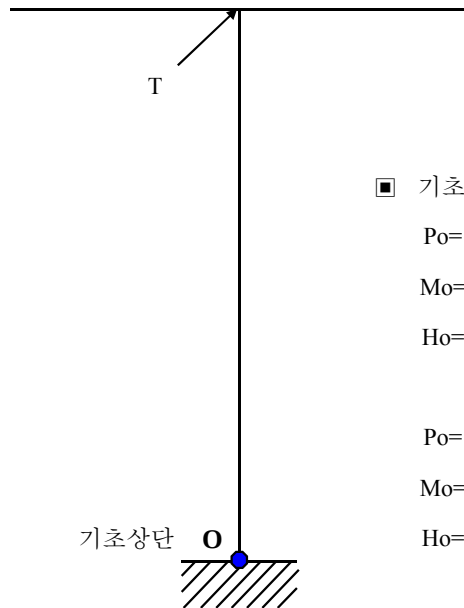
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$\begin{aligned} M_o &= 149.700 \times 7.000 + \\ &\quad 149.700 \times 7.000 \\ &= 2095.800 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$H_o = 299.400 \text{ kN}$$

5) 온도 하중 (L.C 14)



시제동하중 미작용시	=	723.405	kN

시제동하중 작용시	=	550.747	kN

■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 723.405 \times 7.000 = 5063.835 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

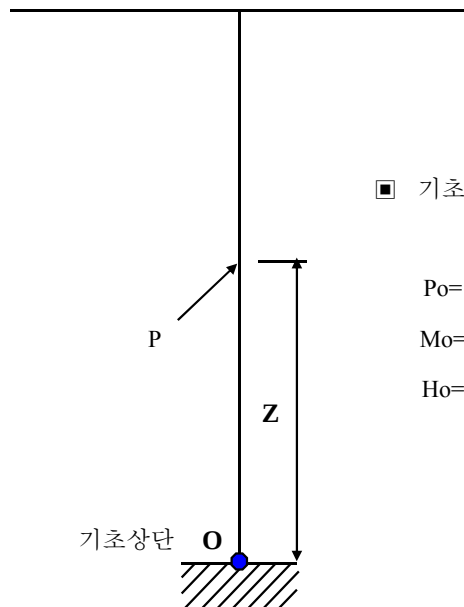
$$H_o = 723.405 \text{ kN}$$

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

$$M_o = 550.747 \times 7.000 = 3855.232 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$H_o = 550.747 \text{ kN}$$

6) 충돌하중 (L.C 15)



P	=	500.000	kN

Z	=	3.200	M

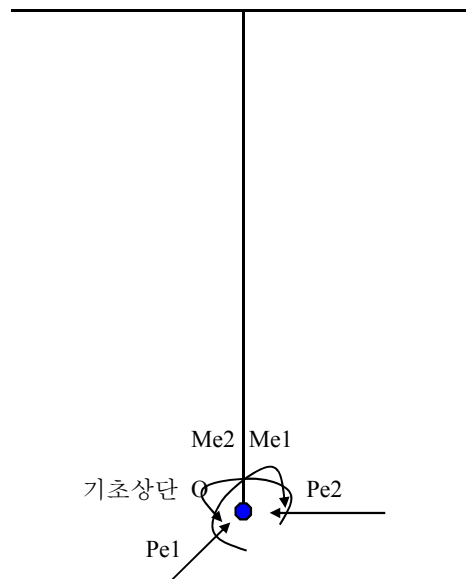
■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

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

$$M_o = 500.000 \times 3.200 = 1600.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

7) 지진하중 (L.C 16) : 100년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

He1= 1751.081 kN·m

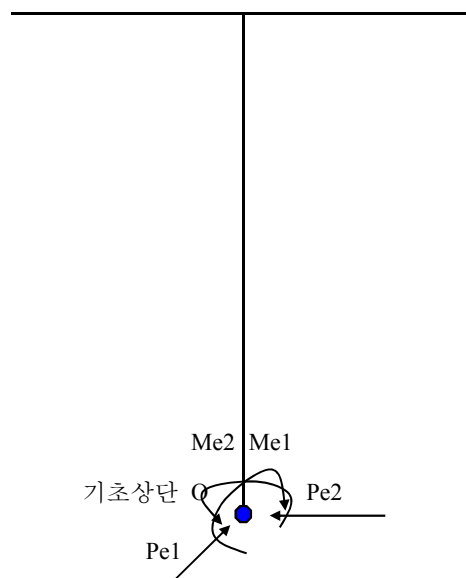
Me1= ##### kN

Pe2= 0.000 kN

He2= 0.000 kN·m

Me2= 0.000 kN

8) 지진하중 (L.C 17) : 1000년



■ 기초상면(점O)에 작용하는 단면력

Pe1= 0.000 kN

He1= 3860.923 kN·m

Me1= ##### kN

Pe2= 0.000 kN

He2= 0.000 kN·m

Me2= 0.00 kN

5-1. 단면력 및 하중조합

5-1.1 COPING

1) 각 하중별 단면력

(COPING)

하 중 경 우			전 단력(P) (kN)	모 멘트(M) (kN·m)	비 고
Load Case 1	고 정 하 중 + 자 중		4,524	6,477	
Load Case 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	2,071	2,313	
		충격 고려시	2,325	2,594	
Load Case 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	1,885	2,251	
		충격 고려시	2,114	2,521	
Load Case 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	
Load Case 3-2		단 선	-	-	
Load Case 4	풍하중(교량상 열차가 없을때)		174	302	
Load Case 5	풍하중(교량상 열차가 있을때)		211	367	
Load Case 6	유 수 압		-	-	
Load Case 7	충돌에 의한 하중		-	-	
Load Case 8	교축직각 지진하중 (100년 빈도)		387	672	
Load Case 9	교축직각 지진하중 (1000년 빈도)		872	1,515	

2) 하중조합에 의한 단면력 (사용하중)

(COPING)

하 중 경 우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌에 의한 하중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을 때	열차가 있을 때							
comb 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	6,848	9,071	
comb 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	6,638	8,999	
comb 3	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	4,698	6,780	
comb 4	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	7,059	9,438	
comb 5	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	6,849	9,366	
comb 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	6,848	9,071	
comb 7	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	6,638	8,999	
comb 8	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	4,698	6,780	

3) 하중조합에 의한 단면력 (계수하중)

(COPING)

하중 경우	고정 하중 + 자중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중		유수 압	충돌 에 의 한 하 중	지진 하중 (100)	지진 하중 (1000)	전단력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때							
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	10,408	13,543	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	10,018	13,409	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	10,957	14,514	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	10,621	14,398	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	9,361	12,376	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.40	-	-	1.35	-	-	-	9,067	12,274	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	6,342	9,153	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	9,646	12,871	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	9,352	12,770	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	9,361	12,376	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	9,067	12,274	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	5,637	8,136	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-	1.00		6,588	9,153	운행성
comb 24	1.00	-	0.89	-	-	-	-	1.00	-		1.00	7,073	9,995	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		-	-	12,506	-	-
	L.C 2-1	활 하 중(복 선)	충격 미고려시	-	-	4,990	-	430
			충격 고려시	-	-	5,599	-	485
	L.C 2-2	활 하 중(단 선)	충격 미고려시	-	-	2,495	4,897	215
			충격 고려시	-	-	2,800	5,486	242
	L.C 3-1	횡하중및원심하중	복 선	-	-	-	-	-
	L.C 3-2		단 선	-	-	-	-	-
	L.C 4	풍하중 (열차가 없을 때)		432	-	-	3,863	-
	L.C 5	풍하중 (열차가 있을 때)		332	-	-	3,513	-
교 직 방 향	L.C 6	유 수 압		-	-	-	-	-
	L.C 7	충돌 하중		1,000	-	-	3,200	-
	L.C 8	지 진 하 중 (100년빈도)		1,210	-	-	9,786	-
	L.C 9	지 진 하 중 (1000년빈도)		2,740	-	-	22,108	-
교 축 방 향	L.C 10	풍하중 (열차가 없을 때)		-	99	-	-	420
	L.C 11	풍하중 (열차가 있을 때)		-	49	-	-	210
	L.C 12-1	시동 및 제동하중(복선)		-	1,325	-	-	9,275
	L.C 12-2	시동 및 제동하중(단선)		-	825	-	-	5,775
	L.C 13	장대레일중하중		-	299	-	-	2,096
	L.C 14	온도 하중	시제동하중 미작용	-	723	-	-	5,064
			시제동하중 작용	-	551	-	-	3,855
	L.C 15	충돌 하중		-	500	-	-	1,600
	L.C 16	지 진 하 중 (100년빈도)		-	1,751	-	-	11,040
	L.C 17	지 진 하 중 (1000년빈도)		-	3,861	-	-	24,276

2) 하중조합에 의한 단면력

가. 사용하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중 조합	교 축 직 각 방 향										교 축 방 향						비 고
	고정 하중	활하중 (충격 고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중	시동및제동 하중		장대 레일 종하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중	
		복선	단선	복선	단선	열차가 없을 때	열차가 있을 때				복선	단선					
combo 1	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 2	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	철설기 8.3.1,2
combo 3	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 4	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.3
combo 5	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	철설기 8.3.4
combo 6	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	1.00		1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 7	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	철설기 8.3.5
combo 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 9	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.7
combo 10	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-		-	-	1.00	-	철설기 8.3.8

구 분	연직력 (kN)	교직수평력 (kN)	교직모멘트 (kN·m)	교축수평력 (kN)	교축모멘트 (kN·m)	비 고
combo 1	18,105	-	-	-	485	
combo 2	15,305	-	5,486	-	242	
combo 3	18,105	-	-	723	5,548	
combo 4	15,305	-	5,486	723	5,306	
combo 5	12,506	432	3,863	822	5,484	
combo 6	18,105	332	3,513	2,225	15,921	
combo 7	15,305	332	8,999	1,725	12,178	
combo 8	18,105	1,000	3,200	500	2,085	
combo 9	15,305	1,000	8,686	500	1,842	
combo 10	12,506	1,432	7,063	599	2,020	

나. 계수하중에 의한 단면력

(기초상면)

하중경우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고정 하중	활하중 (충격고려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선						
comb 11	1.35	1.85	-	1.35	-	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 12	1.35	-	1.85	-	1.35	-	-	1.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 13	1.60	1.60	-	1.60	-	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 14	1.60	-	1.60	-	1.60	-	-	1.60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 15	1.35	1.40	-	1.35	-	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 16	1.35	-	1.40	-	1.35	-	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 17	1.35	-	-	-	-	1.35	-	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	-	
comb 18	1.35	1.40	-	1.35	-	-	1.35	1.35	-	-	-	1.40	-	1.40	1.35	-	-	-	
comb 19	1.35	-	1.40	-	1.35	-	1.35	1.35	-	-	-	-	1.40	1.40	1.35	-	-	-	
comb 20	1.35	1.40	-	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 21	1.35	-	1.40	-	-	-	-	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-	1.35	-	-	
comb 22	1.20	-	-	-	-	1.20	-	1.20	1.20	-	-	-	-	-	-	1.20	-	-	
comb 23	1.00	-	0.89	-	-	-	-	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	27,242	-	-	-	896	철설기 8.3.1
comb 12	22,062	-	10,149	-	448	철설기 8.3.1
comb 13	28,968	-	-	-	775	철설기 8.3.2
comb 14	24,488	-	8,778	-	388	철설기 8.3.2
comb 15	24,722	-	-	977	7,515	철설기 8.3.3
comb 16	20,802	-	7,681	977	7,175	철설기 8.3.3
comb 17	16,883	584	5,214	1,110	7,403	철설기 8.3.4
comb 18	24,722	448	4,743	3,084	22,086	철설기 8.3.5
comb 19	20,802	448	12,423	2,384	16,846	철설기 8.3.5
comb 20	24,722	1,350	4,320	675	2,838	철설기 8.3.7
comb 21	20,802	1,350	12,001	675	2,499	철설기 8.3.7
comb 22	15,007	1,719	8,475	718	2,424	철설기 8.3.8
comb 23	14,997	-	4,883	1,751	11,255	철설기 8.3.6
comb 24	14,997	1,210	14,668	-	216	철설기 8.3.6
comb 25	14,997	-	4,883	3,861	24,491	철설기 8.3.6
comb 26	14,997	2,740	26,990	-	216	철설기 8.3.6

(재현주기 100년, 교축)

(재현주기 100년, 교직)

(재현주기 1000년, 교축)

(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)		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)	교 직 수평력 (kN)	교 직 모멘트 (Mx) (kN·m)	교 축 수평력 (kN)	교 축 모멘트 (My) (kN·m)	비 고
comb 27	20,364	-	-	-	896	철설기 8.3.1
comb 28	15,184	-	10,149	-	448	철설기 8.3.1
comb 29	18,964	-	-	-	775	철설기 8.3.2
comb 30	14,484	-	8,778	-	388	철설기 8.3.2
comb 31	17,844	-	-	977	7,515	철설기 8.3.3
comb 32	13,924	-	7,681	977	7,175	철설기 8.3.3
comb 33	10,005	584	5,214	1,110	7,403	철설기 8.3.4
comb 34	17,844	448	4,743	3,084	22,086	철설기 8.3.5
comb 35	13,924	448	12,423	2,384	16,846	철설기 8.3.5
comb 36	17,844	1,350	4,320	675	2,838	철설기 8.3.7
comb 37	13,924	1,350	12,001	675	2,499	철설기 8.3.7
comb 38	11,255	1,719	8,475	718	2,424	철설기 8.3.8
comb 39	14,997	-	4,883	1,751	11,255	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
comb 40	14,997	1,210	14,668	-	216	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
comb 41	14,997	-	4,883	3,861	24,491	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
comb 42	14,997	2,740	26,990	-	216	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

라. 기초 검토 하중

(기초상면)

하 중 경 우	교 축 직 각 방 향											교 축 방 향							
	고 정 하중	활하중 (충격미고 려)		횡하중 원심하중		풍하중 (교직, 교축 적용)		유수 압	충돌 하중	교축 직각 지진 하중 (100)	교축 직각 지진 하중 (1000)	시동및제동 하중		장대 레일 중하중	온도 하중	충돌 하중	교축 방향 지진 하중 (100)	교축 방향 지진 하중 (1000)	
		복선	단선	복선	단선	열차 가없 을때	열차 가있 을때					복선	단선						
comb 43	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 44	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
comb 45	1.00	1.00	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 46	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 47	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	
comb 48	1.00	1.00	-	1.00	-	-	1.00	1.00	-	-	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	
comb 49	1.00	-	1.00	-	1.00	-	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	-	-	-	
comb 50	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 51	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 52	1.00	-	-	-	-	1.20	-	1.00	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	
comb 53	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00		
comb 54	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-		
comb 55	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	
comb 56	1.00	-	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	

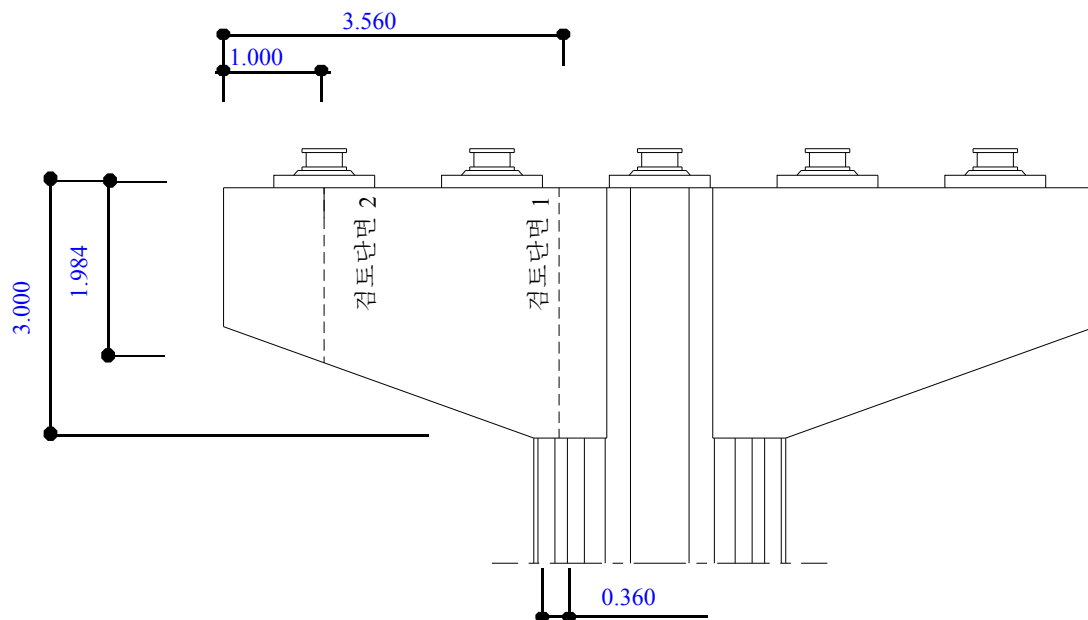
구 분	연 직 력 (kN)	교 직 수 평 력 (kN)	교 직 모 멘 트 (kN·m)	교 축 수 평 력 (kN)	교 축 모 멘 트 (kN·m)	비 고
combo 43	17,496	-	-	-	430	철설기 8.3.1
combo 44	15,001	-	4,897	-	215	철설기 8.3.1
combo 45	17,496	-	-	723	5,494	철설기 8.3.3
combo 46	15,001	-	4,897	723	5,279	철설기 8.3.3
combo 47	12,506	432	3,863	822	5,484	철설기 8.3.4
combo 48	17,496	332	3,513	2,225	15,866	철설기 8.3.5
combo 49	15,001	332	8,410	1,725	12,151	철설기 8.3.5
combo 50	17,496	1,000	3,200	500	2,030	철설기 8.3.7
combo 51	15,001	1,000	8,097	500	1,815	철설기 8.3.7
combo 52	12,506	1,519	7,835	618	2,104	철설기 8.3.8
combo 53	15,001	-	4,897	1,751	11,255	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교축)
combo 54	15,001	1,210	14,682	-	215	철설기 8.3.6 (재현주기 100년, 교직)
combo 55	15,001	-	4,897	3,861	24,491	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교축)
combo 56	15,001	2,740	27,004	-	215	철설기 8.3.6 (재현주기 1000년, 교직)

6. Coping 설계

6.1 단면력 집계

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

구 분		하 중 조 합	COPING 단면력	비 고
사용하중	최대모멘트	comb 4	9,438	
계수하중	최대모멘트	comb 13	14,514	
	최대전단력	comb 13	10,957	



6. 코핑 단면 검토

6.1 Deep Beam 검토

$f_{ck} = 30$ Mpa $f_y = 400$ 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)
3,200	3,000	2,850	150	14,514	10,957	9,438

$L_n = 5120.00$ mm $L_n/D = 5120.00 / 2850.00 = 1.796 < 4$

∴ DEEP BEAM 설계

1) 휨검토

Use As (1단) :	H	32	-	25	EA =	19,855 mm ²	, d1 =	100 mm
Use As (2단) :	H	32	-	25	EA =	19,855 mm ²	, d2 =	200 mm
Use As (3단) :	H	0	-	25	EA =	- mm ²	, d2 =	300 mm

→ Use As (total) = 39710.000 mm² [사용률 2.773]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 194.657$ mm

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.03372 > 0.004$ - 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 $A_s = 14322.463$ mm²

철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times k_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 365,021 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 31,920 \text{ mm}^2$$

$$\frac{4}{3} \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 19,097 \text{ mm}^2$$

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

∴ OK!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 194.657 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 37164.920 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 14513.847 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 2.561] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 전단검토

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

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 3200.0 \times 2850.00 / 1000 = 7076.58 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 7076.58 < V_u = 10957.248 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요함!!}$$

$$\Phi V_{\max} = \Phi \cdot 5 \cdot (\sqrt{f_{ck}} / 6) \cdot b_w \cdot d = 35382.877 \text{ kN} > 10957.248 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

- 전단철근량 산정

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

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

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

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

$$d/5 = 2850.0 / 5 = 570 \text{ mm}$$

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

$$0.0025 \times b \times S_v = 0.0025 \times 3200 \times 200 = 1,600 \text{ mm}^2$$

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

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

$$d/5 = 2850.0 / 5 = 570.000 \text{ mm}$$

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

$$0.0015 \times b \times S_h = 0.0015 \times 3200 \times 200.00 = 960.000 \text{ mm}^2$$

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

$$\Phi V_s = \Phi \{ A_v / S_1 \times (1 + \ln/d) / 12 + A_h / S_2 \times (11 - \ln/d) / 12 \} f_y \times d = 8328.555 \text{ kN}$$

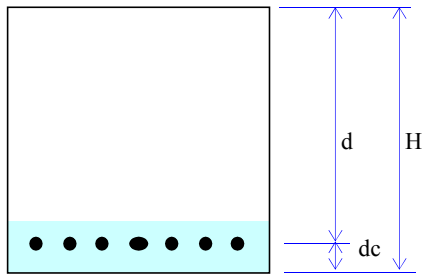
- 전단강도검토

$$V_u = 10957.248 \text{ kN} < \Phi(V_c + V_s) = 7076.58 + 8328.555 = 15405.130 \text{ kN}$$

$\therefore \text{O.K}$

3) 사용성 검토

- 균열 검토



$f_{ck} =$	30	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	3,000	mm,	$B =$	3,200	mm ,
$d =$	2,850	mm,	$d_c =$	150	mm ,
$M_o =$	9,438	kN· m,	$A_s =$	39,710	mm ²
$N =$	25		$n =$	7	

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) &= & 622 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) &= & 90 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - d_{c\_min} - x) / (D - x) &= & 92 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 100 - 32 / 2 &= & 84 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] &= & 646 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격;} & 3200 / 25 = 128 \text{ mm} < 646 \text{ mm} && \text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

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)
3200.00	3000.00	2850.00	150.00	14513.847	10957.248	9438.185

1) 적용범위 검토

가) 위험단면에서의 작용력

$$V_u = 10957.248 \text{ kN}$$

$$M_u = 14513.847 \text{ kN·m}$$

나) corbel 판정

$$a = M_u / V_u = 14513.847 / 10957.248 = 1.325 \text{ m}$$

$$d = 3.000 - 0.150 = 2.850 \text{ m}$$

$$a / d = 1.325 / 2.850 = 0.465 < 1.0 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

2) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 10957.248 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 10957.248 = 2191.45 \text{ kN}$$

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

$$= 14513.847 + 2191.450 \times (3.000 - 2.850)$$

$$= 14842.565 \text{ kN·m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

$$\leq 0.2 \times 30 \times 3,200 \times 2,850 = 54,720 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 3,200 \times 2,850 = 51,072 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 51,072.00 = 38,304.000 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 38,304 \text{ kN} > V_u = 10,957 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{10,957,248}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 26,089 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 14,843 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{81}{0.005} = 16,509 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 2,191 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 2,191 / (0.75 \times 400)$$

$$= 7304.833 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$$\geq 16509 + 7305 = 23,814 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 26089 + 7305 = 24,697 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400 \times 3200 \times 2850 = 27,360 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 27,360 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H	32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	25	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	300	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 39710.000 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 1.451 \text{]}$$

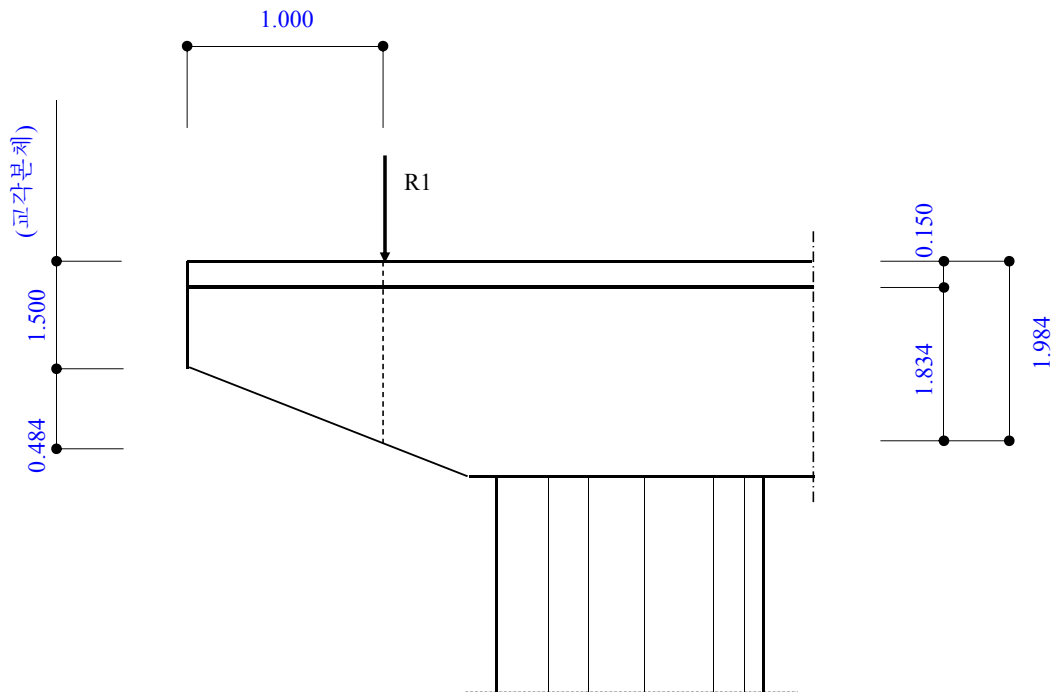
- O.K -

바) 폐쇄 스토퍼, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (27,360 - 7,305) = 10,028 \text{ mm}^2$$

Use	H	19	-	6	EA	×	9	단	=	15,471	mm ²	∴	O.K!!

6.3 교좌부 (corbel 검토)



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

B (mm)	H (mm)	D (mm)	d' (mm)	Mu (kN·m)	Vu (kN)	Mo (kN·m)
3200.00	1983.87	1833.87	150.00	175.546	2378.654	9438.185

1) 하중산정

가) 자중

$$W_{O1} = 1.500 \times 1.000 \times 3.200 \times 24.500 = 117.600 \text{ kN}$$

$$W_{O2} = \frac{1}{2} \times 0.484 \times 1.000 \times 3.200 \times 24.500 = 18.968 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 136.568 \text{ kN}$$

$$M_{O1} = 117.600 \times 0.500 = 58.800 \text{ kN.m}$$

$$M_{O2} = 18.968 \times 0.333 = 6.316 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 65.116 \text{ kN}$$

나) 상부 고정하중

$$R_D = 1038.510 \text{ kN}$$

다) 상부 활하중

$$R_D = 311.581 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned} V_u &= 1.6 \times 136.568 + 1.6 \times 1038.510 + 1.6 \times 311.581 \\ &= 2378.654 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.6 \times 65.116 \\ &= 104.186 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 적용범위 검토

$$a = M_u / V_u = 104.186 / 2378.654 = 0.044 \text{ m}$$

$$d = 1.984 - 0.150 = 1.834 \text{ m}$$

$$a / d = 0.044 / 1.834 = 0.024 < 1 \quad \therefore \text{corbel로 검토}$$

3) 철근량 산정

가) 설계 단면력 산정

$$V_u = 2378.654 \text{ kN}$$

$$N_u = 0.2 \times V_u = 0.2 \times 2378.654 = 475.731 \text{ kN}$$

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

$$= 104.186 + 475.731 \times (1.984 - 1.834)$$

$$= 175.546 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

나) 전단마찰철근(A_{vf})의 설계

: 전단마찰철근이 전단면에 수직인 경우

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

$$\leq 0.2 \times 30 \times 3200.00 \times 1833.87 = 35210.323 \text{ kN}$$

$$\leq 5.6 \times 3200.00 \times 1833.87 = 32862.968 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 0.75 \times 32862.97 = 24647.226 \text{ kN}$$

$$\Phi V_{n\_max} = 24647.226 \text{ kN} > V_u = 2378.654 \text{ kN} \quad \therefore \text{O.K!!}$$

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\Phi_v \times f_y \times \mu} \quad (\Phi_v = 0.75, \mu = 1.4)$$

$$= \frac{2378654.000}{(0.75 \times 400 \times 1.4)}$$

$$= 5663.462 \text{ mm}^2$$

다) 휨모멘트 철근(A_f)의 설계

$$M_u = 175.546 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

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

$$A_f = \frac{d - \sqrt{[d^2 - 4 \times M_u / (1.7 \times f_{ck} \times b \times \Phi)]}}{2 \times f_y / (1.7 \times f_{ck} \times b)}$$

$$= \frac{1.467}{0.005} = 299.258 \text{ mm}^2$$

라) 수평인장 철근(A_n)의 설계

$$N_u = 475.731 \text{ kN}$$

$$A_n = N_u / (\Phi \times f_y) = 475.731 / (0.75 \times 400)$$

$$= 1585.770 \text{ mm}^2$$

마) 주인장철근(A_s)의 설계

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

$$\geq 299.258 + 1585.770 = 1885.028 \text{ mm}^2$$

$$\geq 2/3 \times 5663.462 + 1585.770 = 5361.411 \text{ mm}^2$$

$$\geq 0.04 \times 30 / 400.000 \times 3200.000 \times 1833.871 = 17605.161 \text{ mm}^2$$

$$\therefore A_s = 17605.161 \text{ mm}^2$$

Use A_s (1단) :	H	32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d1 =	100	mm
Use A_s (2단) :	H	32	-	25	EA	=	19855.000	mm ²	,	d2 =	200	mm
Use A_s (3단) :	H	0	-	25	EA	=	0.000	mm ²	,	d2 =	300	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 39710.000 \text{ mm}^2 \text{ [사용률 } 2.256 \text{]}$$

- O.K -

바) 폐쇄 스테럽, 띠철근(A_h)의 설계

$$A_h = 0.5 \times (A_s - A_n) = 0.5 \times (17605.161 - 1585.770) = 8009.696 \text{ mm}^2$$

Use	H	19	-	6	EA	×	6	단	=	10314.000	mm ²

∴ O.K!!

7.기 동 설 계

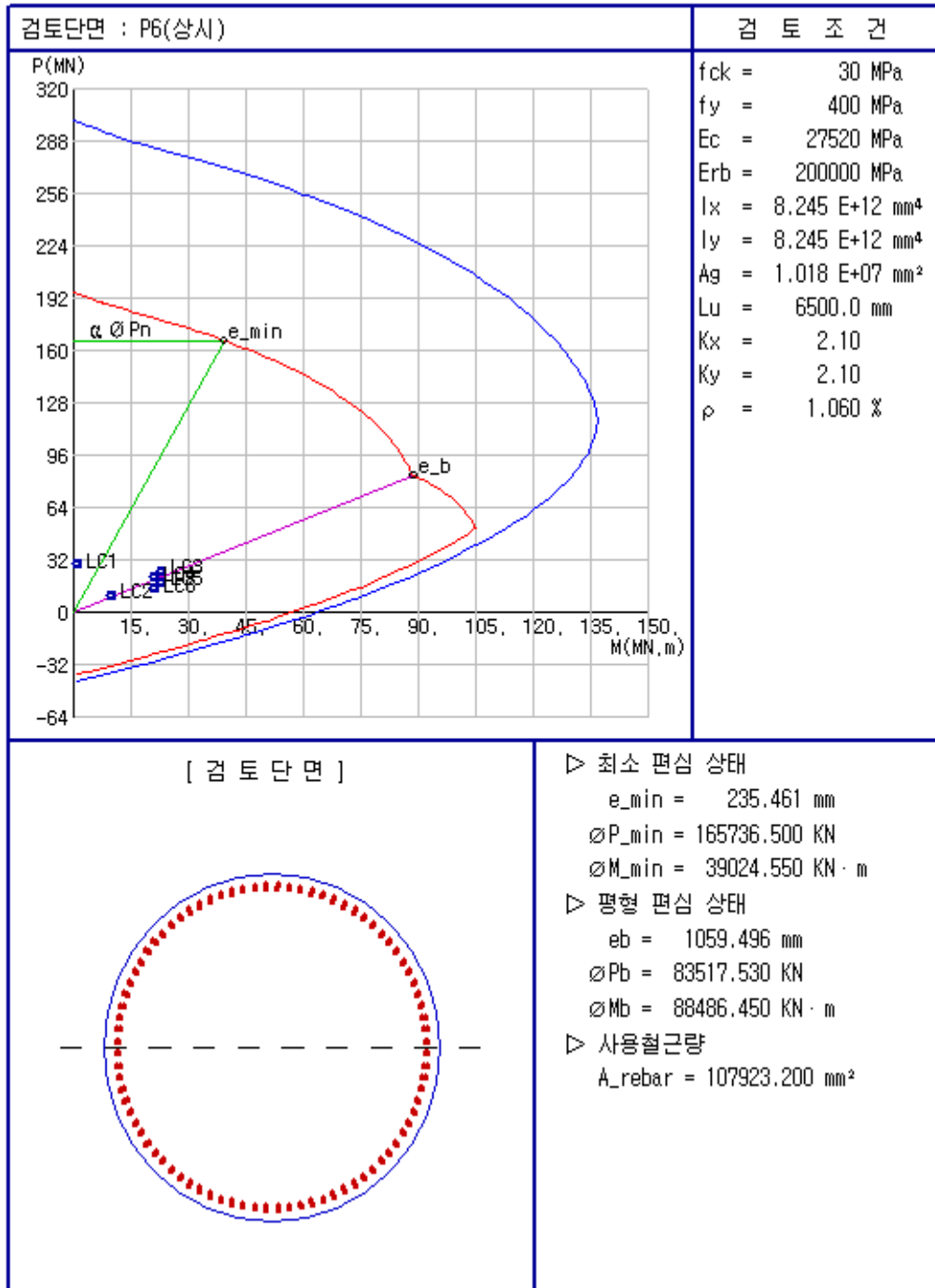
7.1 단면력 집계

구 분			하 중 조 합	연직력 (kN)	수평력 (kN)		모멘트 (kN·m)		비 고
					교축방향	교축직각	교축방향	교축직각	
상 시	최대축력		comb 13	28,968	0	0	775	0	Load case 1
	최소축력		comb 33	10,005	1,110	584	7,403	5,214	Load case 2
	최 대 모멘트	교축방향	comb 18	24,722	3,084	448	22,086	4,743	Load case 3
		교직방향	comb 19	20,802	2,384	448	16,846	12,423	Load case 4
	최 대 편 심	교축방향	comb 34	17,844	3,084	448	22,086	4,743	Load case 5
		교직방향	comb 35	13,924	2,384	448	16,846	12,423	Load case 6
지 진 시 (재현주기 100년)	교축방향		comb 23	14,997	1,751	0	11,255	4,883	Load case 1
	교축직각방향		comb 24	14,997	0	1,210	216	14,668	Load case 2
지 진 시 재현주기 1000년)	교축방향		comb 25	14,997	3,861	0	24,491	4,883	Load case 3
	교축직각방향		comb 26	14,997	0	2,740	216	26,990	Load case 4

7.2 기둥해석

1) 상 시

▶ P - M 상관도



▶ P6(상시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P6(상시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$

재료 탄성계수 : $E_c = 27520 \text{ MPa}$, $E_s = 200000 \text{ MPa}$

강도 감소계수 : $\phi_c = 0.65$, $\phi_f = 0.90$

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3600.00 mm

철근 피복두께(d') : 139.50 mm

비지지 길이 (Lu) : 6500.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 107923.2 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 28968.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 775.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 775.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 15.2$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 15.2$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta y.ns = 1.000$

: $\delta y.s = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta Mux = 775.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta Muy = 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta Mu = 775.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 0.000^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.50 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 26.75 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.300 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.905 + 16709.859 + -12398.564 = 128171.200 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.882 + 16955.715 = 135796.217 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.49 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6517$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83535.05 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 88504.62 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e \leq e_{min} \rightarrow$ 최소편심 구간

③ 단면강도 검토

사용철근비 : $P_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = -0.000074 < 0.004 \dots \therefore$ 취성과괴

$\alpha P_n = \alpha \{ 0.85 f_{ck} (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \} = 254979.287 \text{ KN}$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

축력 감소 계수 : $\alpha = 0.850$

설계축하중강도 : $\alpha \phi P_n = 165736.531 \text{ KN} \geq P_u = 28968.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 39030.243 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 775.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 10005.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $Mux = 7403.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$$M_{ux.s} = 7403.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y)} : M_{uy} = 6486.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 6486.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 15.2$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 15.2$$

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

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.000$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.000$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 7403.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 6486.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 9842.388 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 41.223^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{\min} = 235.46 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 983.75 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.101 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.874 + 16710.273 + -12400.120 = 128170.026 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.619 + 19916.294 + 16957.324 = 135798.237 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 1059.52 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강 도 감 소 계 수} : \phi = 0.6517$$

$$\text{평 형 축 하 중} : \phi P_b = 83526.35 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 88497.53 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_{\min} < e < e_b \text{ ----> 압축지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\text{중립축 } x = 2157.973 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n / P_n = 983.747 \text{ mm} \quad \therefore e = 983.747 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : P_{used} = 1.060 \%$$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00183 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 130141.226 + 17154.519 + -10859.868 = 136435.876 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 99112.981 + 20054.468 + 15050.917 = 134218.367 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00183$

$\epsilon_t = 0.00183 \leq \epsilon_y = 0.002 \text{ ----->}$ 압축지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 88683.316 \text{ KN} \geq P_u = 10005.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 87241.935 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 9842.388 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 24722.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 22086.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 22086.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 4743.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 4743.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 15.2$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 15.2$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 22086.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 4743.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 22589.543 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 12.120^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.48 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 913.74 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}) \times d = 2076.295 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.907 + 16709.000 + -12397.338 = 128171.569 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19916.572 + 16955.435 = 135796.625 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평형편심} : e_b = 1059.49 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \varepsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강도감소계수} : \phi = 0.6517$$

$$\text{평형축하중} : \phi P_b = 83533.21 \text{ KN}$$

$$\text{평형모멘트} : \phi M_b = 88502.69 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_{\min} < e < e_b \text{ ----> 압축지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2242.082 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n / P_n = 913.743 \text{ mm} \quad \therefore e = 913.743 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : \rho_{used} = 1.060 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \varepsilon_t = 0.00165 < 0.004 \text{ ... } \therefore \text{취성파괴}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 136578.763 + 17600.662 + -9427.323 = 144752.103 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 98859.965 + 20163.752 + 13242.505 = 132266.222 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \varepsilon_t = 0.00165$$

$$\varepsilon_t = 0.00165 \leq \varepsilon_y = 0.002 \text{ -----> 압축지배 단면}$$

$$\text{강도감소계수} : \phi = 0.650$$

$$\text{설계축하중강도} : \phi P_n = 94088.863 \text{ KN} \geq P_u = 24722.000 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설계휨강도} : \phi M_n = 85973.041 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 22589.543 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

(4) Load Case 4

① 작용하중

$$\text{계수축하중} : P_u = 20802.000 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X)} : M_{ux} = 16846.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux,s} = 16846.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\begin{aligned}\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} &= 12423.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.ns} &= 0.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ M_{uy.s} &= 12423.000 \text{ KN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{X축 세장비 : } \lambda_x &= 15.2 \\ \text{Y축 세장비 : } \lambda_y &= 15.2\end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned}\text{X축 확대모멘트 : } \delta M_{ux} &= 16846.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{Y축 확대모멘트 : } \delta M_{uy} &= 12423.000 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{합성 확대모멘트 : } \delta M_u &= 20931.284 \text{ KN}\cdot\text{m} \\ \text{중립축 회전각 : } \theta_{rot} &= 36.407^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{최 소 편 심 : } e_{min} &= 235.46 \text{ mm} \\ \text{작 용 편 심 : } e &= 1006.21 \text{ mm}\end{aligned}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.246 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}P_b &= C_c + C_s + T_t = 123859.903 + 16710.113 + -12399.599 = 128170.417 \text{ KN} \\ M_b &= M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.409 + 16955.961 = 135795.991 \text{ KN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{평 형 편 심 : } e_b &= 1059.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근변형률 : } \epsilon_t &= 0.0020 \\ \text{강 도 감 소 계 수 : } \phi &= 0.6516 \\ \text{평 형 축 하 중 : } \phi P_b &= 83517.53 \text{ KN} \\ \text{평 형 모 멘 트 : } \phi M_b &= 88486.46 \text{ KN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$\therefore e_{min} < e < e_b \text{ ----> 압축지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\begin{aligned}\text{중립축 } x &= 2132.902 \text{ mm 로 가정하면...} \\ e' = M_n/P_n &= 1006.215 \text{ mm} \quad \approx \quad e = 1006.215 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}\end{aligned}$$

$$\text{사용철근비 : } P_{used} = 1.060 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN} \text{ 이므로..}$$

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.001886 < 0.004 \dots \therefore$ 취성 파괴

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 128206.318 + 17016.823 + -11315.907 = 133907.234 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 99100.774 + 20016.470 + 15622.262 = 134739.506 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00189$

$$\epsilon_t = 0.00189 \leq \epsilon_y = 0.002 \text{ -----} > \text{ 압축지배단면}$$

$$\text{강도 감소 계수 : } \phi = 0.650$$

$$\text{설계축하중강도 : } \phi P_n = 87039.699 \text{ KN} \geq P_u = 20802.000 \text{ KN} \therefore \text{ O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도 : } \phi M_n = 87580.676 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 20931.284 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{ O.K}$$

(5) Load Case 5

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 17844.000 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) : } M_{ux} = 22086.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux.s} = 22086.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 4743.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 4743.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비 : } \lambda_x = 15.2$$

$$\text{Y축 세장비 : } \lambda_y = 15.2$$

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

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.000$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.000$$

$$\text{X축 확대모멘트 : } \delta M_{ux} = 22086.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트 : } \delta M_{uy} = 4743.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 : } \delta M_u = 22589.543 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 : } \theta_{rot} = 12.120^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 : } e_{\min} = 235.48 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 : } e = 1265.95 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}) \times d = 2076.295 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.907 + 16709.000 + -12397.338 = 128171.569 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19916.572 + 16955.435 = 135796.625 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 : } e_b = 1059.49 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 : } \varepsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강 도 감 소 계 수 : } \phi = 0.6517$$

$$\text{평 형 축 하 중 : } \phi P_b = 83533.21 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 : } \phi M_b = 88502.69 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1860.702 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n/P_n = 1265.946 \text{ mm} \quad \therefore e = 1265.946 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용 철근비 : } \rho_{used} = 1.060 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN} \quad \text{이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \varepsilon_t = 0.002602 < 0.004 \quad \dots \therefore \text{취성 파괴}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 107383.880 + 15536.195 + -15588.106 = 107331.968 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 96383.999 + 19421.513 + 20070.951 = 135876.464 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \varepsilon_t = 0.0026$$

$$\varepsilon_y = 0.002 < \varepsilon_t = 0.0026 < 0.005 \text{ -----> 변화구간단면}$$

$$\varepsilon_y < \varepsilon_t < 0.005 \text{ 이므로 } 0.65 \sim 0.90 \text{ 사이에서 강도감소계수를 보간한다.}$$

$$\text{강도 감소 계수 : } \phi = 0.700$$

$$\text{설계축하중강도 : } \phi P_n = 75154.691 \text{ KN} \geq P_u = 17844.000 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도 : } \phi M_n = 95141.772 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 22589.543 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

(6) Load Case 6

① 작용하중

$$\text{계수축하중 : } P_u = 13924.000 \text{ KN}$$

$$\text{계수모멘트(X) : } M_{ux} = 16846.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{ux,s} = 16846.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{계수모멘트(Y) : } M_{uy} = 12423.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

$$M_{uy.s} = 12423.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{X축 세장비} : \lambda_x = 15.2$$

$$\text{Y축 세장비} : \lambda_y = 15.2$$

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

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

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

$$: \delta_{x.s} = 1.000$$

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

$$: \delta_{y.s} = 1.000$$

$$\text{X축 확대모멘트} : \delta M_{ux} = 16846.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{Y축 확대모멘트} : \delta M_{uy} = 12423.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트} : \delta M_u = 20931.284 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각} : \theta_{rot} = 36.407^\circ$$

$$\text{최 소 편 심} : e_{min} = 235.46 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심} : e = 1503.25 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.246 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.903 + 16710.113 + -12399.599 = 128170.417 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.409 + 16955.961 = 135795.991 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심} : e_b = 1059.50 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률} : \epsilon_t = 0.0020$$

$$\text{평 형 모 멘 트} : \phi M_b = 88486.46 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

$$\text{중립축 } x = 1647.274 \text{ mm 로 가정하면...}$$

$$e' = M_n / P_n = 1503.252 \text{ mm} \quad \therefore e = 1503.252 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비} : \rho_{used} = 1.060 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN 이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.003326 < 0.004 \text{ ... } \therefore \text{취성 파괴}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 91300.719 + 14343.238 + -18201.047 = 87442.909 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 91022.550 + 18736.887 + 21689.321 = 131448.758 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00333$

$$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00333 < 0.005 \text{ -----} > \text{변화구간단면}$$

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 0.90 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

$$\text{강도 감소 계수 : } \phi = 0.761$$

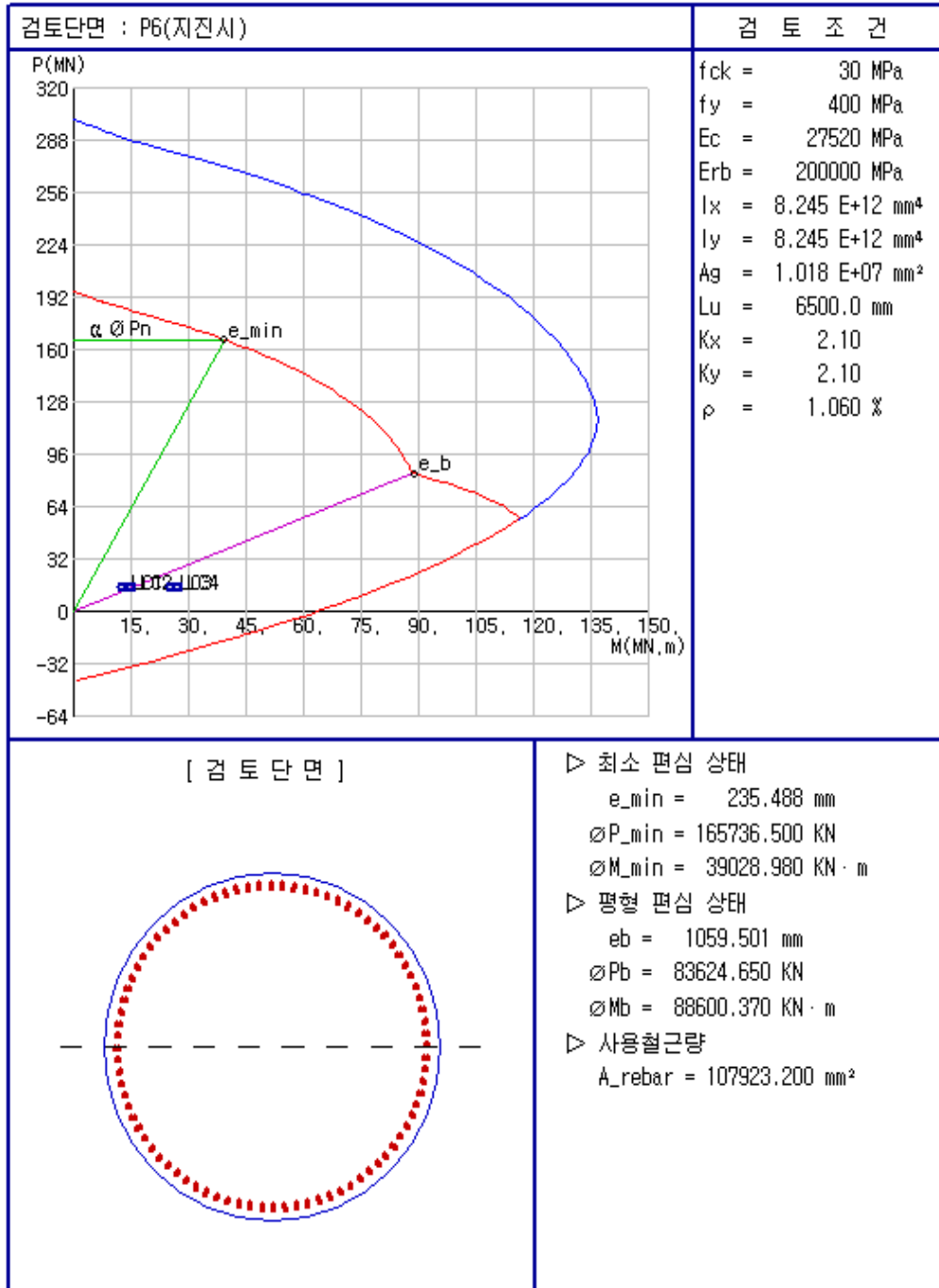
$$\text{설계축하중강도 : } \phi P_n = 66503.716 \text{ KN} \geq P_u = 13924.000 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$\text{설 계 휨 강 도 : } \phi M_n = 99971.867 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 20931.284 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$$

7.2 기둥해석

2) 지진시

▶ P - M 상관도



▶ P6(지진시) P - M 상관분석

1) 검토 제목 : P6(지진시)

2) 설계조건

설계 기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$

재료 탄성계수 : $E_c = 27520 \text{ MPa}$, $E_s = 200000 \text{ MPa}$

강도 감소계수 : $\phi_c = 0.65$, $\phi_f = 1.00$

3) 원형단면 검토조건

직 경 (Diameter) : 3600.00 mm

철근 피복두께(d') : 139.50 mm

비지지 길이 (L_u) : 6500.00 mm

유효길이계수 (K_x) : 2.10

유효길이계수 (K_y) : 2.10

횡방향 철근 형태 : 띠 철근

4) 사용 강재량

(1) 사용 철근량

- 1단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 125.0 \text{ mm}$)

- 2단 철근 : $H29 \times 84ea = 53961.6 \text{ mm}^2$ ($d_c = 154.0 \text{ mm}$)

- 총 사용 철근량 : $A_{st} = 107923.2 \text{ mm}^2$

5) 공칭 강도 검토

(1) Load Case 1

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 14997.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 11255.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 11255.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 4883.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 4883.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 15.2$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 15.2$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

$$: \beta dy = 0.000$$

$$X \text{ 축 확대계수 } : \delta x.ns = 1.000$$

$$: \delta x.s = 1.000$$

$$Y \text{ 축 확대계수 } : \delta y.ns = 1.000$$

$$: \delta y.s = 1.000$$

$$X \text{ 축 확대모멘트 } : \delta Mux = 11255.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$Y \text{ 축 확대모멘트 } : \delta Muy = 4883.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{합성 확대모멘트 } : \delta Mu = 12268.607 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{중립축 회전각 } : \theta_{rot} = 23.454^\circ$$

$$\text{최 소 편 심 } : e_{min} = 235.46 \text{ mm}$$

$$\text{작 용 편 심 } : e = 818.07 \text{ mm}$$

② 평형상태 계산

$$\text{중립축 } x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.202 \text{ mm}$$

$$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.895 + 16710.183 + -12399.906 = 128170.172 \text{ KN}$$

$$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19915.509 + 16956.389 = 135796.518 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{평 형 편 심 } : e_b = 1059.50 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근변형률 } : \epsilon_t = 0.0020$$

$$\text{강 도 감 소 계 수 } : \phi = 0.6523$$

$$\text{평 형 축 하 중 } : \phi P_b = 83603.07 \text{ KN}$$

$$\text{평 형 모 멘 트 } : \phi M_b = 88577.59 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\therefore e_{min} < e < e_b \text{ ----> 압축지배 구간}$$

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2370.90 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$$e' = M_n / P_n = 818.071 \text{ mm} \quad \therefore e = 818.071 \text{ mm} \text{ ----> say O.K.}$$

$$\text{사용철근비 } : P_{used} = 1.060 \%$$

$$\text{계수축력 } P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN} \quad \text{이므로..}$$

$$\text{순인장변형률 } \epsilon_t = 0.001396 < 0.004 \quad \therefore \text{취성파괴}$$

$$P_n = C_c + C_s + T_t = 146444.316 + 18285.529 + -7500.231 = 157229.613 \text{ KN}$$

$$M_n = M_c + M_s + M_t = 97594.893 + 20279.364 + 10750.672 = 128624.929 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\text{최외단 철근의 순인장변형률 } \epsilon_t = 0.0014$$

$$\epsilon_t = 0.0014 \leq \epsilon_y = 0.002 \text{ -----> 압축지배단면}$$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 102199.245 \text{ KN} \geq P_u = 14997.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 83606.201 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 12268.607 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K}$

(2) Load Case 2

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 14997.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 216.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 216.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 14668.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 14668.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 15.2$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 15.2$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x,ns} = 1.000$

: $\delta_{x,s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y,ns} = 1.000$

: $\delta_{y,s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 216.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 14668.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 14669.590 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 89.156^\circ$

최소 편심 : $e_{min} = 235.48 \text{ mm}$

작용 편심 : $e = 978.17 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.066 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.866 + 16708.891 + -12398.734 = 128170.022 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.618 + 19916.891 + 16957.648 = 135799.155 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평형 편심 : $e_b = 1059.52 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강도 감소 계수 : $\phi = 0.6524$

평형 축하중 : $\phi P_b = 83624.12 \text{ KN}$

평형 모멘트 : $\phi M_b = 88601.73 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 2164.319 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 978.168 \text{ mm} \approx e = 978.168 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{\text{used}} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.001816 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 130630.837 + 17182.724 + -10742.930 = 137070.631 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 99109.604 + 20061.316 + 14907.228 = 134078.148 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00182$

$\epsilon_t = 0.00182 \leq \epsilon_y = 0.002 \rightarrow$ 압축지배단면

강도 감소 계수 : $\phi = 0.650$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 89095.907 \text{ KN} \geq P_u = 14997.000 \text{ KN} \therefore \text{O.K.}$

설계 휨 강도 : $\phi M_n = 87150.793 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 14669.590 \text{ KN}\cdot\text{m} \therefore \text{O.K.}$

(3) Load Case 3

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 14997.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 24491.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux,s} = 24491.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 4883.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy,s} = 4883.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 15.2$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 15.2$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 24491.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 4883.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 24973.041 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 11.276^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.47 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1665.20 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.127 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.880 + 16710.210 + -12399.788 = 128170.302 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.619 + 19916.403 + 16957.053 = 135798.075 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.51 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강 도 감 소 계 수 : $\phi = 0.6524$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83613.32 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\phi M_b = 88589.38 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1526.581 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n / P_n = 1665.202 \text{ mm} \quad \therefore e = 1665.202 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용철근비 : $\rho_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.003827 < 0.004 \dots \therefore$ 취성파괴

$P_n = C_c + C_s + T_t = 82375.070 + 13642.856 + -19595.762 = 76422.163 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 86799.818 + 18247.198 + 22211.349 = 127258.362 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00383$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00383 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\phi = 0.863$

설계축하중강도 : $\phi P_n = 65967.781 \text{ KN} \geq P_u = 14997.000 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\phi M_n = 109849.700 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 24973.041 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

(4) Load Case 4

① 작용하중

계수축하중 : $P_u = 14997.000 \text{ KN}$

계수모멘트(X) : $M_{ux} = 216.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{ux.s} = 216.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

계수모멘트(Y) : $M_{uy} = 26990.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

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

$M_{uy.s} = 26990.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

X축 세장비 : $\lambda_x = 15.2$

Y축 세장비 : $\lambda_y = 15.2$

지속 계수하중비 : $\beta_{dx} = 0.000$

: $\beta_{dy} = 0.000$

X축 확대계수 : $\delta_{x.ns} = 1.000$

: $\delta_{x.s} = 1.000$

Y축 확대계수 : $\delta_{y.ns} = 1.000$

: $\delta_{y.s} = 1.000$

X축 확대모멘트 : $\delta M_{ux} = 216.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Y축 확대모멘트 : $\delta M_{uy} = 26990.000 \text{ KN}\cdot\text{m}$

합성 확대모멘트 : $\delta M_u = 26990.864 \text{ KN}\cdot\text{m}$

중립축 회전각 : $\theta_{rot} = 89.541^\circ$

최 소 편 심 : $e_{min} = 235.49 \text{ mm}$

작 용 편 심 : $e = 1799.75 \text{ mm}$

② 평형상태 계산

중립축 $x = \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}) \times d = 2076.231 \text{ mm}$

$P_b = C_c + C_s + T_t = 123859.901 + 16709.908 + -12398.614 = 128171.194 \text{ KN}$

$M_b = M_c + M_s + M_t = 98924.620 + 19916.549 + 16956.286 = 135797.454 \text{ KN}\cdot\text{m}$

평 형 편 심 : $e_b = 1059.50 \text{ mm}$

최외단철근변형률 : $\epsilon_t = 0.0020$

강 도 감소 계 수 : $\phi = 0.6524$

평 형 축 하 중 : $\phi P_b = 83624.65 \text{ KN}$

평 형 모 멘 트 : $\emptyset M_b = 88600.36 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$\therefore e_b < e \rightarrow$ 인장지배 구간

③ 단면강도 검토

중립축을 가정하여 Trial & Error Method로 검토한다.

중립축 $x = 1440.696 \text{ mm}$ 로 가정하면...

$e' = M_n/P_n = 1799.751 \text{ mm} \quad \therefore \quad e = 1799.751 \text{ mm} \rightarrow \text{say O.K.}$

사용 철근비 : $\rho_{used} = 1.060 \%$

계수축력 $P_u < 0.1 \cdot f_{ck} \cdot A_g = 30536.281 \text{ KN}$ 이므로..

순인장변형률 $\epsilon_t = 0.004236 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K}$

$P_n = C_c + C_s + T_t = 76104.085 + 13129.903 + -20567.492 = 68666.496 \text{ KN}$

$M_n = M_c + M_s + M_t = 83291.235 + 17854.912 + 22436.440 = 123582.583 \text{ KN}\cdot\text{m}$

최외단 철근의 순인장변형률 $\epsilon_t = 0.00424$

$\epsilon_y = 0.002 < \epsilon_t = 0.00424 < 0.005 \rightarrow$ 변화구간단면

$\epsilon_y < \epsilon_t < 0.005$ 이므로 0.65 ~ 1.00 사이에서 강도감소계수를 보간한다.

강도 감소 계수 : $\emptyset = 0.911$

설계축하중강도 : $\emptyset P_n = 62544.865 \text{ KN} \geq P_u = 14997.000 \text{ KN} \quad \therefore \text{O.K}$

설 계 휨 강 도 : $\emptyset M_n = 112565.172 \text{ KN}\cdot\text{m} \geq M_u = 26990.864 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \therefore \text{O.K}$

7.3 횡방향철근 검토

① 전단력 검토

기둥에 발생하는 전단력 $V = 3860.923$ KN (합성 전단력)

- 인장철근들의 도심과 압축연단까지의 거리 d

$$Z_s = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{2}{\pi} \times \left(\frac{3600}{2} - 140 \right) = 1057 \text{ mm}$$

$$d = \frac{h}{2} + Z_s = \frac{3600}{2} + 1057.107 = 2857.11 \text{ mm}$$

$$V_n = V_{\max} / \phi = 3860.923 / 1 = 3860.923 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 1/6 \times \sqrt{30.00} \times 3600.0 \times 2857.11 / 1000 = 9389.410 \text{ KN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d = 9389.410 \text{ KN} > V_n = 3860.923 \text{ KN}$$

$$1/2 \times V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b \cdot d \times 1/2 = 4694.705 \text{ KN} > V_n = 3860.923 \text{ KN}$$

∴ 이므로 전단보강 불필요

② 횡방향 철근 간격 및 단부구역 범위

- 소성거동이 예측되지 않는 단부구역 횡방향철근 설치간격

$$\text{부재최소단면치수의 } 1/4 = 900.000$$

$$\text{축방향 철근지름의 6배} = 174.000$$

중 작은값이므로 174 mm 를 초과하지 않아야 한다.

- 기둥에서의 단부구역 길이

$$\cdot \text{기둥의 최대단면치수} = 3600.000$$

$$\cdot \text{기둥 순높이의 } 1/6 = 583.333$$

$$\cdot 45 \text{ cm 이상} = 450.000$$

중 큰값이므로 3600 mm 이상 설치한다.

- 인접 부재와의 연결면에서 다음과 같이 연장 설치

$$\cdot \text{기둥치수의 0.5배이상연장} = 1800.000$$

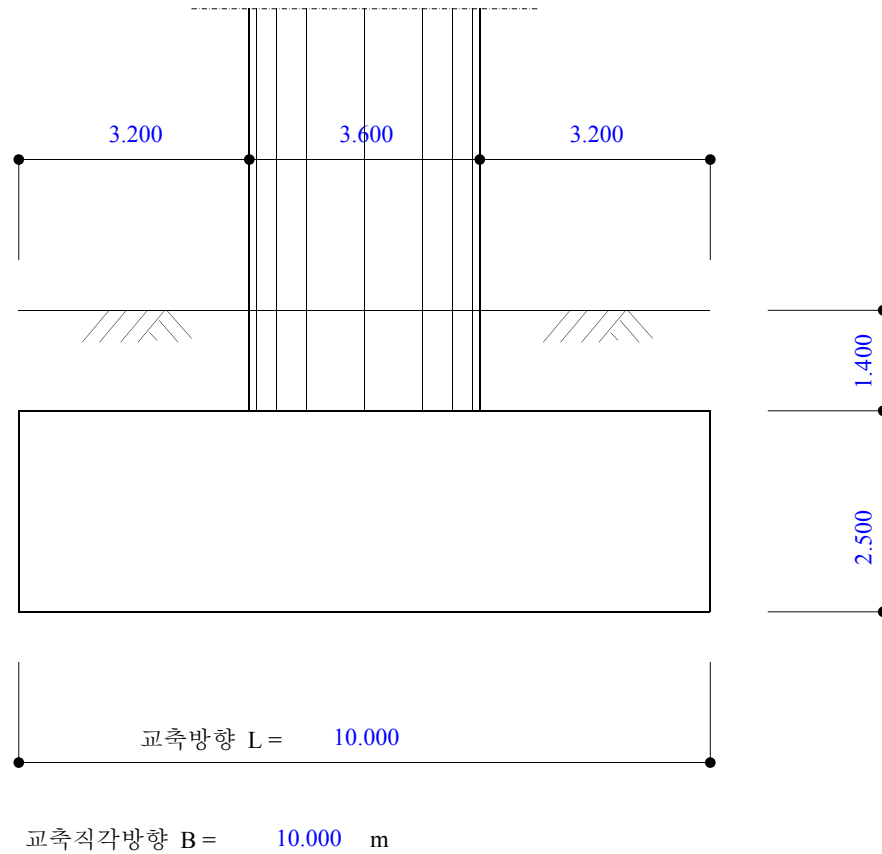
$$\cdot 38 \text{ cm 이상} = 380.000$$

중 큰값이므로 1800 mm 이상 설치한다.

8. 기초의 안정성 검토

8.1 사용하중 산정

1) 기초 및 흙의 자중



가) 기초의 자중

$$\frac{10.000 \times 2.500 \times 10.000 \times 24.500}{\Sigma} = \frac{6125.000}{\Sigma} \text{ kN}$$

나) 흙의 자중

$$\begin{aligned} & \frac{10.000 \times 1.400 \times 10.000 \times 19.000}{\Sigma} = \frac{2660.000}{\Sigma} \text{ kN} \\ & - \pi \times \frac{3.600^2}{4} \times 1.400 \times 19.000 = -270.755 \text{ kN} \\ & \Sigma = 2389.245 \text{ kN} \end{aligned}$$

다) 기초, 흙의 자중

$$\sum V2 = 6125.000 + 2389.245 = 8514.24 \text{ kN}$$

2) 반력 집계표

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	1000.000	17495.602	3513.045	
적 용	combo 49	1000.000	17495.602	3513.045	
평상시 최대모멘트	combo 52	332.176	15000.529	8409.804	
적 용	combo 52	332.176	15000.529	8409.804	
지진시	combo 56	2740.118	15000.529	27004.328	1.0

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	combo 49	2224.517	17495.602	15866.256	
적 용	combo 49	2224.517	17495.602	15866.256	
평상시 최대모멘트	combo 49	2224.517	17495.602	15866.256	
적 용	combo 49	2224.517	17495.602	15866.256	
지진시	combo 55	3860.923	15000.529	24490.793	1.0

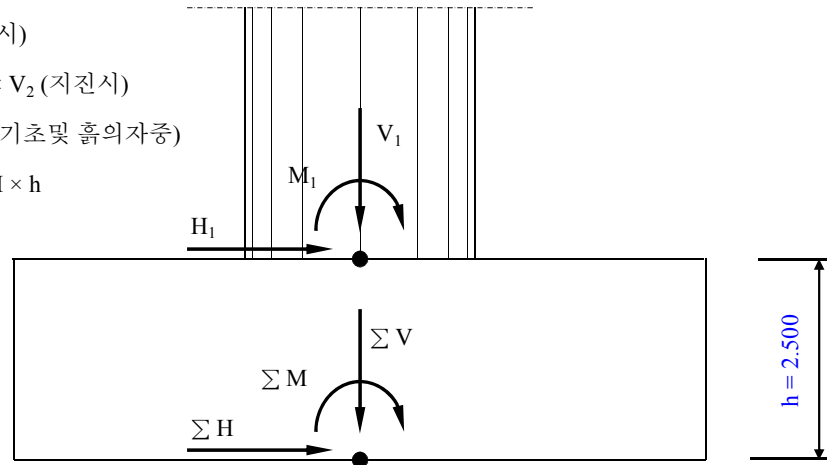
3) 기초저면 중심에서의 작용하중의 산정(기초및흙의 자중+상부반력)

$$\Sigma H = H_1 \text{ (평상시)}$$

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

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

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



가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1000.000	26009.847	6013.045	0.231	
평상시 최대모멘트	332.176	23514.774	9240.244	0.393	
지진시	2740.118	23514.774	33854.623	1.440	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	2224.517	26009.847	21427.549	0.824	
평상시 최대모멘트	2224.517	26009.847	21427.549	0.824	
지진시	3860.923	23514.774	34143.101	1.452	

4) 각도변화고려(0 도)

가) 교축직각방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	1000.000	26009.847	6013.045	0.231	
평상시 최대모멘트	332.176	23514.774	9240.244	0.393	
지진시	2740.118	23514.774	33854.623	1.440	

나) 교축방향

(사용하중)

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e = \Sigma M / \Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	2224.517	26009.847	21427.549	0.824	
평상시 최대모멘트	2224.517	26009.847	21427.549	0.824	
지진시	3860.923	23514.774	34143.101	1.452	

8.2 안정 검토

1) 허용지지력에 대한 검토

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

$$N = 50 \text{ (기초지반은 지질주상도 참조)}$$

$$\alpha = 1.0 + 0.3 B/L = 1.0 + 0.3 \times 10.000 / 10.000 = 1.300 \text{ m}$$

$$\beta = 0.5 - 0.1 B/L = 0.5 - 0.1 \times 10.000 / 10.000 = 0.400 \text{ m}$$

$$q = \gamma_2 \times D_f = 19.0 \times 3.900 = 74.100 \text{ kN/m}^2$$

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

$$C = 0$$

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

가) 평상시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인경우)

$$\text{유효재하폭} \quad B' = B - 2e_b = 10.000 - 2 \times 0.393 = 9.214 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 10.000 - 2 \times 0.824 = 8.352 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적} \quad A' = B' \times L' = 9.214 \times 8.352 = 76.955 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 76.955 \times [1.300 \times 0.000 \times 95.700 + 0.400 \times 19.0 \times 9.214 \times 81.30 + 74.100 \times 100.4] = 1,010,634 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u/3 = 1,010,634 / 3 = 336,878 \text{ kN}$$

$$Q_a = 336,878 \text{ kN} > V_{\max} = 26,010 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

나) 지진시

기초의 유효재하면적(2방향 편심인 경우)

$$\text{유효재하폭 } B' = B - 2e_b = 10.000 - 2 \times 1.440 = 7.121 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_l = 10.000 - 2 \times 1.452 = 7.096 \text{ m}$$

$$\text{유효재하면적 } A' = B' \times L' = 7.121 \times 7.096 = 50.531 \text{ m}^2$$

지반의 극한지지력

$$Q_u = 50.531 \times [1.300 \times 0.000 \times 95.700 + 0.400 \times 19.0 \\ \times 7.121 \times 81.30 + 74.100 \times 100.4] = 598,265 \text{ kN}$$

지반의 허용지지력

$$Q_a = Q_u / 2 = 598,265 / 2 = 299,132 \text{ kN}$$

$$Q_a = 299,132 \text{ kN} > V_{\max} = 23,515 \text{ kN} \quad \text{- O.K. -}$$

2) 최대 지반반력에 대한 검토

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

가) 교축직각방향

축력 최대인 경우 (평상시)

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

$$= 26009.847 / (10.000 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.231) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = 296.177 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 224.020 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

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

$$= 23514.774 / (10.000 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.393) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = 290.589 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 179.706 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.440 < B/6 = 1.667$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 23514.774 / (10.000 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.440) / 10.000 \} \\ &= 438.275, \quad 32.020 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2\sum V / Lx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 47029.548 / (10.000 \times 10.681) = 440.317 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{\max} = 438.275 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 32.020 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -}$$

나) 교축방향

축력 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 26009.847 / (10.000 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.824) / 10.000 \} \\ q_{\max} &= 388.664 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 131.533 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \} \\ &= 26009.847 / (10.000 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.824) / 10.000 \} \\ q_{\max} &= 388.664 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 131.533 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1000.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{- O.K. -} \end{aligned}$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$e = 1.452 < L/6 = 1.667$$

$$\begin{aligned} q &= \sum V / B \cdot L \{ 1 \pm (6 \cdot e) / L \}, \quad (e < B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 23514.774 / (10.000 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.452) / 10.000 \} \\ &= 440.006, \quad 30.289 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= 2\sum V / Bx, \quad (e > B/6 \text{ 일 경우}) \\ &= 47029.548 / (10.000 \times 10.644) = 441.839 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\max} &= 440.006 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{min} = 30.289 \text{ kN/m}^2 \quad q_a = 1500.00 \text{ kN/m}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

3) 전도에 대한 검토

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

가) 교축직각방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 0.393 \text{ m}$$

$$B/6 = 10.000 / 6 = 1.667 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 1.440 \text{ m}$$

$$B/3 = 10.000 / 3 = 3.333 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인경우(평상시)

$$e_{max} = 0.824 \text{ m}$$

$$L/6 = 10.000 / 6 = 1.667 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인경우(지진시)

$$e_{max} = 1.452 \text{ m}$$

$$L/3 = 10.000 / 3 = 3.333 \text{ m} \quad - \text{O.K.} -$$

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 (평상시)

$$H_u = 26009.847 \times 0.538 = 13993.298 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 13993.3 / 1000.000 = 13.993 > 1.5 \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 23514.774 \times 0.538 = 12650.948 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 12650.9 / 2740.12 = 4.617 > 1.2 \quad - \text{O.K.} -$$

나) 교축방향

축력 및 모멘트 최대인 경우 (평상시)

$$H_u = 26009.85 \times 0.538 = 13993.298 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 13993.3 / 2224.52 = 6.290 > 1.5 \quad - \text{O.K.} -$$

축력 및 모멘트 최대인 경우 (지진시)

$$H_u = 23514.77 \times 0.538 = 12650.948 \text{ kN}$$

$$H_u / H = 12650.9 / 3860.92 = 3.277 > 1.2 \quad - \text{O.K.} -$$

■ 확대기초 두께에 대한 강제 검토 : [KR C-11020 2.5.1]

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

$$\beta\lambda \leq 1.0$$

여기서

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k}{E \cdot h^3}} (m^{-1})$$

k : kv - 직접기초인 경우, kp - 말뚝기초인 경우

kv : 연직방향 지반반력계수 (kN/m³)

$$= K_{vo} \times (\sqrt{(L \times B) / 0.3})^{-3/4} = 33639.360 \quad kN/m^3$$

$$k_v = k_{vo} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$K_{vo} = 1/0.3 \times \alpha \times E_o = 1/0.3 \times 1.000 \times 2800N = 466666.667 \quad kN/m^3$$

L : 확대기초의 길이 (= 10.000 m)

B : 확대기초의 폭 (= 10.000 m)

E : 확대기초의 탄성계수 (= 27500000.000 kN/m²)

h : 확대기초의 평균두께 (= 2.500 m)

λ : 확대기초의 환산 돌출길이 (m)

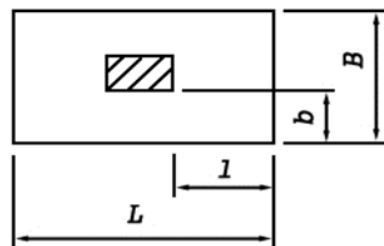
$$\beta = \sqrt[4]{\{3 \times 33639.360 / (27500000.000 \times 2.500^3)\}} = 0.124 \quad 0(m^{-1})$$

* 독립확대기초 및 벽확대기초의 경우

$$\lambda = \max(l, b) = 3.200$$

다만, l ≥ L/2이면 l = L/2 = 5.000

b ≥ B/2이면 b = B/2 = 5.000



$$\beta\lambda = 0.124 \times 3.200 = 0.396 < 1.0 \quad -O.K.-$$

9. 기초의 계수하중 산정

9.1 계수하중산정

1) 상부 반력 집계표

가) 교축직각방향

구 분	하 중 조 합	수평력 (kN)	연직력 (kN)	모멘트 (kN·m)	비 고
평상시 최대축력	comb 14	0	28968.239	0	
적 용	comb 14	0	28968.239	0	
평상시 최대모멘트	comb 22	448.438	20802.141	12423.308	
적 용	comb 22	448.438	20802.141	12423.308	
지진시	comb 26	2740.118	14997.343	26990.298	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	28968.239	775.274	
적 용	comb 14	0.000	28968.239	775.274	
평상시 최대모멘트	comb 19	3084.318	24721.926	22085.541	
적 용	comb 19	3084.318	24721.926	22085.541	
지진시	comb 25	3860.923	14997.343	24491.302	1.0

2) 전체반력 (기초 및 흙의 자중 + 구조물 반력)

① 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.60 인 경우, 평상시)

$$\Sigma = 8514.245 \times 1.6 = 13622.792 \text{ kN}$$

② 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.35 인 경우, 평상시)

$$\Sigma = 8514.245 \times 1.35 = 11494.231 \text{ kN}$$

③ 기초 및 흙의 자중 (고정하중 계수가 1.0 인 경우, 지진시)

$$\Sigma = 8514.245 \times 1.0 = 8514.245 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 6125.000 \times 0.154 = 943.250 \text{ kN}$$

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	42591.031	0.000	0.000	
평상시 최대모멘트	448.438	32296.372	13544.403	0.419	
지진시	3683.368	23511.588	36198.718	1.540	

나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	42591.031	775.274	0.018	
평상시 최대모멘트	3084.318	36216.157	29796.336	0.823	
지진시	4804.173	23511.588	36501.735	1.552	

3) 각도변화고려(0 도)

가) 교축직각방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	42591.031	0.000	0.000	
평상시 최대모멘트	448.438	32296.372	13544.403	0.419	
지진시	3683.368	23511.588	36198.718	1.540	

나) 교축방향

구 분	ΣH	ΣV	ΣM	$e=\Sigma M/\Sigma V$	비 고
평상시 최대축력	0.000	42591.031	775.274	0.018	
평상시 최대모멘트	3084.318	36216.157	29796.336	0.823	
지진시	4804.173	23511.588	36501.735	1.552	

10.1 교축직각방향 단면력

The technical drawing illustrates the cross-section of a foundation and the corresponding load distribution. The upper portion shows a cross-section of the foundation with a width of 2.500 units. The foundation is divided into two sections: a central section labeled "중심토목" (Center Soil) and a side section labeled "전단검토면" (Shear Check Surface). The foundation is supported by a base with a width of 1.400 units. The load distribution is shown as a trapezoidal shape with a minimum load of q_{min} on the left and a maximum load of q_{max} on the right. The load is applied at two points, labeled q_1 and q_2 . The horizontal distance from the center of the foundation to the point of application of q_1 is 0.360 units, and the distance to the point of application of q_2 is 0.890 units. The total width of the foundation is 2.310 units.

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{26009.847 / (10.000 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.231) / 10.000 \}}$$

q _{max}	=	296.177	kN/m ²	q ₁	=	270.489	kN/m ²
q _{min}	=	224.020	kN/m ²	q ₂	=	279.509	kN/m ²

$$q = \frac{\sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}}{23514.774 / (10.000 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 0.393) / 10.000 \}}$$

$$q_{\max} = 290.589 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 251.115 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 179.706 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 264.975 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned} q &= \sum V / L \cdot B \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\ &= 23514.774 / (10.000 \times 10.000) \times \{ 1 \pm (6 \times 1.440) / 10.000 \} \\ q_{\max} &= 2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)} \\ &= 47029.548 / (10.000 \times 10.681) = 440.317 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_{\max} &= 438.275 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 293.649 \text{ kN/m}^2 \\ q_{\min} &= 32.020 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 344.430 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned} M_d &= 3.560^2 / 6 \times (2 \times 296.177 + 270.489) - \\ &\quad 2.500 \times 3.560^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 1434.424 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ S_d &= 2.310 / 2 \times (296.177 + 279.509) - 2.500 \times 2.310 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 523.429 \text{ kN} \end{aligned}$$

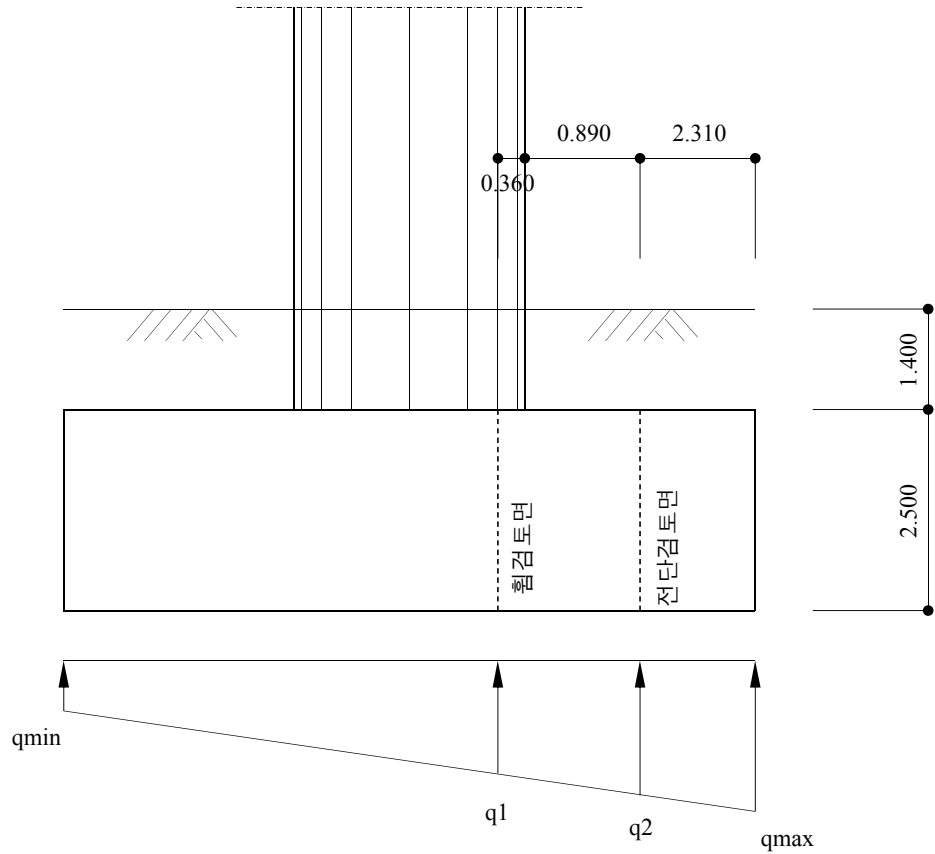
ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned} M_d &= 3.560^2 / 6 \times (2 \times 290.589 + 251.115) - \\ &\quad 2.500 \times 3.560^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 1369.896 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ S_d &= 2.310 / 2 \times (290.589 + 264.975) - 2.500 \times 2.310 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 500.189 \text{ kN} \end{aligned}$$

ㅁ. 지진시

$$\begin{aligned} M_d &= 3.560^2 / 6 \times (2 \times 438.275 + 293.649) - \\ &\quad 2.500 \times 3.560^2 / 2 \times 24.5 \times 1.000 \\ &= 2083.644 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ S_d &= 2.310 / 2 \times (438.275 + 344.430) - 2.500 \times 2.310 \times \\ &\quad 24.5 \times 1.000 \\ &= 762.538 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{42591.031}{(10.000 \times 10.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.000}{10.000} \right\}$$

$$q_{\max} = 425.910 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 425.910 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 425.910 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 425.910 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인 경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{32296.372}{(10.000 \times 10.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.419}{10.000} \right\}$$

$$q_{\max} = 404.230 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 346.368 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 241.697 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 366.685 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= \frac{23511.588}{(10.000 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.540) / 10.000 \} \\
 q_{\max} &= \frac{2 \sum V / Lx \text{ (} e > B/6 \text{ 일 경우)}}{ } \\
 &= \frac{47023.176}{(10.000 \times 10.381)} = 452.966 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\max} &= 452.308 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 297.667 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 17.924 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 351.965 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{3.560^2}{6} \times (2 \times 425.910 + 425.910) - \\
 &\quad 1.60 \times 2.500 \times \frac{3.560^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 2077.902 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.310}{2} \times (425.910 + 425.910) - 1.60 \times 2.500 \times \\
 &\quad 2.310 \times 24.5 \\
 &= 757.473 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

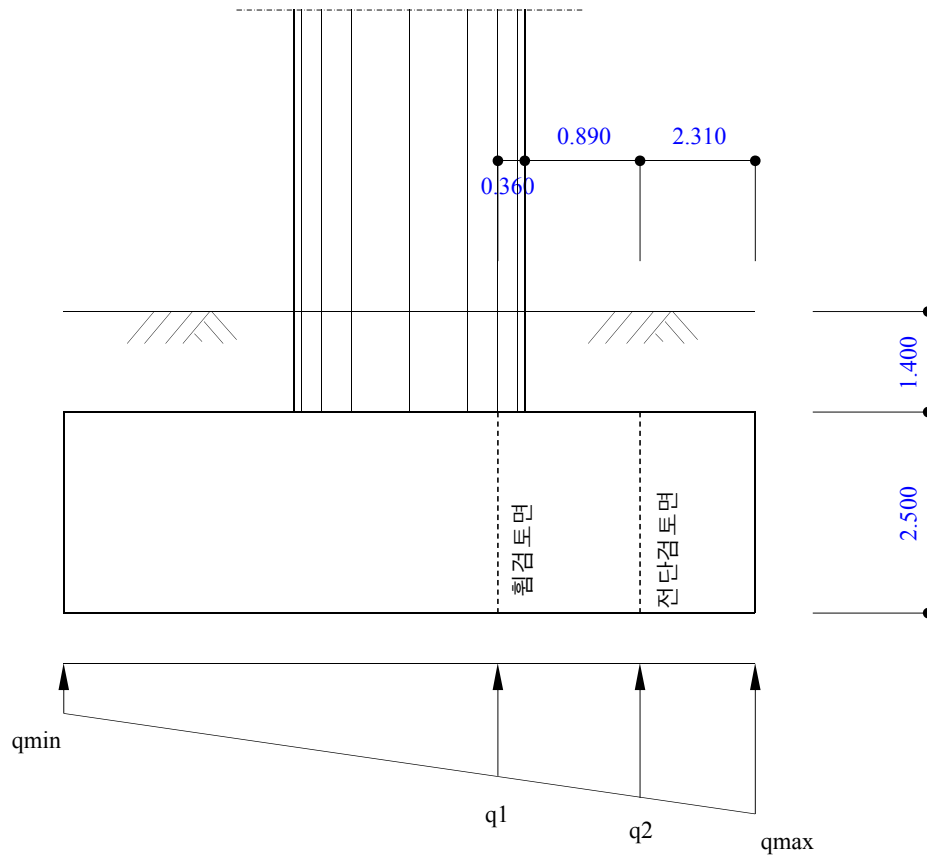
$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{3.560^2}{6} \times (2 \times 404.230 + 346.368) - \\
 &\quad 1.35 \times 2.500 \times \frac{3.560^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 1915.332 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.310}{2} \times (404.230 + 366.685) - 1.35 \times 2.500 \times \\
 &\quad 2.310 \times 24.5 \\
 &= 699.399 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㅁ. 지진시

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{3.560^2}{6} \times (2 \times 452.308 + 297.667) - \\
 &\quad 1.0 \times 2.500 \times \frac{3.560^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 2151.415 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.310}{2} \times (452.308 + 351.965) - 1.0 \times 2.500 \times \\
 &\quad 2.310 \times 24.5 \\
 &= 787.448 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

10.2 교축방향 단면력

1) 사용하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{26009.847}{(10.000 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.824) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = 388.664 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 297.125 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 131.533 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 329.267 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{26009.847}{(10.000 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 0.824) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = 388.664 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 297.125 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 131.533 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 329.267 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \}$$

$$= \frac{23514.774}{(10.000 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.452) / 10.000 \}$$

$$q_{\max} = \frac{2 \sum V / Lx}{(e > B/6 \text{ 일 경우})}$$

$$= \frac{47029.548}{(10.000 \times 10.644)} = 441.839 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\max} = 440.006 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = 294.147 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 30.289 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 345.362 \text{ kN/m}^2$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.560^2}{6} \times (2 \times 388.664 + 297.125) -$$

$$2.500 \times \frac{3.560^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1881.402 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.310}{2} \times (388.664 + 329.267) - 2.500 \times 2.310 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 687.722 \text{ kN}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$M_d = \frac{3.560^2}{6} \times (2 \times 388.664 + 297.125) -$$

$$2.500 \times \frac{3.560^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

$$= 1881.402 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.310}{2} \times (388.664 + 329.267) - 2.500 \times 2.310 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 687.722 \text{ kN}$$

ㅁ. 지진시

$$M_d = \frac{3.560^2}{6} \times (2 \times 440.006 + 294.147) -$$

$$2.500 \times \frac{3.560^2}{2} \times 24.5 \times 1.000$$

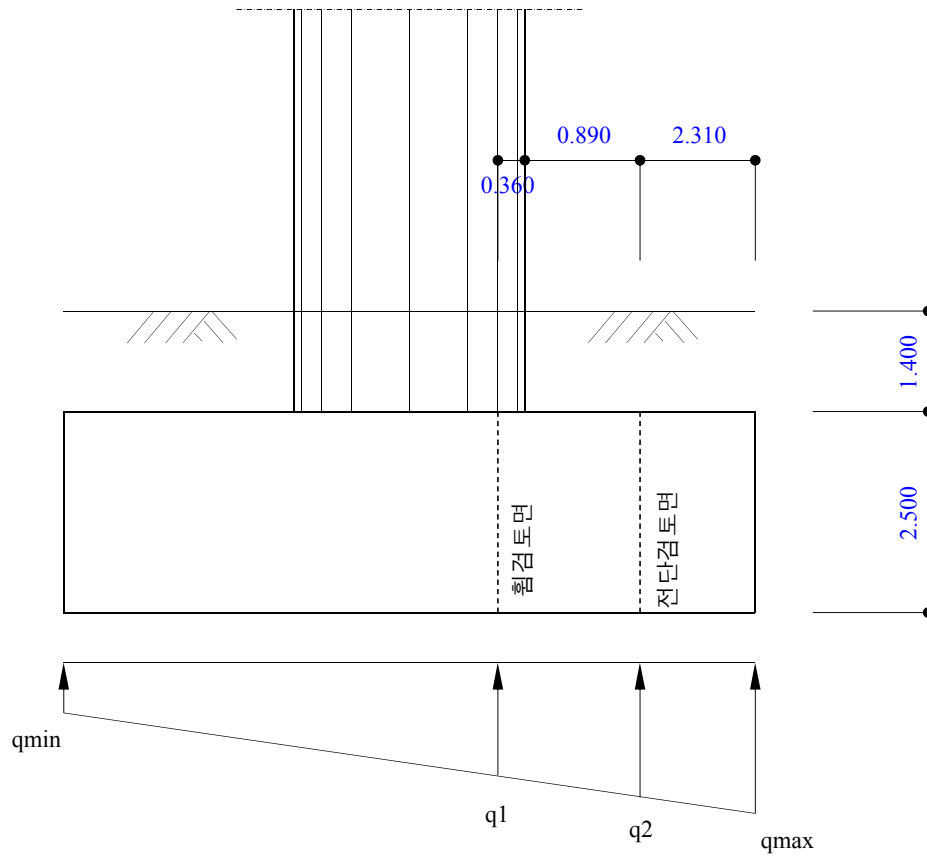
$$= 2092.009 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_d = \frac{2.310}{2} \times (440.006 + 345.362) - 2.500 \times 2.310 \times$$

$$24.5 \times 1.000$$

$$= 765.613 \text{ kN}$$

2) 극한하중에 대한 검토



ㄱ. 축력 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{42591.031}{(10.000 \times 10.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.018}{10.000} \right\}$$

$$q_{\max} = 430.562 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 427.250 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 421.259 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 428.413 \text{ kN/m}^2$$

ㄴ. 모멘트 최대인경우

$$q = \frac{\sum V}{L \cdot B} \left\{ 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right\}$$

$$= \frac{36216.157}{(10.000 \times 10.000)} \times \left\{ 1 \pm \frac{6 \times 0.823}{10.000} \right\}$$

$$q_{\max} = 540.940 \text{ kN/m}^2 \quad q_1 = 413.650 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\min} = 183.384 \text{ kN/m}^2 \quad q_2 = 458.344 \text{ kN/m}^2$$

ㄷ. 지진시

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{\sum V}{L \cdot B} \{ 1 \pm (6 \cdot e) / B \} \\
 &= \frac{23511.588}{(10.000 \times 10.000)} \times \{ 1 \pm (6 \times 1.552) / 10.000 \} \\
 q_{\max} &= \frac{2 \sum V / Lx}{(e > B/6 \text{ 일 경우})} \\
 &= \frac{47023.176}{(10.000 \times 10.343)} = 454.660 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\max} &= 454.126 \text{ kN/m}^2 & q_1 &= 298.191 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{\min} &= 16.105 \text{ kN/m}^2 & q_2 &= 352.943 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ㄹ. 축력 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{3.560^2}{6} \times (2 \times 430.562 + 427.250) - \\
 &\quad 1.6 \times 2.500 \times \frac{3.560^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 2100.383 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.310}{2} \times (430.562 + 428.413) - 1.6 \times 2.500 \times \\
 &\quad \frac{2.310}{2} \times 24.5 \\
 &= 765.736 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㄱ. 모멘트 최대인 경우

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{3.560^2}{6} \times (2 \times 540.940 + 413.650) - \\
 &\quad 1.35 \times 2.500 \times \frac{3.560^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 2634.981 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.310}{2} \times (540.940 + 458.344) - 1.35 \times 2.500 \times \\
 &\quad \frac{2.310}{2} \times 24.5 \\
 &= 963.165 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

ㅁ. 지진시

$$\begin{aligned}
 M_d &= \frac{3.560^2}{6} \times (2 \times 454.126 + 298.191) - \\
 &\quad 1.0 \times 2.500 \times \frac{3.560^2}{2} \times 24.5 \\
 &= 2160.201 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_d &= \frac{2.310}{2} \times (454.126 + 352.943) - 1.0 \times 2.500 \times \\
 &\quad \frac{2.310}{2} \times 24.5 \\
 &= 790.678 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

10.3 기초의 유효폭

1) 교축직각방향 $B = 10.000 \text{ m}$

2) 교축방향 $B = 10.000 \text{ m}$

$$\beta = 1.000$$

$$A_{sm} = 2 / (\beta + 1) = 1.000 \text{ Ass}$$

* 긴변 방향의 휨철근은 전폭에 걸쳐 등간격으로 배치

* 전단력에 대한 확대기초의 유효폭은 기초전폭으로 한다.

10.4 유효폭을 고려하지 않은 단면력

		교 축 직 각 방 향	교 축 방 향
사용하중	모 멘 트(KN·m)	1434.424	1881.402
계수하중	전 단 력(KN)	787.448	963.165
	모 멘 트(KN·m)	2151.415	2634.981

* 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)	1434.424	1881.402
계수하중	전 단 력(KN)	787.448	963.165
	모 멘 트(KN·m)	2151.415	2634.981

10.6 기초 단면 검토

1) 교축직각방향

$f_{ck} = 30$ Mpa $f_y = 400$ 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	2500.00	2350.00	150.00	2151.415	787.448	1434.424

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

→ Use As (total) = 4584.000 mm² [사용률 1.787]

$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 71.906$ mm

$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.07897 > 0.004$ - 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 $A_s = 2565.002$ mm²

철근비 검토

$$P_{max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 94056.85 \text{ mm}^2$$

$$P_{min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 8225.00 \text{ mm}^2$$

$$\frac{4}{3} \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 3420.00 \text{ mm}^2$$

$\therefore P_{min} < P_{used} < P_{max}$ -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 73.110 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 3817.739 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$\Phi M_n > M_u$ (= 2151.415 kN·m) [사용률 = 1.775] ∴ O.K!!

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2350.00 / 1000$$

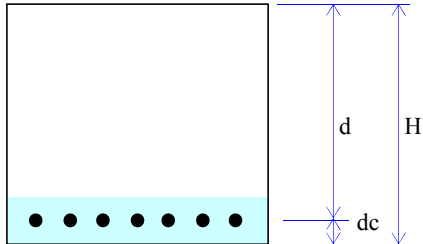
$$= 1823.46 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1823.46 > V_u = 787.448 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 2500.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 2350.00 \text{ mm}, \quad d_c = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 1434.424 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 4584.000 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 357.583 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 140.272 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 143.792 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 19 / 2 = 90.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 321.415 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 321 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

2) 교축방향

$f_{ck} = 30$ Mpa $f_y = 400$ 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	2500.00	2350.00	150.00	2634.981	963.165	1881.402

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

→ Use As (total) = 4584.000 mm² [사용률 1.456]

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 71.906 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.07897 > 0.004 \text{ - O.K. -}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 200000 = 0.00200$$

∵ $\epsilon_t > 0.005$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.90$ 적용

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y \times (d - a / 2) \text{ ----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \text{ ----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\{f_y^2 / (2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b)\} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + M_u / \Phi = 0$$

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 3147.703 \text{ mm}^2$$

철근비 검토

$$P_{\max} = 0.714 \quad P_b = \frac{0.714 \times 0.9 \times K_1 \times f_{ck} \times 60000}{f_y \times (60000 + f_y)} = 0.0400 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 94056.85 \text{ mm}^2$$

$$P_{\min} = 1.4 / f_y = 0.0035$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.0034$$

$$\text{중 큰값 적용} \therefore P_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 8225.00 \text{ mm}^2$$

$$\frac{4}{3} \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 4196.94 \text{ mm}^2$$

∴ $P_{\min} < P_{\text{used}} < P_{\max}$ -----> 철근비 만족 ∴ O.K!!

휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.836 \times f_{ck} \times b) = 73.110 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.9 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 3817.739 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 2634.981 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.449] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

나) 전단검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.85 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1000.0 \times 2350.00 / 1000$$

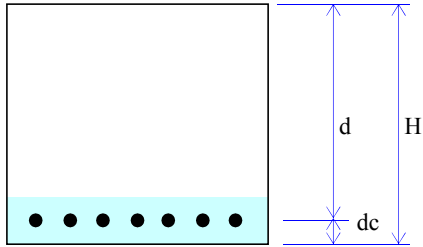
$$= 1823.46 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 1823.46 > V_u = 963.165 \text{ kN}$$

∴ 전단보강 필요 없음!!

다) 사용성 검토

- 균열 검토



$$f_{ck} = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa},$$

$$H = 2500.00 \text{ mm}, \quad B = 1000.00 \text{ mm},$$

$$d = 2350.00 \text{ mm}, \quad dc = 150.00 \text{ mm},$$

$$M_o = 1881.402 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad A_s = 4584.000 \text{ mm}^2$$

$$N = 8 \quad n = 7$$

- 응력산정

$$x = -(n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 357.583 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 183.982 \text{ Mpa}$$

$$f_{st} = f_s (H - dc_{\min} - x) / (D - x) = 179.365 \text{ Mpa}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 19 / 2 = 90.500 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 212.799 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격; } 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 213 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

10.7 기초 2방향전단(편칭) 검토

1) 기둥검토

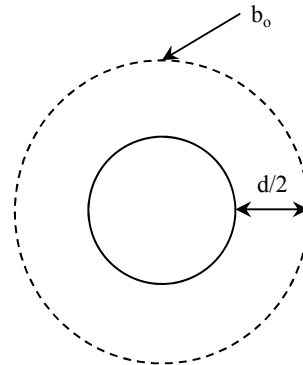
가) 최대반력 산정

■ 최대 연직하중(V_u): 28968.239 kN

■ 편치 전단 검토위치: 기둥전면 $d/2$

■ 위험단면 길이(b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \times \pi \times (r + d/2) \\ &= 2 \pi \times (1.800 + 1.175) \\ &= 18.692 \text{ m} \end{aligned}$$



나) 콘크리트가 부담하는 전단강도

■ $\beta_c = 1.000$ (짧은변에 대한 긴 변의 비), $a_s = 40$

■ 공칭전단강도 V_c

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 1/6 \times (1 + 2/\beta_c) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2) \times 5477.226 \times 18.692 \times 2.350 \\ &= 120296.862 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 1/6 \times (1 + (a_s \cdot d)/(2 \cdot b_o)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/6 \times (1 + 2.514) \times 5477.226 \times 18.692 \times 2.350 \\ &= 140907.725 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 1/3 \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d \\ &= 1/3 \times 5477.226 \times 18.692 \times 2.350 \\ &= 80197.908 \text{ kN} \end{aligned}$$

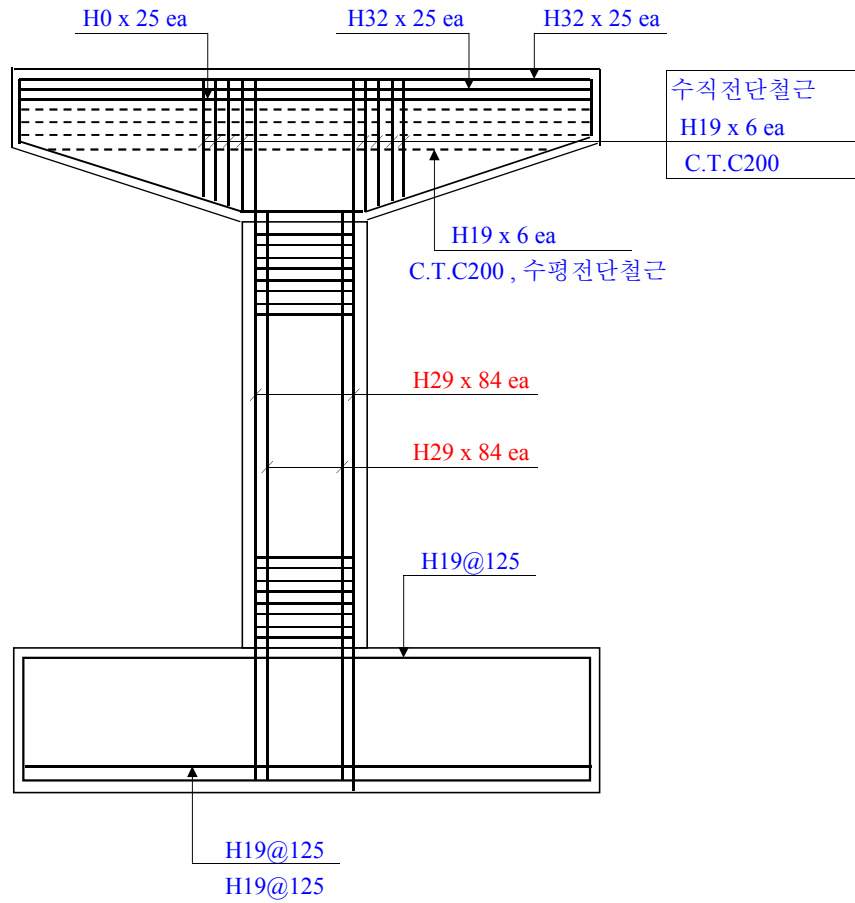
$$\text{Min}(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3}) = 80197.908 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \therefore \Phi V_c &= 0.85 \times 80197.908 \\ &= 68168.222 \text{ kN} \geq V_u = 28968.239 \text{ kN} \text{ ---- O.K} \end{aligned}$$

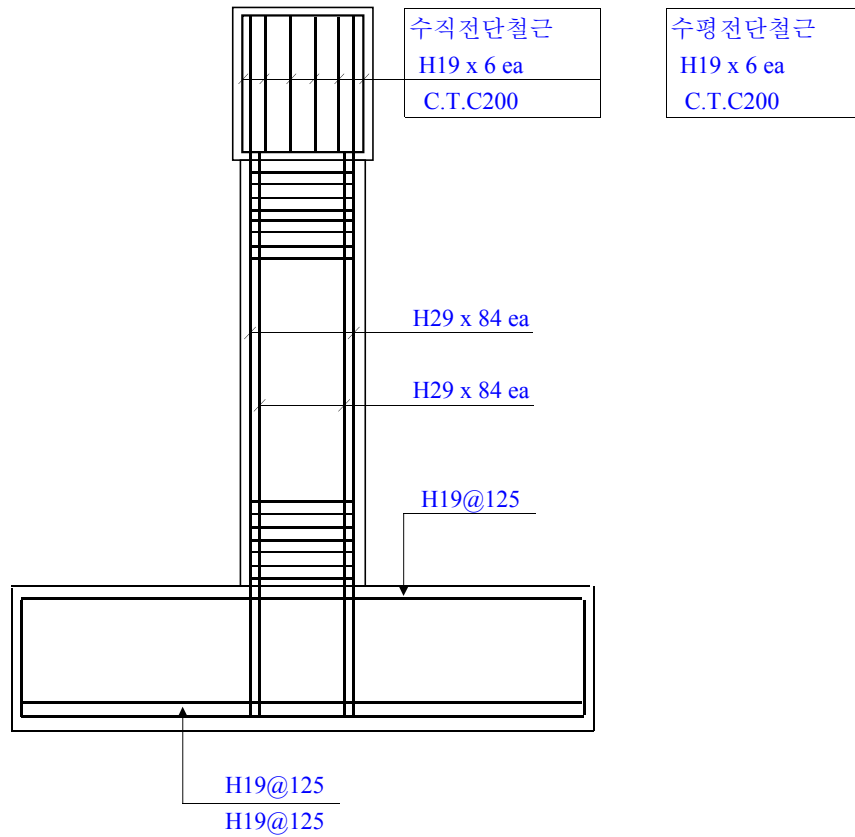
11. 주철근 조립도

P6

11.1 교축직각방향



11.2 교축방향



12. 교좌받침 검토

12.1 가동단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4822.70 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 914.01 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 985.86 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 8.188 \times 24.950 / 2 / 5 \text{ shoe} = 30.644 \text{ kN}$$

$$P_w = 70.388 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 335.560 \text{ kN} \quad R_{EQ} = 293.832 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4822.70 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 914.010 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 985.86 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 662.500 / 5 \text{ shoe} = 132.500 \text{ kN}$$

- 장대레일중하중

$$H_R = 149.70 / 5 \text{ shoe} = 29.940 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 723.41 / 5 \text{ shoe} = 144.68 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 0.000 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 914.01 + 985.86 = 1899.874 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} = 144.681 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} = 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} = 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1899.87 / 1.00 = 1899.874 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 144.68 / 1.00 = 144.681 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 / 1.00 = 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	914.01	+	985.86	+	0.00	=	1899.874	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1899.87	/	1.00			=	1899.874	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	914.01	+	985.86			=	1899.874	kN
교축방향하중						=	29.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1899.87	/	1.00			=	1899.874	kN
할증적용 교축하중	29.94	/	1.00			=	29.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	914.010	kN
교축방향하중						=	29.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	914.01	/	1.00			=	914.010	kN
할증적용 교축하중	29.94	/	1.00			=	29.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	914.01	+	985.86			=	1899.874	kN
교축방향하중	132.50	+	29.94			=	162.440	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1899.87	/	1.15			=	1652.064	kN
할증적용 교축하중	162.44	/	1.15			=	141.252	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	914.01	+	985.86	+	0.00			
		+	0.00	+	70.39	=	1970.262	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	30.64	=	30.644	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	1970.26	/	1.25			=	1576.210	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	30.64	/	1.25			=	24.515	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	914.01	+	985.86	+	293.83	=	2193.706	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	335.560	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2193.71	/	1.60			=	1371.066	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.60			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	335.56	/	1.60			=	209.725	kN

2) 받침용량 산정 (PSC용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	1970.262	30.644	335.560
교축방향		0.000	0.000

3) 교좌장치 제원

- 규격: 435 × 501 mm
- 높이: 166 mm

4) 연단거리 검토 [철도설계기준 P486]

$$a = 250 \text{ mm} \quad [\ell > 40\text{m}]$$

$$= 882.500 > 250.00$$

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 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 264.977$$

② 연단 거리에 대한 검토

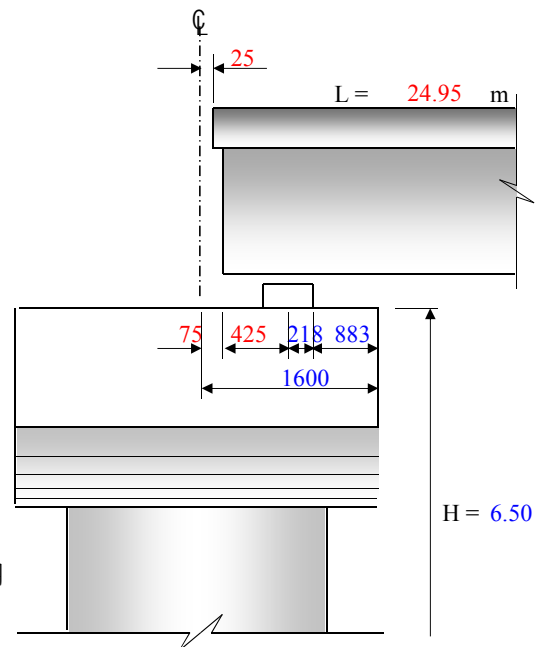
$$S_1 = 425 \text{ mm}$$

$$S_2 = 435 / 2 = 217.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 325 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 425 + 217.5 + 325 = 967.5 \text{ mm}$$

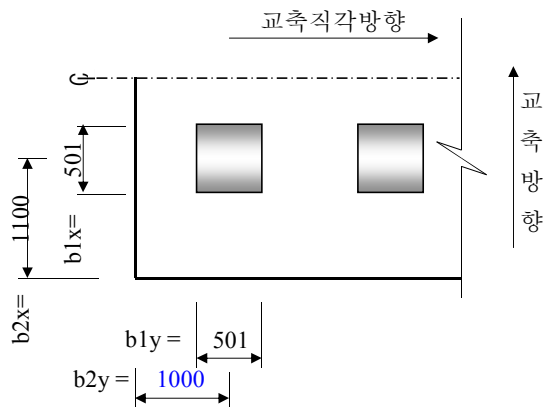
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 967.5 \text{ mm} < 1525.00 \quad \text{- O.K -}$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1899.87 kN	- 연직하중 지진시 :	1371.07 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	144.68 kN	- 교 축 방 향 :	0.00 kN
- 교축직각방향 :	24.51 kN	- 교축직각방향 :	209.73 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 1100 = 2200.0 < 5 \times b1x = 2505.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b1y = 2505.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2200) \times 1899874 / 180 = 2037.81 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2200) \times 1371066 / 180 = 1470.61 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2000) \times 1899874 / 180 = 1977.72 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 501 / 2000) \times 1371066 / 180 = 1427.24 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 144681 / 180 = 803.78 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 0 / 180 = 0.00 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

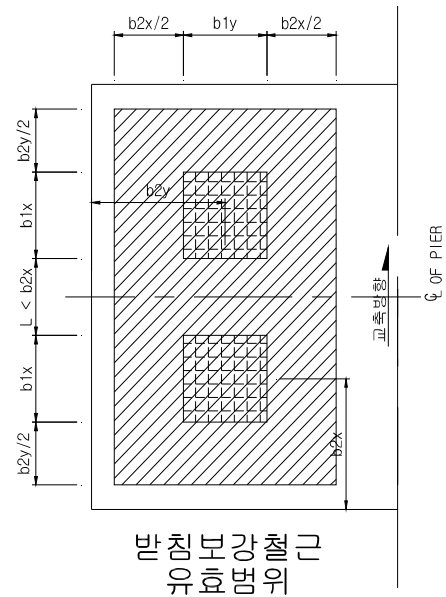
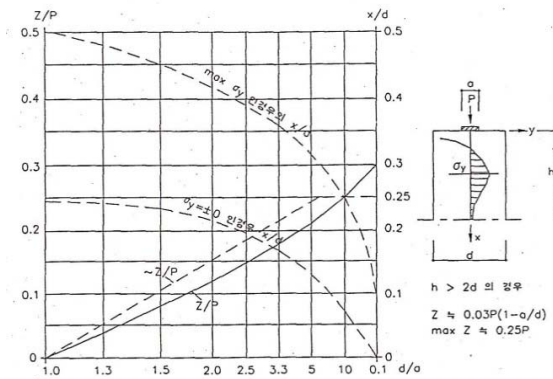
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 24515 / 180 = 136.19 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 209725 / 180 = 1165.14 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1601.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인근슈와 코핑의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 800.5 + 500.0 = 1300.5 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1501.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 12 = 1500.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<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	1501.0 / 501.0 = 2.996	0.41	615.41
교 축 방 향	1601.0 / 501.0 = 3.196	0.42	672.42

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sx} &= Asx1 + Asx2 \\
 A_{sx(\text{상시})} &= 2037.81 + 803.78 = 2841.59 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sx(\text{지진})} &= 1470.61 + 0.00 = 1470.61 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asx = \text{H16} - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 3972 \text{ mm}^2 - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sy} &= Asy1 + Asy2 = \\
 A_{sy(\text{상시})} &= 1977.72 + 136.19 = 2113.91 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sy(\text{지진})} &= 1427.24 + 1165.14 = 2592.38 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asy = \text{H16} - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{144681}{180} = 803.78 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = \text{H16} - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{209725}{180} = 1165.14 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = \text{H16} - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

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

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 1100 \times (2 \times 1100 + 2 \times 50 + 501) = 4357333 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{144681}{4357333} = 0.033 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 1000 \times (2 \times 1000 + 2 \times 50 + 501) = 3678369 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{209725}{3678369} = 0.057 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

12.2 고정단 교좌받침

1) 교좌장치에 작용하는 수평력

① 교축직각방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4822.70 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 914.01 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 985.86 \text{ kN}$$

- 원심하중

$$H_{Cr} = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_{Cr} = 0.00 \text{ kN}$$

- 차량횡하중

$$H_N = 0.00 / 5 = 0.000 \text{ kN}$$

$$P_N = 0.00 \text{ kN}$$

- 풍 하중 (교량상에 열차가 있을때)

$$H_w = 1.500 \times 8.188 \times 24.950 / 2 / 5 \text{ shoe} = 30.644 \text{ kN}$$

$$P_w = 70.388 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 329.640 \text{ kN} \quad R_{EQ} = 287.201 \text{ kN}$$

② 교축방향에 대한 하중

- 고정하중

$$\sum R_d = 4822.70 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = 914.010 \text{ kN}$$

- 활하중

$$R_L = 985.86 \text{ kN}$$

- 시동 및 제동하중 (교좌면 상단)

$$H_A = 662.50 / 5 \text{ shoe} = 132.500 \text{ kN}$$

- 장대레일중하중

$$H_R = 149.70 / 5 \text{ shoe} = 29.940 \text{ kN}$$

- 온도하중

$$T_s = 723.41 / 5 \text{ shoe} = 144.68 \text{ kN}$$

- 지진하중

$$H_{EQ} = 723.820 \text{ kN}$$

③ 하중조합

- 하중조합1 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 마찰저항하중(온도)

$$\text{연직하중} \quad 914.01 + 985.86 = 1899.874 \text{ kN}$$

$$\text{교축방향하중} = 144.681 \text{ kN}$$

$$\text{교축직각방향하중} = 0.000 \text{ kN}$$

$$\text{허용응력 할증계수} = 1.00$$

$$\text{할증적용 연직하중} \quad 1899.87 / 1.00 = 1899.874 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교축하중} \quad 144.68 / 1.00 = 144.681 \text{ kN}$$

$$\text{할증적용 교직하중} \quad 0.00 / 1.00 = 0.000 \text{ kN}$$

- 하중조합2 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중

연직하중	914.01	+	985.86	+	0.00	=	1899.874	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1899.87	/	1.00			=	1899.874	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합3 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 장대레일종하중

연직하중	914.01	+	985.86			=	1899.874	kN
교축방향하중						=	29.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	1899.87	/	1.00			=	1899.874	kN
할증적용 교축하중	29.94	/	1.00			=	29.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합4 - 고정하중 + 장대레일종하중

연직하중						=	914.010	kN
교축방향하중						=	29.940	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.00	
할증적용 연직하중	914.01	/	1.00			=	914.010	kN
할증적용 교축하중	29.94	/	1.00			=	29.940	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.00			=	0.000	kN

- 하중조합5 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 시제동하중 + 장대레일종하중

연직하중	914.01	+	985.86			=	1899.874	kN
교축방향하중	132.50	+	29.94			=	162.440	kN
교축직각방향하중						=	0.000	kN
허용응력 할증계수						=	1.15	
할증적용 연직하중	1899.87	/	1.15			=	1652.064	kN
할증적용 교축하중	162.44	/	1.15			=	141.252	kN
할증적용 교직하중	0.00	/	1.15			=	0.000	kN

- 하중조합6 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 원심하중 + 차량횡하중 + 풍하중

연직하중	914.01	+	985.86	+	0.00			
		+	0.00	+	70.39	=	1970.262	kN
교축방향하중						=	0.000	kN
교축직각방향하중	0.00	+	0.00	+	30.64	=	30.644	kN
허용응력 할증계수						=	1.25	
할증적용 연직하중	1970.26	/	1.25			=	1576.210	kN
할증적용 교축하중	0.00	/	1.25			=	0.000	kN
할증적용 교직하중	30.64	/	1.25			=	24.515	kN

- 하중조합7 - 고정하중 + 활하중(충격포함) + 지진하중

연직하중	914.01	+	985.86	+	287.20	=	2187.075	kN
교축방향하중						=	723.820	kN
교축직각방향하중						=	329.640	kN
허용응력 할증계수						=	1.60	
할증적용 연직하중	2187.08	/	1.60			=	1366.922	kN
할증적용 교축하중	723.82	/	1.60			=	452.388	kN
할증적용 교직하중	329.64	/	1.60			=	206.025	kN

2) 받침용량 산정 (PSC용 SHOE 2250 kN)

구분	연직력	수평력	
		상시	지진시
교축직각방향	1970.262	30.644	329.640
교축방향		162.440	723.820

3) 교좌장치 제원

- 규격: 365 × 519 mm
- 높이: 183 mm

4) 연단거리 검토

$$a = 250 \text{ mm} [20\text{m} \leq \ell < 30\text{m}]$$

$$= 925.500 > 250.00$$

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 (°)

$$\Phi = 0^\circ \quad N = 264.977$$

② 연단 거리에 대한 검토

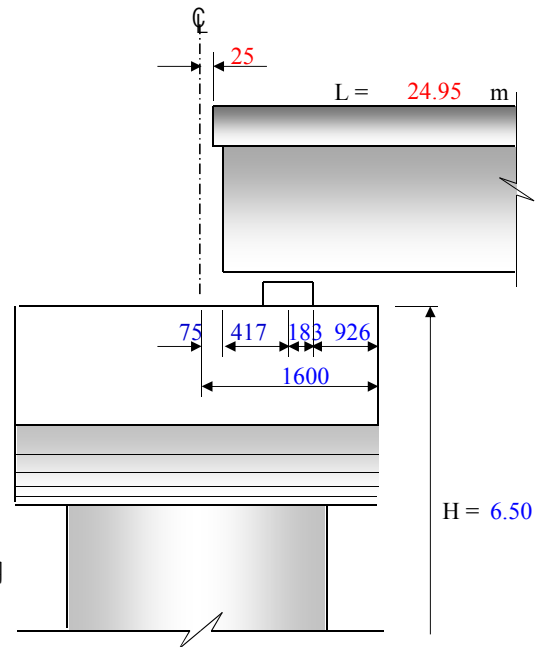
$$S_1 = 417 \text{ mm}$$

$$S_2 = 365 / 2 = 182.5 \text{ mm}$$

$$S_3 = 20 + 0.5L = 325 \text{ mm}$$

$$S_1 + S_2 + S_3 = 417 + 182.5 + 325 = 924.5 \text{ mm}$$

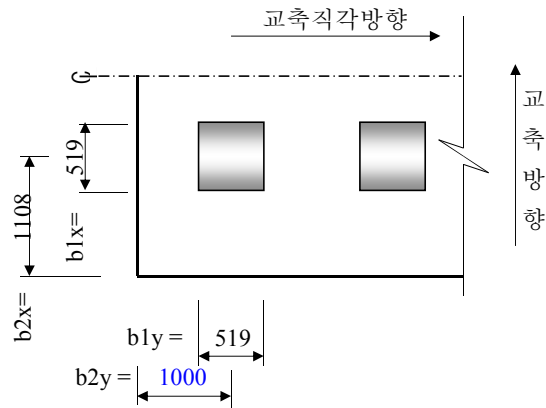
$$\therefore \text{Max} (N, \sum S) = 924.5 \text{ mm} < 1525.00 \quad - \text{O.K} -$$



6) 교좌받침에 작용하는 하중 (허용응력 증가계수 적용값)

- 연직하중 상시 :	1899.87 kN	- 연직하중 지진시 :	1366.92 kN
- 수평하중 상시		- 수평하중 지진시	
- 교 축 방 향 :	144.68 kN	- 교 축 방 향 :	452.39 kN
- 교축직각방향 :	24.51 kN	- 교축직각방향 :	206.03 kN

7) 연직하중에 대한 보강



$$bcx = 2 \times b2x = 2 \times 1108 = 2216.0 < 5 \times b1x = 2595.0 \text{ mm}$$

$$bcy = 2 \times b2y = 2 \times 1000 = 2000.0 < 5 \times b1y = 2595.0 \text{ mm}$$

$$A_{sx1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1x/bcx) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sx1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 2216) \times 1899874 / 180 = 2020.71 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx1(\text{지진})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 2216) \times 1366922 / 180 = 1453.86 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

$$A_{sy1} = \frac{1}{4} \times (1 - b1y/bcy) \times P / f_{sa}$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 2000) \times 1899874 / 180 = 1953.97 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy1(\text{상시})} = \frac{1}{4} \times (1 - 519 / 2000) \times 1366922 / 180 = 1405.84 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

8) 수평하중에 대한 보강

$$A_{sx2} = H_x / f_{sa}$$

$$A_{sx2(\text{상시})} = 144681 / 180 = 803.78 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sx2(\text{지진})} = 452388 / 180 = 2513.26 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

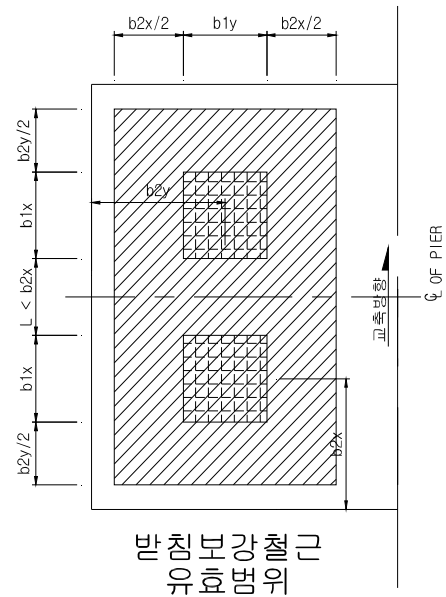
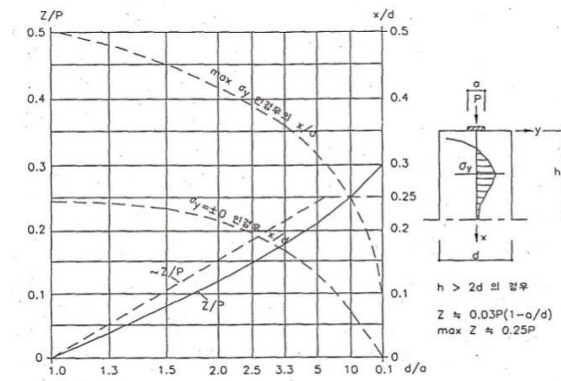
$$A_{sy2} = H_y / f_{sa}$$

$$A_{sy2(\text{상시})} = 24515 / 180 = 136.19 \text{ mm}^2 (\text{상시})$$

$$A_{sy2(\text{지진})} = 206025 / 180 = 1144.58 \text{ mm}^2 (\text{지진시})$$

9) 철근보강 범위

$$\begin{aligned}
 B_{x1} &= b1y + b2x = 1627.0 \text{ mm} \\
 &\quad (\text{인근슈와 코핑의 크기를 고려}) \\
 B_{x2} &= 813.5 + 492.0 = 1305.5 \text{ mm} \\
 B_{xuse} &= 125 \times 10 = 1250.0 \text{ mm} \\
 B_{y1} &= b1x + b2y = 1519.0 \text{ mm} \\
 B_{yuse} &= 125 \times 12 = 1500.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



<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	1519.0 / 519.0 = 2.927	0.43	653
교 축 방 향	1627.0 / 519.0 = 3.135	0.42	683

10) 철근량 산정

- 교 축 방 향 (x 방향 인장철근을 By범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sx} &= Asx1 + Asx2 \\
 A_{sx(\text{상시})} &= 2020.71 + 803.78 = 2824.50 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sx(\text{지진})} &= 1453.86 + 2513.26 = 3967.13 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asx = H19 - 10 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 5730 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향 (y 방향 인장철근을 Bx범위에 배치)

$$\begin{aligned}
 A_{sy} &= Asy1 + Asy2 = \\
 A_{sy(\text{상시})} &= 1953.97 + 136.19 = 2090.16 \text{ mm}^2 (\text{상시}) \\
 A_{sy(\text{지진})} &= 1405.84 + 1144.58 = 2550.42 \text{ mm}^2 (\text{지진시})
 \end{aligned}$$

$$\text{Use } Asy = H16 - 11 \text{ EA} \times 2 \text{ 단} = 4369 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

11) 교좌받침 콘크리트 보강철근

- 교 축 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{452388}{180} = 2513.26 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sx} = H19 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 3152 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

- 교 축 직 각 방 향

$$A_s = \frac{H}{f_{sa}} = \frac{206025}{180} = 1144.58 \text{ mm}^2$$

$$\text{Use } A_{sy} = H16 - 11 \text{ EA} \times 1 \text{ EA} = 2185 \text{ mm}^2 \quad - \text{O.K.} -$$

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

$$A_r = \sqrt{2} \times (2x + 2a + b) = \sqrt{2} \times 1108 \times (2 \times 1108 + 2 \times 50 + 519) = 4442299 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{452388}{4442299} = 0.102 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

- 교축직각방향

$$A_r = \sqrt{2} \times y (2y + 2a + b) = \sqrt{2} \times 1000 \times (2 \times 1000 + 2 \times 50 + 519) = 3703825 \text{ mm}^2$$

$$V = \frac{24515}{3703825} = 0.007 < 0.700 \text{ MPa} \quad - \text{O.K.} -$$

산운교 내진해석 계산서

목 차

1. 설 계 조 건

2. 단 면 제 원

3. 하 중 재 하

4. 모 델 링

5. 모 드 형 상

6. 응 답 스펙트럼 해석

1. 설계기준

1.1 구조계획

1) 교량형식

◆ 상부구조 : PSC Girder교 + SCP Girder교

◆ 하부구조 : 교대 - 역T형 교대
교각 - T형 교각

2) 교량연장 : $L = 1 @ 25.00 + 4 @ 50.00 + 2 @ 25.00 + @$
 $+ @ + @ + @ = 275.000 \text{ m}$

3) 교량폭원 : $B = 10.900 \text{ m}$

1.2 내진기준

1) 개 요

교량의 내진설계는 엄밀해석을 위하여 전체구조물을 3차원 모델링 하였으며, 범용프로그램인 MIDAS CIVIL2012를 이용하여 응답스펙트럼 해석법(Response Spectrum)중의 한가지 다중모드 중첩법을 수행한다.

2) 내진등급 : I 등급교 (붕괴방지 수준)

3) 가속도계수 : 지진 구역 - I 구역 (구역계수: 0.11)

위험도계수 - 1.40 (재현주기: 1000 년)

위험도계수 - 0.57 (재현주기: 100 년)

가속도계수 - 0.154 (재현주기 1000년)

0.063 (재현주기 100년)

4) 지반계수 : 지반 종류 - S = 1.2 (지반종류: II)

5) 응답수정계수

하 부 구 조	R	연 결 부 분	R
벽식교각	2.0	상부구조와 교대	0.8
철근콘크리트 말뚝가구 (bent)			
1. 수직말뚝만 사용한 경우	3.0	상부구조와 한 지간내의 신축이음	0.8
2. 한개이상의 경사말뚝을 사용한 경우	2.0		
단일기둥	3.0	기둥, 교각 또는 말뚝가구와 캡뱀 또는 상부구조	1.0
강재 또는 합성강재와 콘크리트 말뚝가구			
1. 수직말뚝만 사용한 경우	5.0		
2. 한개이상의 경사말뚝을 사용한 경우	3.0		
다주가구	5.0	기둥 또는 교각과 기초	1.0

6) 설계응답스펙트럼의 결정

복합모드 스펙트럼해석에 적용하는 설계스펙트럼은 철도교설계기준에 따르며 그 값은 다음과 같이 나타낸다.

$$C_{sm} = \frac{1.2 \cdot A \cdot S}{T_m^{2/3}} < 2.5 \cdot A \text{ -----} > \quad T_m \leq 4.0 \quad \text{인 경우}$$

$$C_{sm} = \frac{3.0 \cdot A \cdot S}{T_m^{4/3}} < 2.5 \cdot A \text{ -----} > \quad T_m > 4.0 \quad \text{인 경우}$$

여기서, A : 가속도계수
 S : 지반특성에 따른 무차원의 지반계수
 C_s : 탄성지진응답 계수(무차원)
 T_m : 진동모드의 주기

1.3 단면재료상수

1) 콘크리트 설계강도

- ◆ PSC Girder : fck = 40 Mpa
- ◆ SCP Girder : fck = 45 Mpa
- ◆ 교 각 : fck = 30 Mpa

2) 콘크리트 탄성계수

- ◆ PSC Girder : Ec = 0.077 m_c^{1.53}√f_{cu} = 29,984 Mpa
- ◆ SCP Girder : Ec = 0.077 m_c^{1.53}√f_{cu} = 31,185 Mpa
- ◆ 교 각 : Ec = 0.077 m_c^{1.53}√f_{cu} = 27,515 Mpa

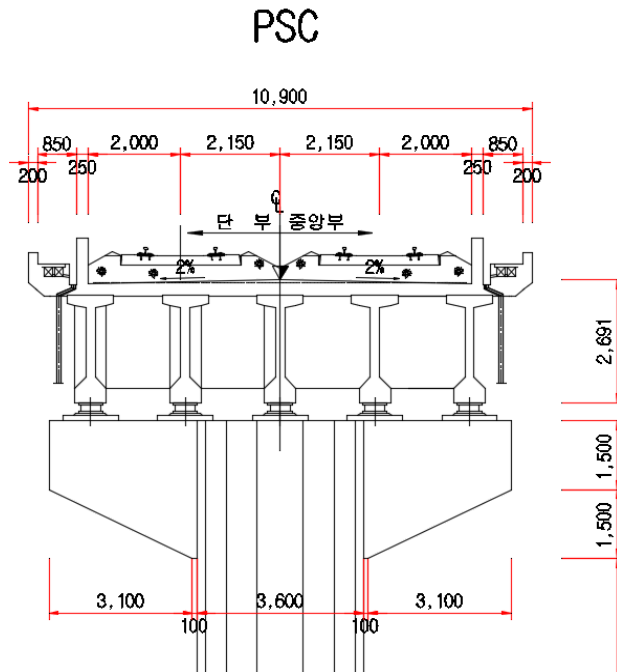
1.4 참고문헌

- 1) 철도설계기준 (철도교편) ----- 한국철도시설공단 (2004, 2011)
- 2) 콘크리트 구조설계기준 ----- 건설교통부 (2007)
- 3) 철도설계편람(노반편) ----- 한국철도시설공단(2011)

2. 단면제원

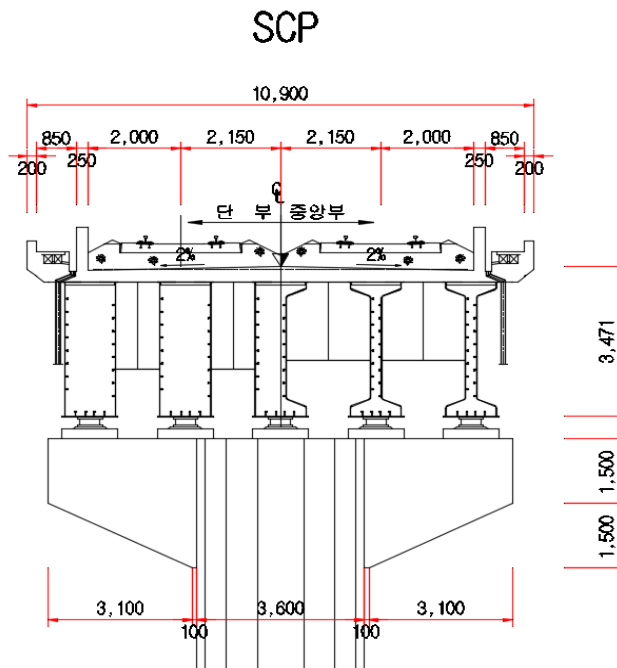
1) PSC Girder

■ 횡단면



2) SCP Girder

■ 횡단면



3. 하중산정

3.1 고정하중

1) 상부 고정하중 (상부계산서 참조)

■ 고정하중 반력

구 분			G1	G2	G3	G4	G5	Σ
고정하중 반력(KN)	25m PSC	Move	1038.51	914.01	917.66	914.01	1038.51	4822.69
		Fix	1038.51	914.01	917.66	914.01	1038.51	4822.69
고정하중 반력(KN)	50m SCP	Move	2350.29	2205.31	2255.16	2204.88	2354.74	#####
		Fix	2350.29	2205.31	2255.16	2204.88	2354.74	#####

■ 거더에 작용하는 등분포 고정하중

구 분		G1	G2	G3	G4	G5
등분포하중 (KN/m)	25m PSC	83.08	73.12	73.41	73.12	83.08
등분포하중 (KN/m)	50m SCP	94.01	88.21	90.21	88.20	94.19

2) 활하중 (단선)

■ 횡분배 계수 (상부계산서 참조)

구 분	G1	G2	G3	G4	G5	Σ
25m PSC	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	1.00
50m SCP	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	1.00

- 100년빈도 지진하중에 대한 사용성 검토시 활하중은 KRL-2012 등분포 하중으로 가정

등분포 하중 : 80.000 KN/m

축하중 : 220.000 KN

■ 거더에 작용하는 등분포 활하중

구 분	G1	G2	G3	G4	G5
25m PSC	16.000	16.000	16.000	16.000	16.000
50m SCP	16.000	16.000	16.000	16.000	16.000

■ 거더에 작용하는 축하중

구 분	G1	G2	G3	G4	G5
25m PSC	44.000	44.000	44.000	44.000	44.000
50m SCP	44.000	44.000	44.000	44.000	44.000

- 1000년빈도 지진하중에 대한 사용성 검토시 활하중은 KRL-2012 하중의 30%로 가정
등분포 하중 : 24.000 KN/m
축하중 : 66.000 KN

■ 거더에 작용하는 등분포 활하중

구 분	G1	G2	G3	G4	G5
25m PSC	4.800	4.800	4.800	4.800	4.800
50m SCP	4.800	4.800	4.800	4.800	4.800

■ 거더에 작용하는 축하중

구 분	G1	G2	G3	G4	G5
25m PSC	13.200	13.200	13.200	13.200	13.200
50m SCP	13.200	13.200	13.200	13.200	13.200

3.2 하중조합

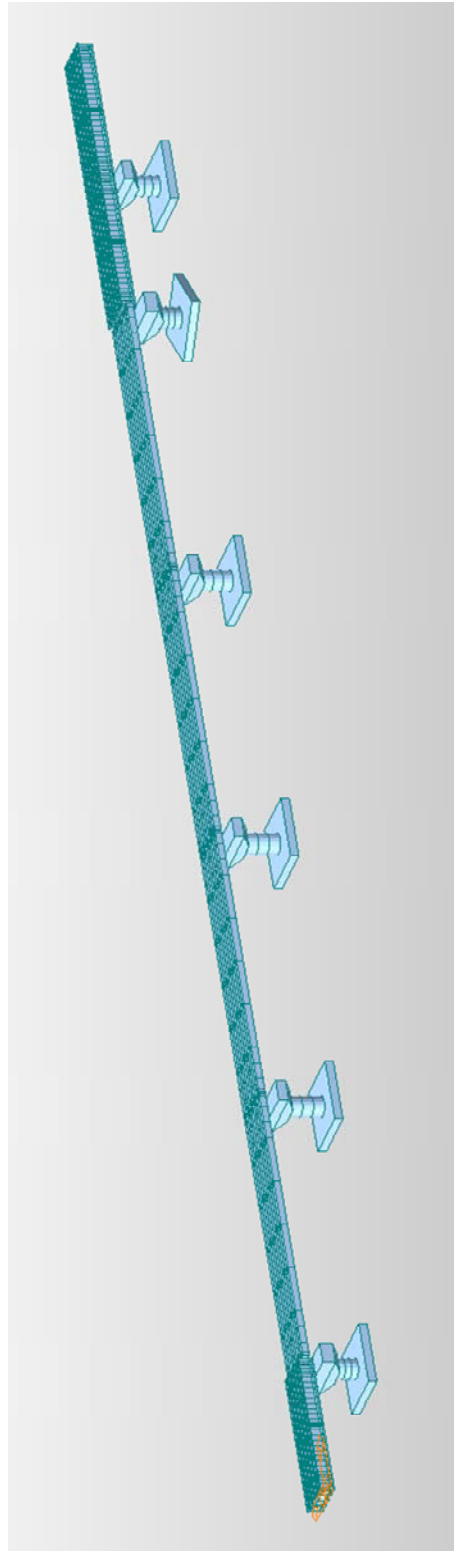
1) $LC_x = 1.0 \times \text{종방향 해석에 의한 단면력} + 0.3 \times \text{횡방향 해석에 의한 단면력}$

2) $LC_y = 0.3 \times \text{종방향 해석에 의한 단면력} + 1.0 \times \text{횡방향 해석에 의한 단면력}$

☞ 설계지진력은 LC_x 와 LC_y 에서 각 방향별 최대값을 설계지진력으로 한다.

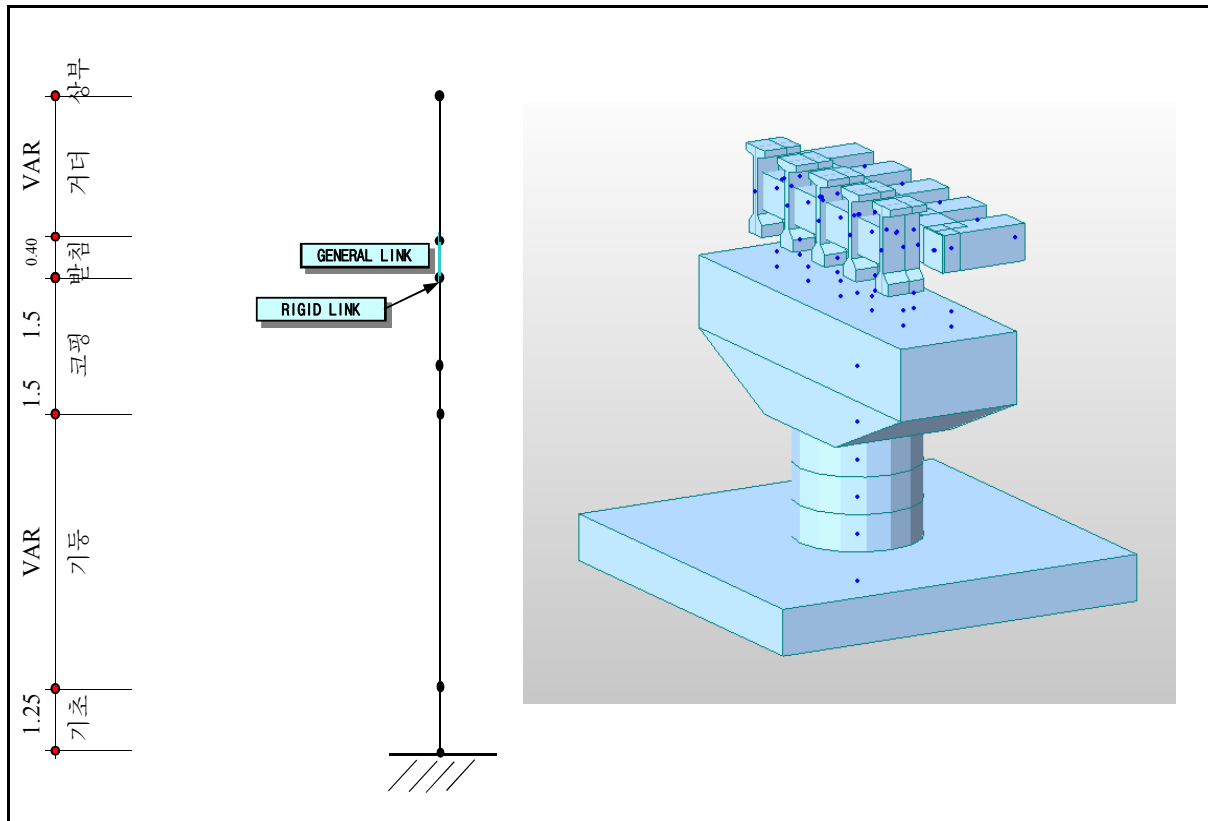
4. 모델링

4.1 3D-VIEW

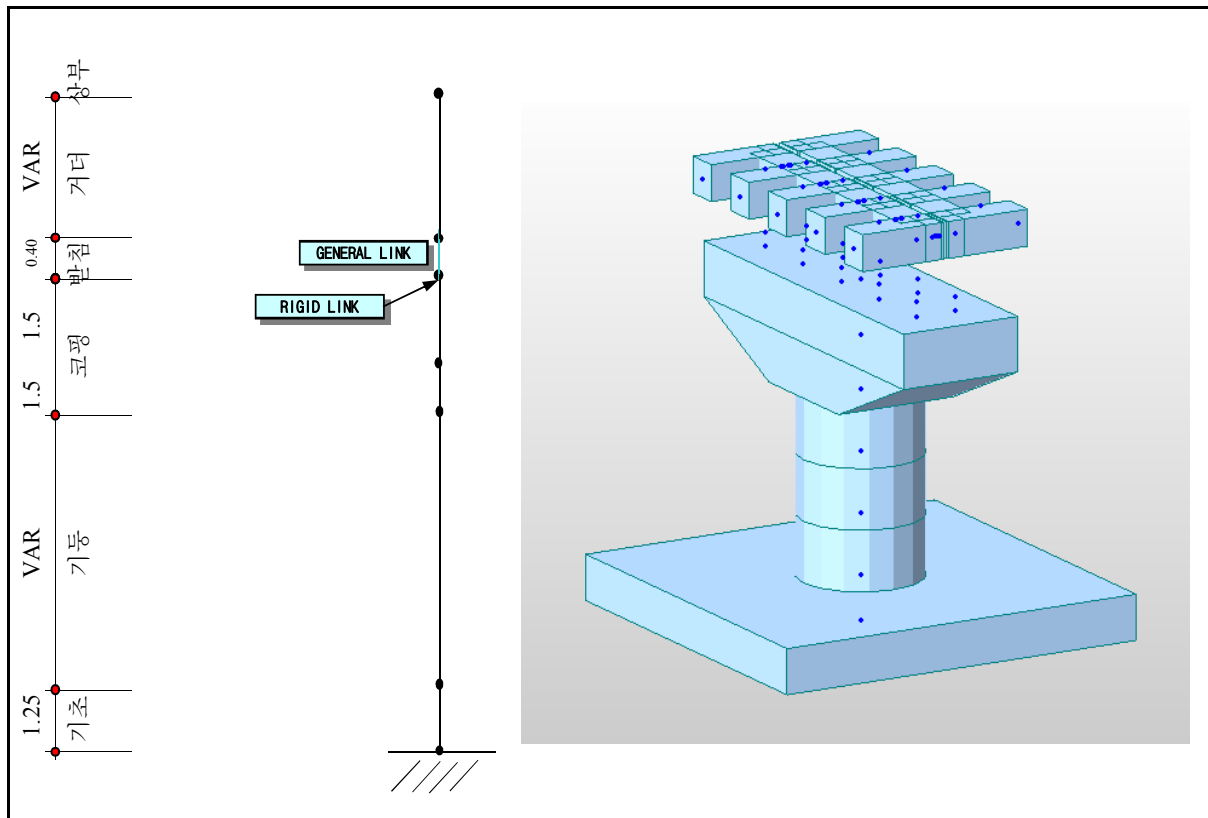


4.2 교각 모델링

1) PSC Girder 부 교각

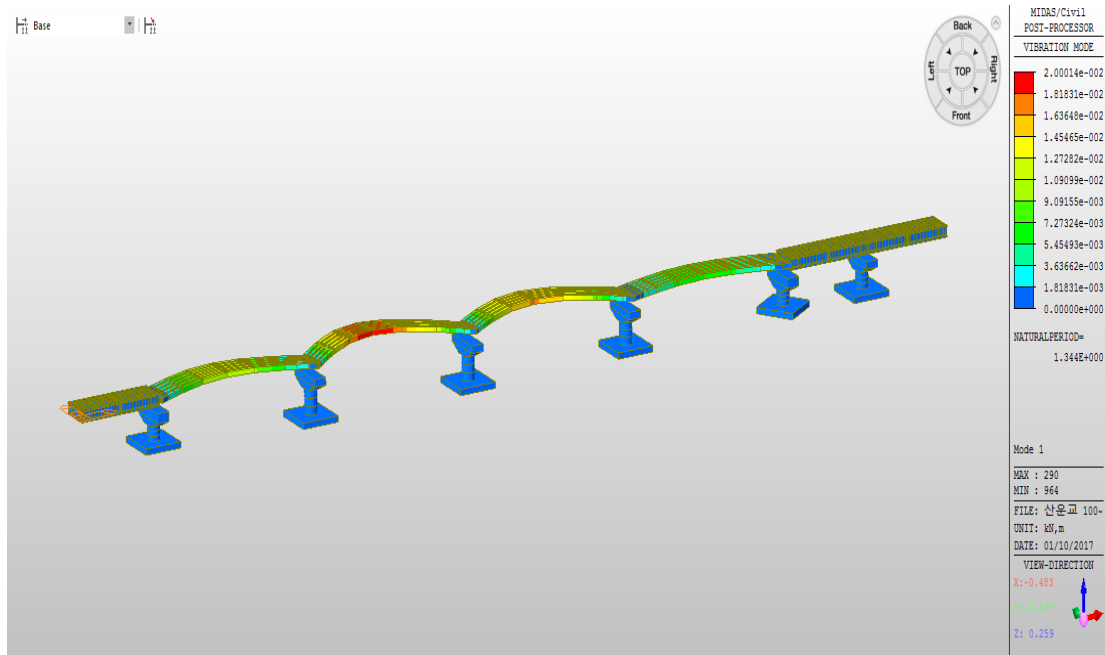


2) SCP girder 부 교각

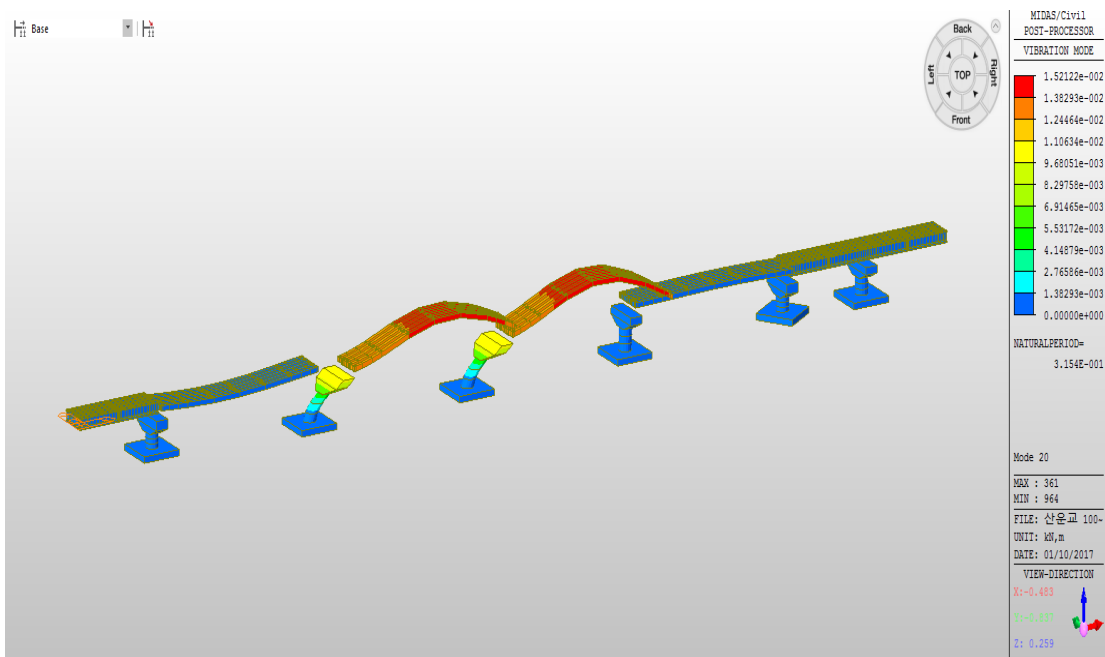


5. MODE 형상

MODE 1



MODE 20



6. 응답스펙트럼 해석

6.1 내진성능수준 및 재현주기

: 입력지반운동의 선택은 내진1등급에 대해서 성능수준을 재현주기100년과 1000년에 대해서 구조해석을 수행

6.2 설계 응답 스펙트럼

1) 응답스펙트럼의 결정

$$S_a = C_s \times g$$

$$C_s = 1.2 \times A \times S / T^{2/3} \leq 2.5A \quad (T \leq 4.0 \text{인 경우})$$

$$C_s = 3.0 \times A \times S / T^{4/3} \leq 2.5A \quad (T > 4.0 \text{인 경우})$$

2) 지진력의 방향 결정

기하학적 형상이 불규칙하여 진동의 각 모드 내에서 3개의 좌표축 방향으로 진동이 연계되는 교량에서는 이러한 연계효과로 인해 각 모드를 진동의 단순한 종방향 혹은 횡방향 모드로 분류하기가 어렵고 진동의 여러 모드들이 구조물의 전체적인 응답에 기여하게 된다.

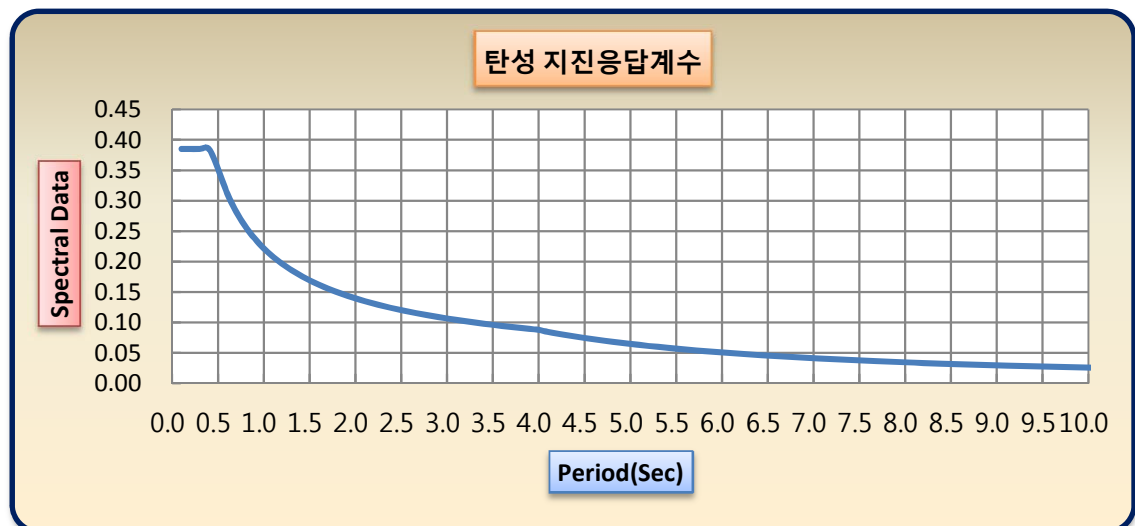
이러한 연계효과와 최종 응답에 대한 다중모드의 기여분을 결정하기 위해서는 공간 뼈대의 동적 해석을 할 수 있는 전산 프로그램을 사용해야한다. 지점에서 수평의 두방향 중 어느 한 방향으로 작용하는 운동은 연계효과 때문에 각 부재의 두 주축 모두를 따라서 힘을 발생시킬 것이다.

곡선형태의 구조물에 대해서 종방향 운동은 교대들을 연결하는 현(Chord)을 따라서 작용되고 횡방향 운동은 이 현에 수직한 방향으로 작용된다.

다중모드 스펙트럼 해석은 적절한 선형 진동해석 전산프로그램으로 수행하여야 한다.

∴ X,Y방향의 응답스펙트럼을 사용한다.

3) 재현주기 1000년



S_a : 탄성지진응답 가속도 (m/sec^2)

C_s : 탄성지진응답 계수(무차원)

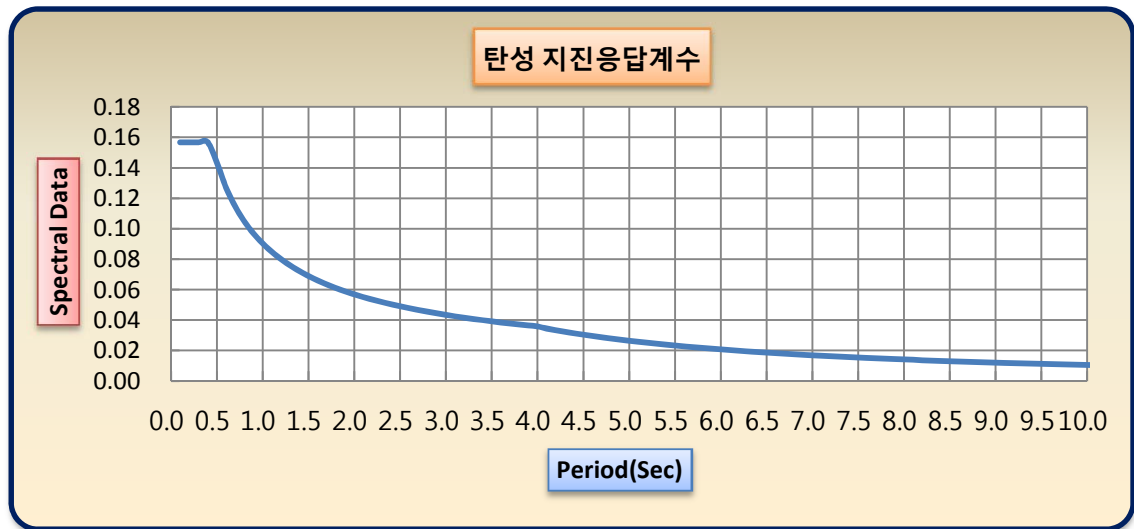
g : 중력가속도 (9.806 m/sec^2)

A : 지진가속도 계수 (0.154)

S : 지반특성에 따른 무차원의 지반계수 (1.2)

T : 진동모드의 주기

4) 재현주기 100년



Sa : 탄성지진응답 가속도 (m/sec^2)

Cs : 탄성지진응답 계수(무차원)

g : 중력가속도 (9.806 m/sec^2)

A : 지진가속도 계수 (0.0627)

S : 지반특성에 따른 무차원의 지반계수 (1.2)

T : 진동모드의 주기

* MIDAS 입력 DATA

T	Cs	Sa	T	Cs	Sa	T	Cs	Sa
0.1000	0.3850	3.7753	6.8000	0.0430	0.4220	13.5000	0.0172	0.1691
0.2000	0.3850	3.7753	6.9000	0.0422	0.4139	13.6000	0.0171	0.1675
0.3000	0.3850	3.7753	7.0000	0.0414	0.4060	13.7000	0.0169	0.1658
0.4000	0.3850	3.7753	7.1000	0.0406	0.3984	13.8000	0.0167	0.1642
0.5000	0.3520	3.4519	7.2000	0.0399	0.3910	13.9000	0.0166	0.1627
0.6000	0.3117	3.0569	7.3000	0.0391	0.3839	14.0000	0.0164	0.1611
0.7000	0.2813	2.7583	7.4000	0.0384	0.3770	14.1000	0.0163	0.1596
0.8000	0.2573	2.5234	7.5000	0.0378	0.3703	14.2000	0.0161	0.1581
0.9000	0.2379	2.3328	7.6000	0.0371	0.3638	14.3000	0.0160	0.1566
1.0000	0.2218	2.1746	7.7000	0.0365	0.3575	14.4000	0.0158	0.1552
1.1000	0.2081	2.0407	7.8000	0.0358	0.3514	14.5000	0.0157	0.1538
1.2000	0.1964	1.9257	7.9000	0.0352	0.3455	14.6000	0.0155	0.1524
1.3000	0.1862	1.8256	8.0000	0.0347	0.3398	14.7000	0.0154	0.1510
1.4000	0.1772	1.7376	8.1000	0.0341	0.3342	14.8000	0.0153	0.1496
1.5000	0.1692	1.6595	8.2000	0.0335	0.3288	14.9000	0.0151	0.1483
1.6000	0.1621	1.5896	8.3000	0.0330	0.3235	15.0000	0.0150	0.1470
1.7000	0.1557	1.5267	8.4000	0.0325	0.3184	15.1000	0.0149	0.1457
1.8000	0.1499	1.4696	8.5000	0.0320	0.3134	15.2000	0.0147	0.1444
1.9000	0.1446	1.4176	8.6000	0.0315	0.3085	15.3000	0.0146	0.1431
2.0000	0.1397	1.3699	8.7000	0.0310	0.3038	15.4000	0.0145	0.1419
2.1000	0.1352	1.3261	8.8000	0.0305	0.2992	15.5000	0.0143	0.1407
2.2000	0.1311	1.2856	8.9000	0.0301	0.2948	15.6000	0.0142	0.1395
2.3000	0.1273	1.2480	9.0000	0.0296	0.2904	15.7000	0.0141	0.1383
2.4000	0.1237	1.2131	9.1000	0.0292	0.2861	15.8000	0.0140	0.1371
2.5000	0.1204	1.1805	9.2000	0.0288	0.2820	15.9000	0.0139	0.1360
2.6000	0.1173	1.1501	9.3000	0.0283	0.2780	16.0000	0.0138	0.1348
2.7000	0.1144	1.1215	9.4000	0.0279	0.2740	16.1000	0.0136	0.1337
2.8000	0.1116	1.0946	9.5000	0.0276	0.2702	16.2000	0.0135	0.1326
2.9000	0.1090	1.0693	9.6000	0.0272	0.2665	16.3000	0.0134	0.1315
3.0000	0.1066	1.0454	9.7000	0.0268	0.2628	16.4000	0.0133	0.1305
3.1000	0.1043	1.0228	9.8000	0.0264	0.2592	16.5000	0.0132	0.1294
3.2000	0.1021	1.0014	9.9000	0.0261	0.2557	16.6000	0.0131	0.1284
3.3000	0.1000	0.9811	10.0000	0.0257	0.2523	16.7000	0.0130	0.1274
3.4000	0.0981	0.9617	10.1000	0.0254	0.2490	16.8000	0.0129	0.1263
3.5000	0.0962	0.9433	10.2000	0.0251	0.2458	16.9000	0.0128	0.1254
3.6000	0.0944	0.9258	10.3000	0.0247	0.2426	17.0000	0.0127	0.1244
3.7000	0.0927	0.9090	10.4000	0.0244	0.2395	17.1000	0.0126	0.1234
3.8000	0.0911	0.8930	10.5000	0.0241	0.2364	17.2000	0.0125	0.1224
3.9000	0.0895	0.8777	10.6000	0.0238	0.2335	17.3000	0.0124	0.1215
4.0000	0.0880	0.8630	10.7000	0.0235	0.2306	17.4000	0.0123	0.1206
4.1000	0.0845	0.8285	10.8000	0.0232	0.2277	17.5000	0.0122	0.1197
4.2000	0.0818	0.8023	10.9000	0.0229	0.2249	17.6000	0.0121	0.1187
4.3000	0.0793	0.7775	11.0000	0.0227	0.2222	17.7000	0.0120	0.1179
4.4000	0.0769	0.7540	11.1000	0.0224	0.2196	17.8000	0.0119	0.1170
4.5000	0.0746	0.7318	11.2000	0.0221	0.2169	17.9000	0.0118	0.1161
4.6000	0.0725	0.7106	11.3000	0.0219	0.2144	18.0000	0.0118	0.1152
4.7000	0.0704	0.6905	11.4000	0.0216	0.2119	18.1000	0.0117	0.1144
4.8000	0.0685	0.6714	11.5000	0.0214	0.2094	18.2000	0.0116	0.1136
4.9000	0.0666	0.6532	11.6000	0.0211	0.2070	18.3000	0.0115	0.1127
5.0000	0.0648	0.6359	11.7000	0.0209	0.2047	18.4000	0.0114	0.1119
5.1000	0.0632	0.6193	11.8000	0.0206	0.2024	18.5000	0.0113	0.1111
5.2000	0.0615	0.6035	11.9000	0.0204	0.2001	18.6000	0.0112	0.1103
5.3000	0.0600	0.5883	12.0000	0.0202	0.1979	18.7000	0.0112	0.1095
5.4000	0.0585	0.5738	12.1000	0.0200	0.1957	18.8000	0.0111	0.1088
5.5000	0.0571	0.5600	12.2000	0.0197	0.1936	18.9000	0.0110	0.1080
5.6000	0.0557	0.5467	12.3000	0.0195	0.1915	19.0000	0.0109	0.1072
5.7000	0.0544	0.5339	12.4000	0.0193	0.1894	19.1000	0.0109	0.1065
5.8000	0.0532	0.5217	12.5000	0.0191	0.1874	19.2000	0.0108	0.1057
5.9000	0.0520	0.5099	12.6000	0.0189	0.1854	19.3000	0.0107	0.1050
6.0000	0.0508	0.4986	12.7000	0.0187	0.1835	19.4000	0.0106	0.1043
6.1000	0.0497	0.4878	12.8000	0.0185	0.1816	19.5000	0.0106	0.1036
6.2000	0.0487	0.4773	12.9000	0.0183	0.1797	19.6000	0.0105	0.1029
6.3000	0.0476	0.4672	13.0000	0.0181	0.1779	19.7000	0.0104	0.1022
6.4000	0.0467	0.4575	13.1000	0.0180	0.1760	19.8000	0.0103	0.1015
6.5000	0.0457	0.4482	13.2000	0.0178	0.1743	19.9000	0.0103	0.1008
6.6000	0.0448	0.4391	13.3000	0.0176	0.1725	20.0000	0.0102	0.1001
6.7000	0.0439	0.4304	13.4000	0.0174	0.1708			

* MIDAS 입력 DATA (재현주기 100년)

T	Cs	Sa	T	Cs	Sa	T	Cs	Sa
0.1000	0.1568	1.5371	6.8000	0.0175	0.1718	13.5000	0.0070	0.0689
0.2000	0.1568	1.5371	6.9000	0.0172	0.1685	13.6000	0.0070	0.0682
0.3000	0.1568	1.5371	7.0000	0.0169	0.1653	13.7000	0.0069	0.0675
0.4000	0.1568	1.5371	7.1000	0.0165	0.1622	13.8000	0.0068	0.0669
0.5000	0.1433	1.4054	7.2000	0.0162	0.1592	13.9000	0.0068	0.0662
0.6000	0.1269	1.2446	7.3000	0.0159	0.1563	14.0000	0.0067	0.0656
0.7000	0.1145	1.1230	7.4000	0.0157	0.1535	14.1000	0.0066	0.0650
0.8000	0.1048	1.0274	7.5000	0.0154	0.1508	14.2000	0.0066	0.0644
0.9000	0.0969	0.9498	7.6000	0.0151	0.1481	14.3000	0.0065	0.0638
1.0000	0.0903	0.8854	7.7000	0.0148	0.1456	14.4000	0.0064	0.0632
1.1000	0.0847	0.8309	7.8000	0.0146	0.1431	14.5000	0.0064	0.0626
1.2000	0.0800	0.7840	7.9000	0.0143	0.1407	14.6000	0.0063	0.0620
1.3000	0.0758	0.7433	8.0000	0.0141	0.1383	14.7000	0.0063	0.0615
1.4000	0.0721	0.7075	8.1000	0.0139	0.1361	14.8000	0.0062	0.0609
1.5000	0.0689	0.6757	8.2000	0.0137	0.1339	14.9000	0.0062	0.0604
1.6000	0.0660	0.6472	8.3000	0.0134	0.1317	15.0000	0.0061	0.0598
1.7000	0.0634	0.6216	8.4000	0.0132	0.1296	15.1000	0.0060	0.0593
1.8000	0.0610	0.5983	8.5000	0.0130	0.1276	15.2000	0.0060	0.0588
1.9000	0.0589	0.5771	8.6000	0.0128	0.1256	15.3000	0.0059	0.0583
2.0000	0.0569	0.5577	8.7000	0.0126	0.1237	15.4000	0.0059	0.0578
2.1000	0.0551	0.5399	8.8000	0.0124	0.1218	15.5000	0.0058	0.0573
2.2000	0.0534	0.5234	8.9000	0.0122	0.1200	15.6000	0.0058	0.0568
2.3000	0.0518	0.5081	9.0000	0.0121	0.1182	15.7000	0.0057	0.0563
2.4000	0.0504	0.4939	9.1000	0.0119	0.1165	15.8000	0.0057	0.0558
2.5000	0.0490	0.4806	9.2000	0.0117	0.1148	15.9000	0.0056	0.0554
2.6000	0.0478	0.4682	9.3000	0.0115	0.1132	16.0000	0.0056	0.0549
2.7000	0.0466	0.4566	9.4000	0.0114	0.1116	16.1000	0.0056	0.0544
2.8000	0.0454	0.4457	9.5000	0.0112	0.1100	16.2000	0.0055	0.0540
2.9000	0.0444	0.4354	9.6000	0.0111	0.1085	16.3000	0.0055	0.0536
3.0000	0.0434	0.4256	9.7000	0.0109	0.1070	16.4000	0.0054	0.0531
3.1000	0.0425	0.4164	9.8000	0.0108	0.1055	16.5000	0.0054	0.0527
3.2000	0.0416	0.4077	9.9000	0.0106	0.1041	16.6000	0.0053	0.0523
3.3000	0.0407	0.3994	10.0000	0.0105	0.1027	16.7000	0.0053	0.0519
3.4000	0.0399	0.3916	10.1000	0.0103	0.1014	16.8000	0.0052	0.0514
3.5000	0.0392	0.3841	10.2000	0.0102	0.1001	16.9000	0.0052	0.0510
3.6000	0.0384	0.3769	10.3000	0.0101	0.0988	17.0000	0.0052	0.0506
3.7000	0.0377	0.3701	10.4000	0.0099	0.0975	17.1000	0.0051	0.0502
3.8000	0.0371	0.3636	10.5000	0.0098	0.0963	17.2000	0.0051	0.0499
3.9000	0.0364	0.3573	10.6000	0.0097	0.0951	17.3000	0.0050	0.0495
4.0000	0.0358	0.3514	10.7000	0.0096	0.0939	17.4000	0.0050	0.0491
4.1000	0.0344	0.3373	10.8000	0.0095	0.0927	17.5000	0.0050	0.0487
4.2000	0.0333	0.3266	10.9000	0.0093	0.0916	17.6000	0.0049	0.0483
4.3000	0.0323	0.3165	11.0000	0.0092	0.0905	17.7000	0.0049	0.0480
4.4000	0.0313	0.3070	11.1000	0.0091	0.0894	17.8000	0.0049	0.0476
4.5000	0.0304	0.2979	11.2000	0.0090	0.0883	17.9000	0.0048	0.0473
4.6000	0.0295	0.2893	11.3000	0.0089	0.0873	18.0000	0.0048	0.0469
4.7000	0.0287	0.2811	11.4000	0.0088	0.0863	18.1000	0.0047	0.0466
4.8000	0.0279	0.2734	11.5000	0.0087	0.0853	18.2000	0.0047	0.0462
4.9000	0.0271	0.2660	11.6000	0.0086	0.0843	18.3000	0.0047	0.0459
5.0000	0.0264	0.2589	11.7000	0.0085	0.0833	18.4000	0.0046	0.0456
5.1000	0.0257	0.2521	11.8000	0.0084	0.0824	18.5000	0.0046	0.0452
5.2000	0.0251	0.2457	11.9000	0.0083	0.0815	18.6000	0.0046	0.0449
5.3000	0.0244	0.2395	12.0000	0.0082	0.0806	18.7000	0.0045	0.0446
5.4000	0.0238	0.2336	12.1000	0.0081	0.0797	18.8000	0.0045	0.0443
5.5000	0.0232	0.2280	12.2000	0.0080	0.0788	18.9000	0.0045	0.0440
5.6000	0.0227	0.2226	12.3000	0.0079	0.0780	19.0000	0.0045	0.0437
5.7000	0.0222	0.2174	12.4000	0.0079	0.0771	19.1000	0.0044	0.0434
5.8000	0.0217	0.2124	12.5000	0.0078	0.0763	19.2000	0.0044	0.0431
5.9000	0.0212	0.2076	12.6000	0.0077	0.0755	19.3000	0.0044	0.0428
6.0000	0.0207	0.2030	12.7000	0.0076	0.0747	19.4000	0.0043	0.0425
6.1000	0.0203	0.1986	12.8000	0.0075	0.0739	19.5000	0.0043	0.0422
6.2000	0.0198	0.1943	12.9000	0.0075	0.0732	19.6000	0.0043	0.0419
6.3000	0.0194	0.1902	13.0000	0.0074	0.0724	19.7000	0.0042	0.0416
6.4000	0.0190	0.1863	13.1000	0.0073	0.0717	19.8000	0.0042	0.0413
6.5000	0.0186	0.1825	13.2000	0.0072	0.0710	19.9000	0.0042	0.0410
6.6000	0.0182	0.1788	13.3000	0.0072	0.0702	20.0000	0.0042	0.0408
6.7000	0.0179	0.1752	13.4000	0.0071	0.0695			

6.2 질량참여율

1) Mode별 자유진동 특성

Mode	Period (sec)	Frequency (cycle/sec)	Participating Mass Ratios(질량누가)			비 고
			X-Axis	Y-Axis	Z-Axis	
1	1.343876	0.744116	0.000000	42.500000	0.000000	
2	1.332400	0.750525	0.000000	42.960000	0.000000	
3	1.322212	0.756308	0.000000	48.470000	0.000000	
4	1.315281	0.760294	0.000000	48.470000	0.000000	
5	0.543755	1.839064	0.000000	57.550000	0.000000	
6	0.535339	1.867975	0.000000	62.170000	0.000000	
7	0.532893	1.876551	0.000000	62.590000	0.000000	
8	0.452430	2.210286	0.010000	62.590000	0.040000	
9	0.450663	2.218952	1.090000	62.590000	7.000000	
10	0.449031	2.227018	3.450000	62.590000	26.430000	
11	0.446751	2.238382	4.610000	62.590000	44.590000	
12	0.392585	2.547220	4.610000	62.850000	44.590000	
13	0.390414	2.561383	4.610000	62.860000	44.590000	
14	0.386517	2.587210	4.610000	62.890000	44.590000	
15	0.371840	2.689332	4.610000	62.890000	44.590000	
16	0.369684	2.705010	4.610000	62.890000	44.590000	
17	0.360700	2.772390	4.610000	62.890000	44.590000	
18	0.353025	2.832664	4.610000	62.900000	44.590000	
19	0.347769	2.875475	4.610000	62.900000	44.590000	
20	0.315423	3.170347	36.920000	62.900000	46.740000	
21	0.312505	3.199945	36.930000	62.900000	46.740000	
22	0.293202	3.410622	50.580000	62.900000	47.400000	
23	0.280798	3.561274	50.620000	62.900000	47.440000	
24	0.279875	3.573023	53.320000	62.900000	55.730000	
25	0.274532	3.642568	53.600000	62.900000	60.560000	
26	0.249801	4.003182	69.000000	62.900000	60.880000	
27	0.233816	4.276873	69.000000	63.010000	60.880000	
28	0.229612	4.355167	69.000000	63.020000	60.880000	
29	0.229351	4.360135	69.000000	63.070000	60.880000	
30	0.216364	4.621848	69.000000	66.620000	60.880000	
31	0.212303	4.710259	69.000000	66.620000	60.880000	
32	0.207661	4.815531	69.000000	66.800000	60.880000	
33	0.203134	4.922867	69.000000	71.630000	60.880000	
34	0.196327	5.093555	69.000000	73.440000	60.880000	
35	0.190114	5.260014	69.000000	73.450000	60.880000	
36	0.182923	5.466794	69.000000	75.010000	60.880000	
37	0.172439	5.799167	78.030000	75.010000	62.430000	
38	0.169561	5.897595	78.040000	75.130000	62.430000	
39	0.169359	5.904603	81.010000	75.130000	62.960000	
40	0.165983	6.024712	81.010000	75.150000	62.960000	
41	0.160079	6.246903	81.010000	75.880000	62.960000	
42	0.155468	6.432191	81.010000	75.930000	62.960000	
43	0.152448	6.559613	81.010000	76.190000	62.960000	
44	0.151319	6.608576	81.010000	76.190000	62.960000	
45	0.147039	6.800903	81.010000	76.190000	62.960000	

Mode	Period (sec)	Frequency (cycle/sec)	Participating Mass Ratios(질량누가)			비 고
			X-Axis	Y-Axis	Z-Axis	
46	0.147036	6.801035	81.010000	76.190000	62.960000	
47	0.147031	6.801288	81.010000	76.190000	62.960000	
48	0.143647	6.961489	81.010000	76.190000	62.960000	
49	0.142082	7.038175	81.010000	76.190000	62.960000	
50	0.142066	7.038983	81.010000	76.430000	62.960000	
51	0.138740	7.207726	81.010000	76.660000	62.960000	
52	0.136570	7.322246	81.010000	76.690000	62.960000	
53	0.134237	7.449535	81.010000	76.690000	62.960000	
54	0.133069	7.514921	81.010000	76.690000	62.960000	
55	0.129537	7.719787	81.010000	76.690000	62.960000	
56	0.128836	7.761827	81.010000	77.280000	62.960000	
57	0.127335	7.853304	81.010000	77.280000	62.960000	
58	0.126486	7.906010	81.010000	77.280000	62.960000	
59	0.121847	8.207026	81.010000	78.150000	62.960000	
60	0.121579	8.225079	86.300000	78.150000	63.540000	
61	0.117707	8.495679	86.300000	78.330000	63.540000	
62	0.115852	8.631666	86.310000	78.390000	63.540000	
63	0.115623	8.648829	86.310000	80.760000	63.540000	
64	0.114147	8.760652	86.780000	80.760000	63.550000	
65	0.110291	9.066909	86.780000	81.650000	63.550000	
66	0.109737	9.112668	86.780000	82.020000	63.550000	
67	0.105411	9.486637	86.780000	82.100000	63.550000	
68	0.104685	9.552461	86.780000	82.250000	63.550000	
69	0.099497	10.050548	86.780000	82.300000	63.550000	
70	0.098387	10.163967	86.780000	82.580000	63.550000	
71	0.095918	10.425548	86.780000	82.610000	63.550000	
72	0.089412	11.184122	86.780000	82.610000	63.550000	
73	0.088071	11.354485	86.780000	82.620000	63.550000	
74	0.082684	12.094223	86.780000	82.750000	63.550000	
75	0.077315	12.934086	86.780000	82.770000	63.550000	
76	0.074063	13.502084	86.900000	82.780000	63.570000	
77	0.073214	13.658530	87.070000	82.800000	63.580000	
78	0.072062	13.876880	87.300000	82.800000	63.580000	
79	0.070061	14.273256	87.300000	83.120000	63.580000	
80	0.066295	15.083985	87.300000	83.350000	63.590000	
81	0.063036	15.863959	87.320000	83.360000	65.200000	
82	0.062015	16.125032	87.320000	83.400000	66.030000	
83	0.055609	17.982742	87.320000	85.400000	66.040000	
84	0.053283	18.767877	87.320000	85.930000	66.050000	
85	0.051448	19.437152	87.320000	86.560000	66.050000	
86	0.047006	21.273714	87.320000	86.900000	66.050000	
87	0.043087	23.208834	87.540000	86.900000	66.070000	
88	0.039214	25.500818	87.570000	87.280000	66.070000	
89	0.038463	25.998680	88.540000	87.290000	66.080000	
90	0.035580	28.105911	89.360000	87.300000	66.790000	
91	0.031040	32.216595	89.360000	88.680000	66.790000	
92	0.029688	33.683897	89.980000	88.690000	66.810000	
93	0.025899	38.611124	89.980000	90.070000	66.820000	

Mode	Period (sec)	Frequency (cycle/sec)	Participating Mass Ratios(질량누가)			비 고
			X-Axis	Y-Axis	Z-Axis	
94	0.024549	40.734812	90.170000	90.090000	67.040000	
95	0.020548	48.665531	90.170000	90.760000	67.040000	
96	0.018503	54.046160	90.290000	90.760000	67.040000	
97	0.009666	103.458196	91.350000	91.220000	67.040000	
98	0.009612	104.036628	92.220000	91.810000	67.040000	
99	0.004083	244.890259	92.220000	97.900000	67.040000	
100	0.003499	285.792763	98.910000	97.910000	67.050000	



6.3 항복유효 단면2차모멘트

: 교각의 항복강성을 구하기 위하여 교각단면에 대한 비선형해석을 수행하지 않는 경우에는, 콘크리트의 탄성계수와 아래와 같이 계산되는 항복유효 단면2차모멘트를 사용할 수 있다

$$I_{y,eff} = \left(0.16 + 12 \rho_l + 0.3 \sqrt{\frac{P_u}{f_{ck} A_g}} \right) I_g$$

여기서, A_g : 교각의 총단면적

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준압축강도

I_g : 철근을 무시한 교각 전체 단면의 중심축에 대한 단면2차모멘트

P_u : 계수축력

ρ_l : 교각의 축방향철근비

1) 재현주기 1000년

구 분	D (m)	ρ_l	A_g (m ²)	I_g (m ⁴)	P_u (kN)	$I_{y,eff}$ (m ⁴)	교각형식
P1	3.600	0.011	10.179	8.245	24364.130	3.067	T형
P2	3.600	0.011	10.179	8.245	31265.255	3.160	T형
P3	3.600	0.011	10.179	8.245	31265.255	3.160	T형
P4	3.600	0.011	10.179	8.245	31140.481	3.158	T형
P5	3.600	0.011	10.179	8.245	24364.130	3.067	T형
P6	3.600	0.011	10.179	8.245	17240.289	2.956	T형

2) 재현주기 100년

구 분	D (m)	ρ_l	A_g (m ²)	I_g (m ⁴)	P_u (kN)	$I_{y,eff}$ (m ⁴)	교각형식
P1	3.600	0.011	10.179	8.245	26458.538	3.096	T형
P2	3.600	0.011	10.179	8.245	34059.671	3.194	T형
P3	3.600	0.011	10.179	8.245	34059.671	3.194	T형
P4	3.600	0.011	10.179	8.245	33934.897	3.193	T형
P5	3.600	0.011	10.179	8.245	26458.538	3.096	T형
P6	3.600	0.011	10.179	8.245	18634.689	2.979	T형

6.4 받침부 작용력 (재현주기 1000년)

※ 응답수정계수 - 교대:0.8, 교각:1.0

구 분		교축방향(LC _x) 지진하중			교직방향(LC _y) 지진하중			작용최대 수평력 (kN)	허용 수평력 (kN)	적용받침 (kN)	비 고	
		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)					
A1	shoe 1	1039.2	62.6	711.8	1039.2	195.5	336.5	889.7	1296.0	2250	O.K B 고정단 R=0.8	
	shoe 2	1017.1	92.9	668.4	1017.1	296.6	252.5					
	shoe 3	1008.8	101.7	644.3	1008.8	334.8	196.5					
	shoe 4	1017.1	92.7	668.3	1017.1	296.5	252.4					
	shoe 5	1039.2	62.5	711.6	1039.2	195.4	336.4					
P1	시점	shoe 1	1038.5	61.7	0.0	1038.5	190.6	0.0	320.7	648.0	2250	O.K C 가동단 R=1.0
		shoe 2	1017.4	90.0	0.0	1017.4	286.0	0.0				
		shoe 3	1009.6	96.9	0.0	1009.6	320.7	0.0				
		shoe 4	1017.4	90.2	0.0	1017.4	286.1	0.0				
		shoe 5	1038.5	61.8	0.0	1038.5	190.6	0.0				
	중점	shoe 1	2414.7	86.8	1939.3	2414.7	282.2	898.9	1954.3	2304.0	4500	O.K B 고정단 R=1.0
		shoe 2	2373.9	125.5	1776.4	2373.9	411.4	701.4				
		shoe 3	2358.7	136.5	1746.7	2358.7	451.1	527.1				
		shoe 4	2376.8	124.8	1782.0	2376.8	409.5	701.4				
		shoe 5	2422.5	86.1	1954.3	2422.5	279.5	903.5				
P2	시점	shoe 1	2414.9	89.8	0.0	2414.9	294.0	0.0	457.2	1152.0	4500	O.K C 가동단 R=1.0
		shoe 2	2373.9	127.2	0.0	2373.9	418.5	0.0				
		shoe 3	2358.7	138.4	0.0	2358.7	457.2	0.0				
		shoe 4	2376.8	126.6	0.0	2376.8	416.9	0.0				
		shoe 5	2422.4	88.9	0.0	2422.4	291.4	0.0				
	중점	shoe 1	2414.8	93.7	1977.1	2414.8	305.3	1107.5	1987.4	2304.0	4500	O.K B 고정단 R=1.0
		shoe 2	2373.9	133.1	1800.8	2373.9	436.4	821.3				
		shoe 3	2358.7	144.9	1732.2	2358.7	477.3	523.5				
		shoe 4	2376.8	133.0	1804.2	2376.8	434.8	820.3				
		shoe 5	2422.5	93.7	1987.4	2422.5	303.0	1111.5				
P3	시점	shoe 1	2414.8	94.2	0.0	2414.8	306.2	0.0	476.8	1152.0	4500	O.K C 가동단 R=1.0
		shoe 2	2373.9	133.4	0.0	2373.9	436.4	0.0				
		shoe 3	2358.7	144.5	0.0	2358.7	476.8	0.0				
		shoe 4	2376.8	132.2	0.0	2376.8	434.5	0.0				
		shoe 5	2422.4	93.0	0.0	2422.4	303.2	0.0				
	중점	shoe 1	2414.8	92.2	1941.0	2414.8	299.7	960.1	1952.4	2304.0	4500	O.K B 고정단 R=1.0
		shoe 2	2373.9	130.6	1785.9	2373.9	428.3	745.1				
		shoe 3	2358.7	141.9	1741.0	2358.7	468.3	525.4				
		shoe 4	2376.8	130.4	1790.1	2376.8	426.7	745.1				
		shoe 5	2422.5	91.8	1952.4	2422.5	297.2	964.4				
P4	시점	shoe 1	2414.8	92.3	0.0	2414.8	300.1	0.0	470.4	1152.0	4500	O.K C 가동단 R=1.0
		shoe 2	2373.9	131.2	0.0	2373.9	430.3	0.0				
		shoe 3	2358.7	142.3	0.0	2358.7	470.4	0.0				
		shoe 4	2376.8	130.4	0.0	2376.8	428.4	0.0				
		shoe 5	2422.4	91.2	0.0	2422.4	297.1	0.0				
	중점	shoe 3	2414.8	90.2	1840.3	2414.8	293.2	753.3	1852.9	2304.0	4500	O.K B 고정단 R=1.0
		shoe 3	2373.9	127.8	1710.6	2373.9	418.9	624.5				
		shoe 3	2358.7	138.7	1697.9	2358.7	457.7	512.0				
		shoe 4	2376.8	127.4	1715.6	2376.8	417.1	625.3				
		shoe 5	2422.5	89.7	1852.9	2422.5	290.7	757.5				

구 분			교축방향(LC _x) 지진하중			교직방향(LC _y) 지진하중			작용최대 수평력 (kN)	허용 수평력 (kN)	적용받침 (kN)	비 고
			Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)				
P5	시점	shoe 3	2414.8	87.2	0.0	2414.8	283.8	0.0	452.9	1152.0	4500	O.K C 가동단 R=1.0
		shoe 3	2373.9	125.9	0.0	2373.9	413.1	0.0				
		shoe 3	2358.7	137.6	0.0	2358.7	452.9	0.0				
		shoe 4	2376.8	125.5	0.0	2376.8	411.3	0.0				
		shoe 5	2422.4	86.3	0.0	2422.4	280.9	0.0				
	중점	shoe 3	1039.2	63.7	741.3	1039.2	201.5	365.3	741.4	864.0	2250	O.K C 고정단 R=1.0
		shoe 3	1017.1	95.0	699.7	1017.1	306.0	280.0				
		shoe 3	1008.8	105.0	671.2	1008.8	345.8	205.3				
		shoe 4	1017.1	94.8	699.6	1017.1	305.9	279.7				
		shoe 5	1039.2	63.6	741.4	1039.2	201.4	365.5				
P6	시점	shoe 3	1038.5	63.1	0.0	1038.5	198.8	0.0	335.6	648.0	2250	O.K C 가동단 R=1.0
		shoe 3	1017.4	92.8	0.0	1017.4	298.8	0.0				
		shoe 3	1009.6	101.4	0.0	1009.6	335.6	0.0				
		shoe 4	1017.4	92.9	0.0	1017.4	298.8	0.0				
		shoe 5	1038.5	63.2	0.0	1038.5	198.8	0.0				
	중점	shoe 3	1039.2	61.0	723.8	1039.2	193.4	288.2	723.8	864.0	2250	O.K C 고정단 R=1.0
		shoe 3	1017.1	90.4	709.1	1017.1	292.1	294.1				
		shoe 3	1008.8	99.7	676.7	1008.8	329.6	206.4				
		shoe 4	1017.1	90.5	709.2	1017.1	292.2	294.2				
		shoe 5	1039.2	61.1	723.8	1039.2	193.4	288.0				
A2		shoe 1	1038.5	60.0	0.0	1038.5	189.0	0.0	403.3	648.0	2250	O.K C 가동단 R=0.8
		shoe 2	1017.4	89.0	0.0	1017.4	286.5	0.0				
		shoe 3	1009.6	98.4	0.0	1009.6	322.6	0.0				
		shoe 4	1017.4	89.4	0.0	1017.4	286.6	0.0				
		shoe 5	1038.5	60.2	0.0	1038.5	189.1	0.0				

6.4 받침부 작용력 (재현주기 100년)

※ 응답수정계수 - 교대:0.8, 교각:1.0

구 분		교축방향(LC _x) 지진하중			교직방향(LC _y) 지진하중			작용최대 수평력 (kN)	허용 수평력 (kN)	적용받침 (kN)	비 고	
		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)					
A1	shoe 1	1178.6	27.8	327.6	1178.6	86.9	152.6	409.5	1296.0	2250	O.K B 고정단 R=0.8	
	shoe 2	1156.5	41.3	309.2	1156.5	131.8	115.6					
	shoe 3	1148.2	45.6	298.8	1148.2	148.9	91.2					
	shoe 4	1156.5	41.2	309.1	1156.5	131.8	115.7					
	shoe 5	1178.7	27.7	327.6	1178.7	86.8	152.6					
P1	시점	shoe 1	1177.9	27.2	0.0	1177.9	84.6	0.0	142.6	648.0	2250	O.K C 가동단 R=1.0
		shoe 2	1156.9	39.8	0.0	1156.9	127.1	0.0				
		shoe 3	1149.0	43.2	0.0	1149.0	142.6	0.0				
		shoe 4	1156.8	39.9	0.0	1156.8	127.1	0.0				
		shoe 5	1177.9	27.3	0.0	1177.9	84.7	0.0				
	중점	shoe 1	2696.0	38.2	876.2	2696.0	124.1	405.4	882.7	2304.0	4500	O.K B 고정단 R=1.0
		shoe 2	2652.3	55.2	808.3	2652.3	180.9	318.9				
		shoe 3	2635.9	60.1	794.1	2635.9	198.3	240.4				
		shoe 4	2655.4	54.9	810.8	2655.4	180.0	318.9				
		shoe 5	2704.3	37.9	882.7	2704.3	123.0	407.4				
P2	시점	shoe 1	2696.2	39.5	0.0	2696.2	129.4	0.0	201.2	1152.0	4500	O.K C 가동단 R=1.0
		shoe 2	2652.3	56.0	0.0	2652.3	184.1	0.0				
		shoe 3	2635.9	61.0	0.0	2635.9	201.2	0.0				
		shoe 4	2655.4	55.8	0.0	2655.4	183.5	0.0				
		shoe 5	2704.1	39.1	0.0	2704.1	128.3	0.0				
	중점	shoe 1	2696.1	41.3	892.3	2696.1	134.5	496.3	896.8	2304.0	4500	O.K B 고정단 R=1.0
		shoe 2	2652.3	58.7	818.2	2652.3	192.1	371.4				
		shoe 3	2635.8	63.9	786.8	2635.8	210.1	238.3				
		shoe 4	2655.4	58.6	819.7	2655.4	191.4	371.0				
		shoe 5	2704.2	41.2	896.8	2704.2	133.5	498.0				
P3	시점	shoe 1	2696.1	41.5	0.0	2696.1	134.9	0.0	209.9	1152.0	4500	O.K C 가동단 R=1.0
		shoe 2	2652.3	58.7	0.0	2652.3	192.2	0.0				
		shoe 3	2635.8	63.7	0.0	2635.8	209.9	0.0				
		shoe 4	2655.4	58.2	0.0	2655.4	191.3	0.0				
		shoe 5	2704.1	40.9	0.0	2704.1	133.6	0.0				
	중점	shoe 1	2696.1	40.6	876.5	2696.1	132.0	431.3	881.4	2304.0	4500	O.K B 고정단 R=1.0
		shoe 2	2652.3	57.5	811.5	2652.3	188.5	337.4				
		shoe 3	2635.8	62.5	790.7	2635.8	206.1	239.1				
		shoe 4	2655.4	57.4	813.4	2655.4	187.8	337.5				
		shoe 5	2704.2	40.4	881.4	2704.2	130.9	433.1				
P4	시점	shoe 1	2696.1	40.7	0.0	2696.1	132.2	0.0	207.1	1152.0	4500	O.K C 가동단 R=1.0
		shoe 2	2652.3	57.8	0.0	2652.3	189.4	0.0				
		shoe 3	2635.8	62.8	0.0	2635.8	207.1	0.0				
		shoe 4	2655.4	57.4	0.0	2655.4	188.6	0.0				
		shoe 5	2704.1	40.1	0.0	2704.1	130.8	0.0				
	중점	shoe 1	2696.1	39.6	831.4	2696.1	129.0	339.3	836.8	2304.0	4500	O.K B 고정단 R=1.0
		shoe 2	2652.3	56.2	777.7	2652.3	184.3	283.5				
		shoe 3	2635.8	61.1	771.2	2635.8	201.4	233.0				
		shoe 4	2655.4	56.0	779.9	2655.4	183.5	283.8				
		shoe 5	2704.2	39.4	836.8	2704.2	127.9	341.1				

구 분			교축방향(LC _x) 지진하중			교직방향(LC _y) 지진하중			작용최대 수평력 (kN)	허용 수평력 (kN)	적용받침 (kN)	비 고
			Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)				
P5	시점	shoe 1	2696.1	38.4	0.0	2696.1	124.9	0.0	199.2	1152.0	4500	O.K C 가동단 R=1.0
		shoe 2	2652.3	55.5	0.0	2652.3	181.7	0.0				
		shoe 3	2635.9	60.7	0.0	2635.9	199.2	0.0				
		shoe 4	2655.4	55.3	0.0	2655.4	180.9	0.0				
		shoe 5	2704.2	38.0	0.0	2704.2	123.6	0.0				
	중점	shoe 1	1178.7	28.2	338.9	1178.7	89.3	164.5	338.9	864.0	2250	O.K C 고정단 R=1.0
		shoe 2	1156.5	42.1	321.2	1156.5	135.6	127.1				
		shoe 3	1148.2	46.8	309.0	1148.2	153.3	94.8				
		shoe 4	1156.5	42.0	321.1	1156.5	135.6	127.1				
		shoe 5	1178.6	28.1	338.9	1178.6	89.2	164.6				
P6	시점	shoe 1	1177.9	27.9	0.0	1177.9	88.2	0.0	149.0	648.0	2250	O.K C 가동단 R=1.0
		shoe 2	1156.8	41.1	0.0	1156.8	132.6	0.0				
		shoe 3	1149.0	45.3	0.0	1149.0	149.0	0.0				
		shoe 4	1156.8	41.2	0.0	1156.8	132.6	0.0				
		shoe 5	1177.9	27.9	0.0	1177.9	88.2	0.0				
	중점	shoe 1	1178.7	27.0	331.6	1178.7	85.8	131.3	331.6	864.0	2250	O.K C 고정단 R=1.0
		shoe 2	1156.5	40.1	325.7	1156.5	129.7	133.8				
		shoe 3	1148.2	44.5	311.6	1148.2	146.4	95.2				
		shoe 4	1156.5	40.1	325.7	1156.5	129.7	133.8				
		shoe 5	1178.7	27.0	331.6	1178.7	85.8	131.1				
A2	shoe 1	1177.9	26.6	0.0	1177.9	84.0	0.0	179.5	648.0	2250	O.K C 가동단 R=0.8	
	shoe 2	1156.8	39.6	0.0	1156.8	127.4	0.0					
	shoe 3	1149.0	44.1	0.0	1149.0	143.6	0.0					
	shoe 4	1156.8	39.8	0.0	1156.8	127.5	0.0					
	shoe 5	1177.9	26.7	0.0	1177.9	84.1	0.0					

6.5 교각 기둥 횡방향 상대 변위

1) 재현주기 1000년

구분	탄성해석치 $\delta(m)$		2차모멘트에 적용치 $\delta(m)$	
	교축방향	교직방향	교축방향	교직방향
P1	0.008	0.003	0.012	0.005
P2	0.015	0.010	0.022	0.014
P3	0.015	0.010	0.023	0.015
P4	0.012	0.008	0.018	0.012
P5	0.003	0.003	0.005	0.005
P6	0.004	0.004	0.005	0.006

2) 재현주기 100년

구분	탄성해석치 $\delta(m)$		2차모멘트에 적용치 $\delta(m)$	
	교축방향	교직방향	교축방향	교직방향
P1	0.004	0.001	0.005	0.002
P2	0.006	0.004	0.010	0.006
P3	0.007	0.004	0.010	0.006
P4	0.005	0.003	0.008	0.005
P5	0.001	0.001	0.002	0.002
P6	0.002	0.002	0.002	0.003

6.6 교각 하중 집계

6.6.1 재현주기 1000년

1) 기둥상단 부재력

구분		교축방향				교직방향		
		P(kN)	V _z (kN)	M _y (kN.m)	M _{y2} (kN.m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)	M _{z2} (kN.m)
P1	X-Dir	1287.030	9352.150	30872.380	15.450	10.530	39.690	5.915
	Y-Dir	27.920	20.920	61.750	0.335	2422.540	12296.840	0.128
P2	X-Dir	2401.650	9348.100	26642.790	53.490	9.650	84.970	34.382
	Y-Dir	24.130	13.880	70.820	0.537	3962.120	18415.490	0.345
P3	X-Dir	3298.300	9400.490	27318.550	74.657	9.130	112.990	49.197
	Y-Dir	59.220	13.140	52.240	1.340	4037.170	18654.720	0.883
P4	X-Dir	3083.090	9133.650	26469.150	56.138	12.430	112.920	36.031
	Y-Dir	28.600	10.150	14.900	0.521	3894.190	18176.350	0.334
P5	X-Dir	1598.360	3815.350	12440.680	7.775	12.130	51.390	7.670
	Y-Dir	19.350	18.010	74.790	0.094	2450.410	12485.190	0.093
P6	X-Dir	2088.740	3821.690	10846.660	11.401	13.640	21.540	12.279
	Y-Dir	19.950	17.720	70.220	0.109	2722.570	12611.070	0.117

2) 기둥하단 부재력

구분		교축방향				교직방향		
		P(kN)	V _z (kN)	M _y (kN.m)	M _{y2} (kN.m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)	M _{z2} (kN.m)
P1	X-Dir	1287.550	9368.380	58946.510	15.456	14.100	51.230	5.918
	Y-Dir	28.050	48.650	71.000	0.337	2432.540	19490.320	0.129
P2	X-Dir	2402.380	9391.570	73494.930	53.506	13.170	103.450	34.392
	Y-Dir	24.490	12.750	54.790	0.545	3980.670	38096.160	0.351
P3	X-Dir	3299.130	9444.290	74437.500	74.676	12.730	131.360	49.210
	Y-Dir	59.760	12.220	42.230	1.353	4056.470	38669.270	0.891
P4	X-Dir	3083.730	9168.900	67650.050	56.150	14.340	131.570	36.038
	Y-Dir	29.120	29.800	62.260	0.530	3909.100	35580.580	0.340
P5	X-Dir	1599.050	3834.780	23869.320	7.779	16.330	58.190	7.673
	Y-Dir	19.720	31.910	83.970	0.096	2460.780	19751.870	0.095
P6	X-Dir	2089.560	3847.900	24252.090	11.406	19.160	40.730	12.283
	Y-Dir	20.030	43.410	78.630	0.109	2734.370	22095.350	0.118

3) 적용 부재력(ENV)

구분		교축방향				교직방향		
		P(kN)	V _z (kN)	M _y (kN.m)	M _{y2} (kN.m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)	M _{z2} (kN.m)
P1	X-Dir	1287.550	9368.380	58946.510	15.456	14.100	51.230	5.918
	Y-Dir	28.050	48.650	71.000	0.337	2432.540	19490.320	0.129
P2	X-Dir	2402.380	9391.570	73494.930	53.506	13.170	103.450	34.392
	Y-Dir	24.490	13.880	70.820	0.545	3980.670	38096.160	0.351
P3	X-Dir	3299.130	9444.290	74437.500	74.676	12.730	131.360	49.210
	Y-Dir	59.760	13.140	52.240	1.353	4056.470	38669.270	0.891
P4	X-Dir	3083.730	9168.900	67650.050	56.150	14.340	131.570	36.038
	Y-Dir	29.120	29.800	62.260	0.530	3909.100	35580.580	0.340
P5	X-Dir	1599.050	3834.780	23869.320	7.779	16.330	58.190	7.673
	Y-Dir	19.720	31.910	83.970	0.096	2460.780	19751.870	0.095
P6	X-Dir	2089.560	3847.900	24252.090	11.406	19.160	40.730	12.283
	Y-Dir	20.030	43.410	78.630	0.109	2734.370	22095.350	0.118

4) 탄성지진력 조합

- ① LC_x = 1.0 × 종방향 해석에 의한 단면력 + 0.3 × 횡방향 해석에 의한 단면력
 ② LC_y = 0.3 × 종방향 해석에 의한 단면력 + 1.0 × 횡방향 해석에 의한 단면력

구분		교축방향				교직방향		
		P(kN)	V _z (kN)	M _y (kN.m)	M _{y2} (kN.m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)	M _{z2} (kN.m)
P1	LC _x	1287.550	9382.975	58967.810	15.557	743.862	5898.326	5.956
	LC _y	28.050	2859.164	17754.953	4.974	2436.770	19505.689	1.904
P2	LC _x	2402.380	9395.734	73516.176	53.669	1207.371	11532.298	34.498
	LC _y	24.490	2831.351	22119.299	16.597	3984.621	38127.195	10.668
P3	LC _x	3299.130	9448.232	74453.172	75.082	1229.671	11732.141	49.477
	LC _y	59.760	2846.427	22383.490	23.755	4060.289	38708.678	15.654
P4	LC _x	3083.730	9177.840	67668.728	56.309	1187.070	10805.744	36.140
	LC _y	29.120	2780.470	20357.275	17.375	3913.402	35620.051	11.152
P5	LC _x	1599.050	3844.353	23894.511	7.807	754.564	5983.751	7.701
	LC _y	19.720	1182.344	7244.766	2.430	2465.679	19769.327	2.397
P6	LC _x	2089.560	3860.923	24275.679	11.439	839.471	6669.335	12.319
	LC _y	20.030	1197.780	7354.257	3.531	2740.118	22107.569	3.803

5) 설계에 사용되는 지진력

① 탄성해석시 모멘트 = $M_{y,z} + M_{y2,z2}$

② 소성해석시 모멘트 = $M_{y,z} \div R + M_{y2,z2}$

- T형 교각 : R= 3.0 - π 형 교각(교축) : R= 3.0 - π 형 교각(교직) : R= 5.0

구분		교축방향			교 직 방향		교각형식	비 고
		P(kN)	V _z (kN)	M _y (kN.m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)		
P1	P _{max}	1287.550	9382.975	58983.367	743.862	5904.282	T형	탄성해석
	M _{y max}	1287.550	9382.975	58983.367	743.862	5904.282		
	M _{z max}	28.050	2859.164	17759.927	2436.770	19507.593		
P2	P _{max}	2402.380	9395.734	73569.845	1207.371	11566.796	T형	
	M _{y max}	2402.380	9395.734	73569.845	1207.371	11566.796		
	M _{z max}	24.490	2831.351	22135.896	3984.621	38137.863		
P3	P _{max}	3299.130	9448.232	74528.254	1229.671	11781.618	T형	
	M _{y max}	3299.130	9448.232	74528.254	1229.671	11781.618		
	M _{z max}	59.760	2846.427	22407.245	4060.289	38724.332		
P4	P _{max}	3083.730	9177.840	67725.037	1187.070	10841.884	T형	
	M _{y max}	3083.730	9177.840	67725.037	1187.070	10841.884		
	M _{z max}	29.120	2780.470	20374.650	3913.402	35631.203		
P5	P _{max}	1599.050	3844.353	23902.318	754.564	5991.452	T형	
	M _{y max}	1599.050	3844.353	23902.318	754.564	5991.452		
	M _{z max}	19.720	1182.344	7247.196	2465.679	19771.724		
P6	P _{max}	2089.560	3860.923	24287.118	839.471	6681.654	T형	
	M _{y max}	2089.560	3860.923	24287.118	839.471	6681.654		
	M _{z max}	20.030	1197.780	7357.788	2740.118	22111.372		

구분		교축방향			교직방향		교각형식	비 고
		P(kN)	V _z (kN)	M _y (kN.m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)		
P1	P _{max}	1287.550	9382.975	19671.494	743.862	1972.065	T형	소성해석
	M _{y max}	1287.550	9382.975	19671.494	743.862	1972.065		
	M _{z max}	28.050	2859.164	5923.291	2436.770	6503.801		
P2	P _{max}	2402.380	9395.734	24559.061	1207.371	3878.597	T형	
	M _{y max}	2402.380	9395.734	24559.061	1207.371	3878.597		
	M _{z max}	24.490	2831.351	7389.697	3984.621	12719.733		
P3	P _{max}	3299.130	9448.232	24892.806	1229.671	3960.191	T형	
	M _{y max}	3299.130	9448.232	24892.806	1229.671	3960.191		
	M _{z max}	59.760	2846.427	7484.919	4060.289	12918.547		
P4	P _{max}	3083.730	9177.840	22612.552	1187.070	3638.055	T형	
	M _{y max}	3083.730	9177.840	22612.552	1187.070	3638.055		
	M _{z max}	29.120	2780.470	6803.134	3913.402	11884.502		
P5	P _{max}	1599.050	3844.353	7972.644	754.564	2002.285	T형	
	M _{y max}	1599.050	3844.353	7972.644	754.564	2002.285		
	M _{z max}	19.720	1182.344	2417.352	2465.679	6592.172		
P6	P _{max}	2089.560	3860.923	8103.332	839.471	2235.430	T형	
	M _{y max}	2089.560	3860.923	8103.332	839.471	2235.430		
	M _{z max}	20.030	1197.780	2454.950	2740.118	7372.992		

6.6.2 재현주기 100년

1) 기둥상단 부재력

구분		교축방향				교직방향		
		P(kN)	V _z (kN)	M _y (kN.m)	M _{y2} (kN.m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)	M _{z2} (kN.m)
P1	X-Dir	587.100	4219.250	13958.620	7.048	7.290	19.470	2.698
	Y-Dir	19.660	14.150	33.840	0.236	1063.850	5411.710	0.090
P2	X-Dir	1064.250	4211.140	12031.880	23.703	6.710	39.430	15.236
	Y-Dir	19.530	7.730	31.560	0.435	1737.390	8093.010	0.280
P3	X-Dir	1466.440	4234.430	12337.290	33.193	5.990	50.780	21.873
	Y-Dir	19.060	7.380	24.350	0.431	1770.990	8198.940	0.284
P4	X-Dir	1368.280	4116.220	11957.350	24.914	7.230	51.090	15.990
	Y-Dir	10.820	6.540	8.850	0.197	1707.960	7987.690	0.126
P5	X-Dir	699.990	1728.890	5667.140	3.405	8.010	24.360	3.359
	Y-Dir	12.690	11.900	32.670	0.062	1076.670	5502.090	0.061
P6	X-Dir	958.280	1734.090	4944.510	5.231	7.960	12.740	5.633
	Y-Dir	9.770	9.850	31.180	0.053	1202.560	5587.620	0.057

2) 기둥하단 부재력

구분		교축방향				교직방향		
		P(kN)	V _z (kN)	M _y (kN.m)	M _{y2} (kN.m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)	M _{z2} (kN.m)
P1	X-Dir	587.300	4225.730	26623.670	7.050	9.670	25.470	2.699
	Y-Dir	19.740	24.440	47.830	0.237	1067.500	8573.580	0.091
P2	X-Dir	1064.530	4228.680	33132.820	23.709	10.020	48.290	15.240
	Y-Dir	19.690	9.050	35.340	0.439	1744.670	16724.800	0.282
P3	X-Dir	1466.780	4252.100	33556.800	33.201	9.500	59.580	21.878
	Y-Dir	19.300	8.800	30.120	0.437	1778.580	16979.610	0.288
P4	X-Dir	1368.540	4130.400	30512.560	24.919	10.030	59.240	15.993
	Y-Dir	10.940	13.680	31.080	0.199	1713.790	15623.380	0.128
P5	X-Dir	700.260	1736.400	10846.200	3.406	10.620	28.650	3.360
	Y-Dir	12.840	19.340	50.210	0.062	1080.470	8697.210	0.062
P6	X-Dir	958.610	1744.100	11026.030	5.233	11.150	23.050	5.635
	Y-Dir	9.840	23.270	46.010	0.054	1206.880	9778.730	0.058

3) 적용 부재력(ENV)

구분		교축방향				교직방향		
		P(kN)	V _z (kN)	M _y (kN.m)	M _{y2} (kN.m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)	M _{z2} (kN.m)
P1	X-Dir	587.300	4225.730	26623.670	7.050	9.670	25.470	2.699
	Y-Dir	19.740	24.440	47.830	0.237	1067.500	8573.580	0.091
P2	X-Dir	1064.530	4228.680	33132.820	23.709	10.020	48.290	15.240
	Y-Dir	19.690	9.050	35.340	0.439	1744.670	16724.800	0.282
P3	X-Dir	1466.780	4252.100	33556.800	33.201	9.500	59.580	21.878
	Y-Dir	19.300	8.800	30.120	0.437	1778.580	16979.610	0.288
P4	X-Dir	1368.540	4130.400	30512.560	24.919	10.030	59.240	15.993
	Y-Dir	10.940	13.680	31.080	0.199	1713.790	15623.380	0.128
P5	X-Dir	700.260	1736.400	10846.200	3.406	10.620	28.650	3.360
	Y-Dir	12.840	19.340	50.210	0.062	1080.470	8697.210	0.062
P6	X-Dir	958.610	1744.100	11026.030	5.233	11.150	23.050	5.635
	Y-Dir	9.840	23.270	46.010	0.054	1206.880	9778.730	0.058

4) 탄성지진력 조합

- ① LC_x = 1.0 × 종방향 해석에 의한 단면력 + 0.3 × 횡방향 해석에 의한 단면력
 ② LC_y = 0.3 × 종방향 해석에 의한 단면력 + 1.0 × 횡방향 해석에 의한 단면력

구분		교축방향				교직방향		
		P(kN)	V _z (kN)	M _y (kN.m)	M _{y2} (kN.m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)	M _{z2} (kN.m)
P1	LC _x	587.300	4233.062	26638.019	7.121	329.920	2597.544	2.726
	LC _y	19.740	1292.159	8034.931	2.352	1070.401	8581.221	0.900
P2	LC _x	1064.530	4231.395	33143.422	23.841	533.421	5065.730	15.324
	LC _y	19.690	1277.654	9975.186	7.551	1747.676	16739.287	4.854
P3	LC _x	1466.780	4254.740	33565.836	33.332	543.074	5153.463	21.965
	LC _y	19.300	1284.430	10097.160	10.397	1781.430	16997.484	6.851
P4	LC _x	1368.540	4134.504	30521.884	24.979	524.167	4746.254	16.032
	LC _y	10.940	1252.800	9184.848	7.675	1716.799	15641.152	4.926
P5	LC _x	700.260	1742.202	10861.263	3.425	334.761	2637.813	3.379
	LC _y	12.840	540.260	3304.070	1.084	1083.656	8705.805	1.070
P6	LC _x	958.610	1751.081	11039.833	5.249	373.214	2956.669	5.653
	LC _y	9.840	546.500	3353.819	1.623	1210.225	9785.645	1.748

5) 설계에 사용되는 지진력

① 탄성해석시 모멘트 = $M_{y,z} + M_{y2,z2}$

② 소성해석시 모멘트 = $M_{y,z} \div R + M_{y2,z2}$

- T형 교각 : R= 3.0 - π 형 교각(교축) : R= 3.0 - π 형 교각(교직) : R= 5.0

구분		교축방향			교직방향		교각형식	비 고
		P(kN)	V _z (kN)	M _y (kN.m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)		
P1	P _{max}	587.300	4233.062	26645.140	329.920	2600.270	T형	탄성해석
	M _{y max}	587.300	4233.062	26645.140	329.920	2600.270		
	M _{z max}	19.740	1292.159	8037.283	1070.401	8582.121		
P2	P _{max}	1064.530	4231.395	33167.263	533.421	5081.054	T형	
	M _{y max}	1064.530	4231.395	33167.263	533.421	5081.054		
	M _{z max}	19.690	1277.654	9982.737	1747.676	16744.141		
P3	P _{max}	1466.780	4254.740	33599.168	543.074	5175.428	T형	
	M _{y max}	1466.780	4254.740	33599.168	543.074	5175.428		
	M _{z max}	19.300	1284.430	10107.557	1781.430	17004.335		
P4	P _{max}	1368.540	4134.504	30546.863	524.167	4762.286	T형	
	M _{y max}	1368.540	4134.504	30546.863	524.167	4762.286		
	M _{z max}	10.940	1252.800	9192.523	1716.799	15646.078		
P5	P _{max}	700.260	1742.202	10864.688	334.761	2641.192	T형	
	M _{y max}	700.260	1742.202	10864.688	334.761	2641.192		
	M _{z max}	12.840	540.260	3305.154	1083.656	8706.875		
P6	P _{max}	958.610	1751.081	11045.082	373.214	2962.322	T형	
	M _{y max}	958.610	1751.081	11045.082	373.214	2962.322		
	M _{z max}	9.840	546.500	3355.442	1210.225	9787.393		

구분		교축방향			교직방향		교각형식	비 고
		P(kN)	V _z (kN)	M _y (kN.m)	V _y (kN)	M _z (kN.m)		
P1	P _{max}	587.300	4233.062	8886.461	329.920	868.574	T형	소성해석
	M _{y max}	587.300	4233.062	8886.461	329.920	868.574		
	M _{z max}	19.740	1292.159	2680.662	1070.401	2861.307		
P2	P _{max}	1064.530	4231.395	11071.648	533.421	1703.901	T형	
	M _{y max}	1064.530	4231.395	11071.648	533.421	1703.901		
	M _{z max}	19.690	1277.654	3332.613	1747.676	5584.616		
P3	P _{max}	1466.780	4254.740	11221.944	543.074	1739.786	T형	
	M _{y max}	1466.780	4254.740	11221.944	543.074	1739.786		
	M _{z max}	19.300	1284.430	3376.117	1781.430	5672.679		
P4	P _{max}	1368.540	4134.504	10198.940	524.167	1598.116	T형	
	M _{y max}	1368.540	4134.504	10198.940	524.167	1598.116		
	M _{z max}	10.940	1252.800	3069.291	1716.799	5218.643		
P5	P _{max}	700.260	1742.202	3623.846	334.761	882.650	T형	
	M _{y max}	700.260	1742.202	3623.846	334.761	882.650		
	M _{z max}	12.840	540.260	1102.441	1083.656	2903.005		
P6	P _{max}	958.610	1751.081	3685.193	373.214	991.209	T형	
	M _{y max}	958.610	1751.081	3685.193	373.214	991.209		
	M _{z max}	9.840	546.500	1119.563	1210.225	3263.630		

6.6.3 주행안정성 검토 (재현주기 100년)

1) 합성 모멘트(M_u)

구 분		M_y (교 직 방향)	M_z (교 축 방향)	M_u
P1	P_{max}	26645.140	2600.270	26771.718
	$M_{y \max}$	26645.140	2600.270	26771.718
	$M_{z \max}$	8037.283	8582.121	11758.007
P2	P_{max}	33167.263	5081.054	33554.201
	$M_{y \max}$	33167.263	5081.054	33554.201
	$M_{z \max}$	9982.737	16744.141	19494.135
P3	P_{max}	33599.168	5175.428	33995.428
	$M_{y \max}$	33599.168	5175.428	33995.428
	$M_{z \max}$	10107.557	17004.335	19781.560
P4	P_{max}	30546.863	4762.286	30915.857
	$M_{y \max}$	30546.863	4762.286	30915.857
	$M_{z \max}$	9192.523	15646.078	18146.686
P5	P_{max}	10864.688	2641.192	11181.115
	$M_{y \max}$	10864.688	2641.192	11181.115
	$M_{z \max}$	3305.154	8706.875	9313.094
P6	P_{max}	11045.082	2962.322	11435.435
	$M_{y \max}$	11045.082	2962.322	11435.435
	$M_{z \max}$	3355.442	9787.393	10346.597

2) 주행안정성 검토

구 분	M_u	ΦM_n	$\Phi M_n / M_u$	비 고
P1	26771.718		0.000	N.G.
P2	33554.201		0.000	N.G.
P3	33995.428		0.000	N.G.
P4	30915.857		0.000	N.G.
P5	11181.115		0.000	N.G.
P6	11435.435		0.000	N.G.

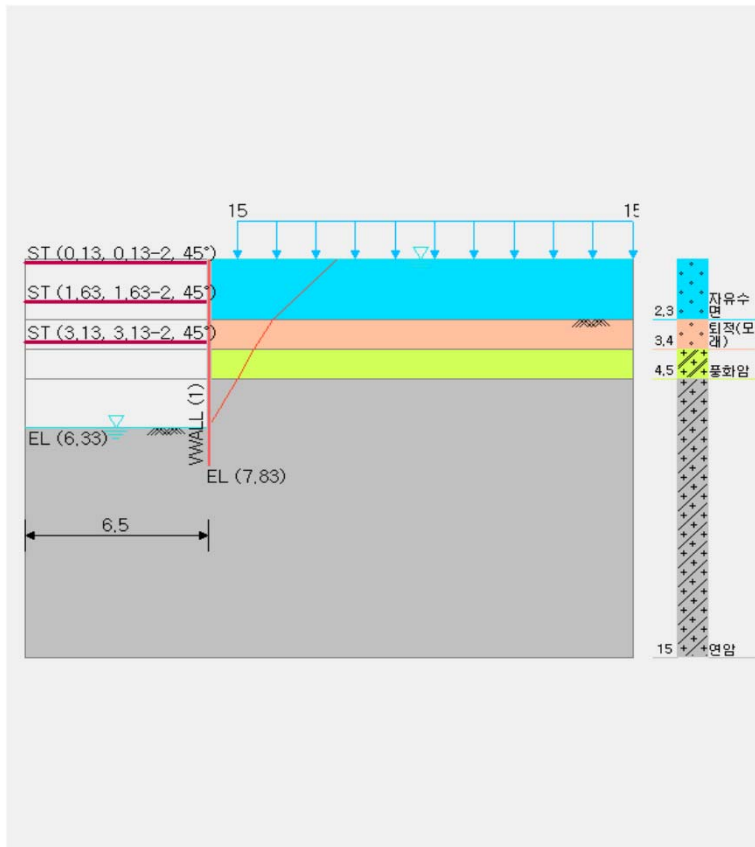
1.3 가 시 설

TYPE-P3(하천구간)

목 차

1. 표준단면
2. 설계요약
3. 설계조건
4. 사보강 Strut 설계
5. 띠장 설계
6. Sheet 설계
7. 전산 입력 정보
8. 해석결과

1. 표준단면



2.설계요약

2.1 지보재

2.2 사보강 Strut

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
Strut-1 H 250x250x9/14	0.13	휨응력	39.475	107.676	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	17.028	133.740	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	9.259	108.000	O.K		
Strut-2 H 250x250x9/14	1.63	휨응력	39.475	107.676	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	25.121	133.740	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	9.259	108.000	O.K		
Strut-3 H 250x250x9/14	3.13	휨응력	39.475	107.676	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	69.132	133.740	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	9.259	108.000	O.K		

2.3 락

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
Strut-1 H 250x250x9/14	0.13	휨응력	15.073	177.660	O.K		
		전단응력	19.622	108.000	O.K		
Strut-2 H 250x250x9/14	1.63	휨응력	45.496	177.660	O.K		
		전단응력	59.227	108.000	O.K		
Strut-3 H 250x250x9/14	3.13	휨응력	118.650	177.660	O.K		
		전단응력	65.035	108.000	O.K		

2.4 Sheet Pile

부 재	구간 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우) :SP-IIIW(SY295(SY30	0.00 ~	휨응력	69.035	243.000	O.K		
	7.83	전단응력	15.881	135.000	O.K		

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강)로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.60m

다. 지보재

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
사보강 버팀보	H 250x250x9/14(SS400)	2.00m	
띠장	H 250x250x9/14(SS400)	-	

3.2 재료의 허용응력

가. 강재

[강재의 허용응력(가설 구조물 기준)]

(MPa)

종 류		SS400,SM400, SMA400	SM490	SM490Y,SM520, SMA490	SM570,SMA570
축방향 인장 (순단면)		210	285	322.5	405
축방향 압축 (총단면)		$0 < l/r \leq 18.6$ 210	$0 < l/r \leq 16$ 285	$0 < l/r \leq 15.1$ 322.5	$0 < l/r \leq 13.4$ 405
		$18.6 < l/r \leq 92.8$ $210 - 1.23(l/r - 18.6)$	$16 < l/r \leq 80.1$ $285 - 1.935(l/r - 16)$	$15.1 < l/r \leq 75.5$ $322.5 - 2.33(l/r - 15.1)$	$13.4 < l/r \leq 67.1$ $405 - 4.95(l/r - 13.4)$
		$92.8 < l/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(l/r)^2}$	$80.1 < l/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(l/r)^2}$	$75.5 < l/r$ $\frac{1,800,000}{4,400+(l/r)^2}$	$67.1 < l/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(l/r)^2}$
휨 압 축 응 력	인장연 (순단면)	210	285	322.5	405
	압축연 (총단면)	$l/b \leq 4.6$ 210	$l/b \leq 4.0$ 285	$l/b \leq 3.8$ 322.5	$l/b \leq 3.4$ 405
		$4.6 < l/b \leq 30$ $210 - 3.735(l/b - 4.6)$	$4.0 < l/b \leq 30$ $285 - 5.865(l/b - 4.0)$	$3.8 < l/b \leq 27$ $322.5 - 1.035(l/b - 3.8)$	$3.4 < l/b \leq 25$ $405 - 9.96(l/b - 3.4)$
전단응력 (총단면)		120	165	188	233
지압응력		315	428	488	608
용접 강도	공 장	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%
	현 장	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%

종 류	축방향 인장 (순단면)	축방향 압축 (총단면)	휨압축응력	지압응력
비 고	140x1.5=210 190x1.5=285 215x1.5=322.5 270x1.5=405	ℓ (mm) : 유효좌굴장 r (mm): 단면회전 반지름	ℓ : 플랜지의 고정점간거리 b : 압축플랜지의 폭	강판과 강판
판두께	40mm이하	40mm이하	40mm이하 $A_w/A_c \leq 2$	40mm이하

나. 강널말뚝

[강널말뚝 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		강널말뚝 (SY30)
응 령	인장응력	270
	압축응력	270
전단응력		150

다. 볼트

[볼트 허용응력] (MPa)

볼 트 종 류	응 령 의 종 류	허 용 응 령	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	4T 기준
	지 압	315	
고 장 령 볼 트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	
고 장 령 볼 트	전 단	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.5.0

나. 탄소성법

다. Rankine 토압

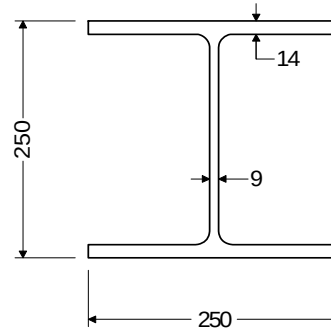
4. 사보강 Strut 설계

4.1 Strut-1

가. 설계제원

- (1) 설계지간 : 7.400 m
 (2) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

w (N/m)	709.619
A (mm ²)	9218.000
I _x (mm ⁴)	108000000.000
Z _x (mm ³)	867000.000
R _x (mm)	108.0
R _y (mm)	62.9



- (3) 버팀보 개수 : 1 단
 (4) 사보강 Strut 수평간격 : 2.000 m
 (5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

- (1) 최대축력 , $R_{max} = 13.068 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Strut-1 (CS3 : 굴착 2.13 m)}$
 $= 13.068 \times 2.0 = 26.136 \text{ kN}$
 $= (R_{max} \times \text{사보강 Strut 수평간격}) / \text{지보재 수평간격} / \text{단수}$
 $= (26.136 \times 2.000) / 2.000 / 1 \text{ 단}$
 $= 26.136 \text{ kN}$
- (2) 온도차에 의한 축력 , $T = 120.0 \text{ kN} / 1 \text{ 단}$
 $= 120.0 \text{ kN}$
- (3) 설계축력 , $P_{max} = R_{max} / \cos \theta^\circ + T$
 $= 26.1 / \cos 45^\circ + 120.0$
 $= 157.0 \text{ kN}$
- (4) 설계휨모멘트 , $M_{max} = W \times L^2 / 8 / 1 \text{ 단}$
 $= 5.0 \times 7.4 \times 7.4 / 8 / 1 \text{ 단}$
 $= 34.225 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- (5) 설계전단력 , $S_{max} = W \times L / 2 / 1 \text{ 단}$
 $= 5.0 \times 7.4 / 2 / 1 \text{ 단}$
 $= 18.500 \text{ kN}$

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중으로 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

- ▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 \times 1000000 / 867000.0 = 39.475 \text{ MPa}$
 ▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 156.962 \times 1000 / 9218 = 17.028 \text{ MPa}$
 ▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 18.500 \times 1000 / 1998 = 9.259 \text{ MPa}$

라. 허용응력 산정

- ▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	X

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

- ▶ 축방향 허용압축응력

$$\begin{aligned} f_{cao} &= 1.50 \times 0.9 \times 140.000 \\ &= 189.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_x / R_x &= 7400 / 108 \\ &= 68.519 \quad \text{---> } 18.6 < L_x/R_x \leq 92.8 \text{ 이므로} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cax} &= 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (68.519 - 18.6)) \\ &= 133.740 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_y / R_y &= 3300 / 62.9 \\ &= 52.464 \quad \text{---> } 18.6 < L_y/R_y \leq 92.8 \text{ 이므로} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cay} &= 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (52.464 - 18.6)) \\ &= 151.512 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\therefore f_{ca} = \text{Min.}(f_{cax}, f_{cay}) = 133.740 \text{ MPa}$$

- ▶ 허용 휨압축응력

$$\begin{aligned} L / B &= 7400 / 250 \\ &= 29.600 \quad \text{---> } 4.5 < L/B \leq 30 \text{ 이므로} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ba} &= 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (29.600 - 4.5)) \\ &= 107.676 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{eax} &= 1.50 \times 0.9 \times 1200000 / (68.519)^2 \\ &= 345.064 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- ▶ 허용전단응력

$$\begin{aligned} \tau_a &= 1.50 \times 0.9 \times 80 \\ &= 108.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

마. 응력 검토

▶ 압축응력, $f_{ca} = 133.740 \text{ MPa} > f_c = 17.028 \text{ MPa} \quad \text{---> O.K}$

▶ 휨응력, $f_{ba} = 107.676 \text{ MPa} > f_b = 39.475 \text{ MPa} \quad \text{---> O.K}$

▶ 전단응력, $\tau_a = 108.000 \text{ MPa} > \tau = 9.259 \text{ MPa} \quad \text{---> O.K}$

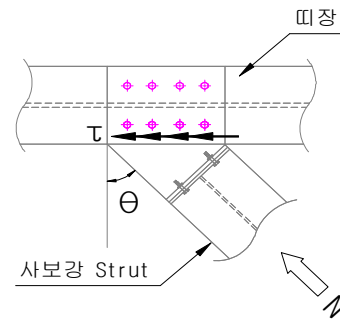
▶ 합성응력, $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{17.028}{133.740} + \frac{39.475}{107.676 \times (1 - (17.028 / 345.064))}$$

$$= 0.513 < 1.0 \quad \text{---> O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

▶ 작용전단력 : $S_{\max} = P_{\max} \times \sin \theta^\circ$
 $= 156.962 \times \sin 45^\circ$
 $= 111.0 \text{ kN}$



$$\tau = N \cdot \sin \theta$$

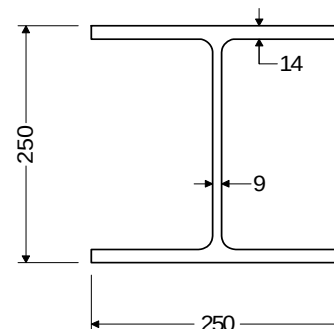
▶ 사용볼트 : F10T , M 22
▶ 허용전단응력 : $\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 190 = 256.5 \text{ MPa}$
▶ 필요 볼트갯수 : $n_{\text{req}} = S_{\max} / (\tau_a \times \pi \times d^2 / 4)$
 $= 110989 / (256.5 \times \pi \times 22.0 \times 22.0 / 4)$
 $= 1.14 \text{ ea}$
▶ 사용 볼트갯수 : $n_{\text{used}} = 8 \text{ ea} > n_{\text{req}} = 1.14 \text{ ea} \rightarrow \text{O.K}$

4.2 Strut-2

가. 설계제원

- (1) 설계지간 : 7.400 m
(2) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

w (N/m)	709.619
A (mm ²)	9218.000
I _x (mm ⁴)	108000000.000
Z _x (mm ³)	867000.000
R _x (mm)	108.0
R _y (mm)	62.9



- (3) 버팀보 개수 : 1 단
(4) 사보강 Strut 수평간격 : 2.000 m
(5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , $R_{\max} = 39.445 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Strut-2 (CS5 : 굴착 3.63 m)}$
 $= 39.445 \times 2.0 = 78.890 \text{ kN}$
 $= (R_{\max} \times \text{사보강 Strut 수평간격}) / \text{지보재 수평간격} / \text{단수}$
 $= (78.890 \times 2.000) / 2.000 / 1 \text{ 단}$
 $= 78.890 \text{ kN}$
(2) 온도차에 의한 축력 , $T = 120.0 \text{ kN} / 1 \text{ 단}$
 $= 120.0 \text{ kN}$
(3) 설계축력 , $P_{\max} = R_{\max} / \cos \theta^\circ + T$
 $= 78.9 / \cos 45^\circ + 120.0$
 $= 231.6 \text{ kN}$

(4) 설계휨모멘트 , $M_{\max} = W \times L^2 / 8 / 1 \text{ 단}$
 $= 5.0 \times 7.4 \times 7.4 / 8 / 1 \text{ 단}$
 $= 34.225 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(5) 설계전단력 , $S_{\max} = W \times L / 2 / 1 \text{ 단}$
 $= 5.0 \times 7.4 / 2 / 1 \text{ 단}$
 $= 18.500 \text{ kN}$

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중으로 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{\max} / Z_x = 34.225 \times 1000000 / 867000.0 = 39.475 \text{ MPa}$
▶ 압축응력 , $f_c = P_{\max} / A = 231.567 \times 1000 / 9218 = 25.121 \text{ MPa}$
▶ 전단응력 , $\tau = S_{\max} / A_w = 18.500 \times 1000 / 1998 = 9.259 \text{ MPa}$

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용	강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9
가설 구조물	1.50	O		
영구 구조물	1.25	X		

▶ 축방향 허용압축응력

$$f_{cao} = 1.50 \times 0.9 \times 140.000$$

$$= 189.000 \text{ MPa}$$

$$L_x / R_x = 7400 / 108$$

$$68.519 \text{ ---> } 18.6 < L_x/R_x \leq 92.8 \text{ 이므로}$$

$$f_{cax} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (68.519 - 18.6))$$

$$= 133.740 \text{ MPa}$$

$$L_y / R_y = 3300 / 62.9$$

$$52.464 \text{ ---> } 18.6 < L_y/R_y \leq 92.8 \text{ 이므로}$$

$$f_{cay} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (52.464 - 18.6))$$

$$= 151.512 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{ca} = \text{Min.}(f_{cax}, f_{cay}) = 133.740 \text{ MPa}$$

▶ 허용 휨압축응력

$$L / B = 7400 / 250$$

$$= 29.600 \text{ ---> } 4.5 < L/B \leq 30 \text{ 이므로}$$

$$f_{ba} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (29.600 - 4.5))$$

$$= 107.676 \text{ MPa}$$

$$f_{eax} = 1.50 \times 0.9 \times 1200000 / (68.519)^2$$

$$= 345.064 \text{ MPa}$$

▶ 허용전단응력

$$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$$

$$= 108.000 \text{ MPa}$$

마. 응력 검토

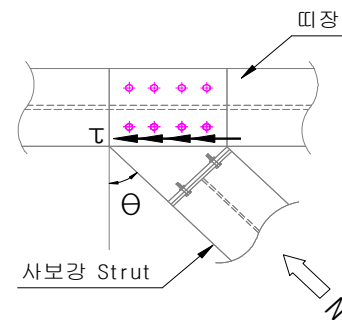
- ▶ 압축응력, $f_{ca} = 133.740 \text{ MPa} > f_c = 25.121 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- ▶ 휨응력, $f_{ba} = 107.676 \text{ MPa} > f_b = 39.475 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- ▶ 전단응력, $\tau_a = 108.000 \text{ MPa} > \tau = 9.259 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- ▶ 합성응력, $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - (f_c / f_{eas}))}$

$$= \frac{25.121}{133.740} + \frac{39.475}{107.676 \times (1 - (25.121 / 345.064))}$$

$$= 0.583 < 1.0 \rightarrow \text{O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

- ▶ 작용전단력 : $S_{max} = P_{max} \times \sin \theta^\circ$
 $= 231.567 \times \sin 45^\circ$
 $= 163.7 \text{ kN}$



$$\tau = N * \sin \theta$$

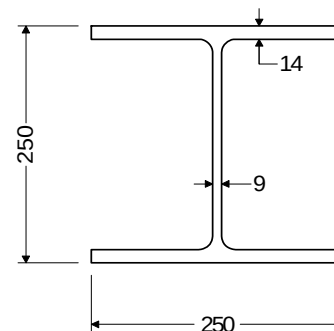
- ▶ 사용볼트 : F10T, M 22
- ▶ 허용전단응력 : $\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 190 = 256.5 \text{ MPa}$
- ▶ 필요 볼트갯수 : $n_{req} = S_{max} / (\tau_a \times \pi \times d^2 / 4)$
 $= 163743 / (256.5 \times \pi \times 22.0 \times 22.0 / 4)$
 $= 1.68 \text{ ea}$
- ▶ 사용 볼트갯수 : $n_{used} = 8 \text{ ea} > n_{req} = 1.68 \text{ ea} \rightarrow \text{O.K}$

4.3 Strut-3

가. 설계제원

- (1) 설계지간 : 7.400 m
- (2) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

w (N/m)	709.619
A (mm ²)	9218.000
I _x (mm ⁴)	108000000.000
Z _x (mm ³)	867000.000
R _x (mm)	108.0
R _y (mm)	62.9



- (3) 버팀보 개수 : 1 단
 (4) 사보강 Strut 수평간격 : 2.000 m
 (5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

- (1) 최대축력 , $R_{max} = 182.880 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Strut-3 (CS8 : 굴착 6.33 m(peck))}$
 $= 182.880 \times 2.0 = 365.759 \text{ kN}$
 $= (R_{max} \times \text{사보강 Strut 수평간격}) / \text{지보재 수평간격} / \text{단수}$
 $= (365.759 \times 2.000) / 2.000 / 1 \text{ 단}$
 $= 365.759 \text{ kN}$
 (2) 온도차에 의한 축력 , $T = 120.0 \text{ kN} / 1 \text{ 단}$
 $= 120.0 \text{ kN}$
 (3) 설계축력 , $P_{max} = R_{max} / \cos \theta^\circ + T$
 $= 365.8 / \cos 45^\circ + 120.0$
 $= 637.3 \text{ kN}$
 (4) 설계휨모멘트 , $M_{max} = W \times L^2 / 8 / 1 \text{ 단}$
 $= 5.0 \times 7.4 \times 7.4 / 8 / 1 \text{ 단}$
 $= 34.225 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 (5) 설계전단력 , $S_{max} = W \times L / 2 / 1 \text{ 단}$
 $= 5.0 \times 7.4 / 2 / 1 \text{ 단}$
 $= 18.500 \text{ kN}$

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중으로 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

- ▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 \times 1000000 / 867000.0 = 39.475 \text{ MPa}$
 ▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 637.261 \times 1000 / 9218 = 69.132 \text{ MPa}$
 ▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 18.500 \times 1000 / 1998 = 9.259 \text{ MPa}$

라. 허용응력 산정

- ▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용	강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9
가설 구조물	1.50	O		
영구 구조물	1.25	X		

- ▶ 축방향 허용압축응력

$$f_{cao} = 1.50 \times 0.9 \times 140.000$$

$$= 189.000 \text{ MPa}$$

$$L_x / R_x = 7400 / 108$$

$$68.519 \rightarrow 18.6 < L_x / R_x \leq 92.8 \text{ 이므로}$$

$$f_{cax} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (68.519 - 18.6))$$

$$= 133.740 \text{ MPa}$$

$$L_y / R_y = 3300 / 62.9$$

$$52.464 \rightarrow 18.6 < L_y / R_y \leq 92.8 \text{ 이므로}$$

$$f_{cay} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (52.464 - 18.6))$$

$$= 151.512 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{ca} = \text{Min.}(f_{cax}, f_{cay}) = 133.740 \text{ MPa}$$

▶ 허용 휨압축응력

$$\begin{aligned} L/B &= 7400 / 250 \\ &= 29.600 \rightarrow 4.5 < L/B \leq 30 \text{ 이므로} \\ f_{ba} &= 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (29.600 - 4.5)) \\ &= 107.676 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{eax} &= 1.50 \times 0.9 \times 1200000 / (68.519)^2 \\ &= 345.064 \text{ MPa} \end{aligned}$$

▶ 허용전단응력

$$\begin{aligned} \tau_a &= 1.50 \times 0.9 \times 80 \\ &= 108.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

마. 응력 검토

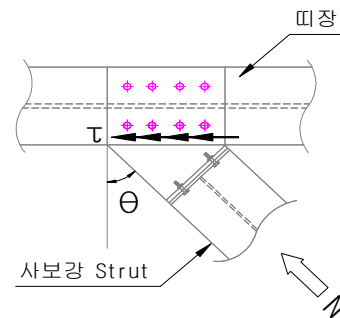
$$\begin{aligned} \text{▶ 압축응력, } f_{ca} &= 133.740 \text{ MPa} > f_c = 69.132 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K} \\ \text{▶ 휨응력, } f_{ba} &= 107.676 \text{ MPa} > f_b = 39.475 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K} \\ \text{▶ 전단응력, } \tau_a &= 108.000 \text{ MPa} > \tau = 9.259 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K} \\ \text{▶ 합성응력, } \frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - (f_c / f_{eax}))} \end{aligned}$$

$$= \frac{69.132}{133.740} + \frac{39.475}{107.676 \times (1 - (69.132 / 345.064))}$$

$$= 0.975 < 1.0 \rightarrow \text{O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

$$\begin{aligned} \text{▶ 작용전단력} : S_{\max} &= P_{\max} \times \sin \theta^\circ \\ &= 637.261 \times \sin 45^\circ \\ &= 450.6 \text{ kN} \end{aligned}$$



$$\tau = N * \sin \theta$$

$$\begin{aligned} \text{▶ 사용볼트} : & \text{F10T, M 22} \\ \text{▶ 허용전단응력} : & \tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 190 = 256.5 \text{ MPa} \\ \text{▶ 필요 볼트갯수} : & n_{\text{req}} = S_{\max} / (\tau_a \times \pi \times d^2 / 4) \\ &= 450612 / (256.5 \times \pi \times 22.0 \times 22.0 / 4) \\ &= 4.62 \text{ ea} \\ \text{▶ 사용 볼트갯수} : & n_{\text{used}} = 8 \text{ ea} > n_{\text{req}} = 4.62 \text{ ea} \rightarrow \text{O.K} \end{aligned}$$

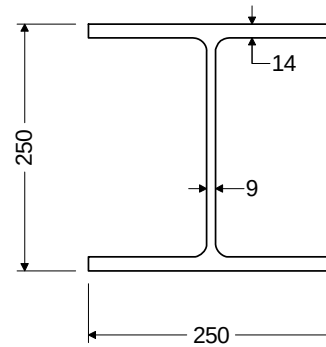
11. 띠장 설계

11.1 Strut-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

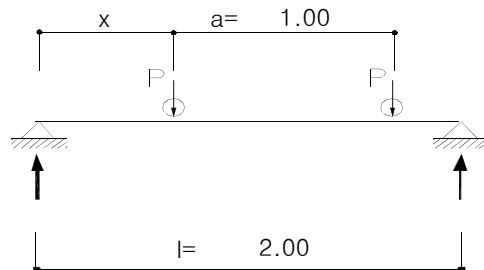
w (N/m)	709.6
A (mm ²)	9218.0
I_x (mm ⁴)	108000000.0
Z_x (mm ³)	867000.0
A_w (mm ²)	1998.0
R_x (mm)	108.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 토압에 의한 토류용 강재말뚝지점 반력을 집중하중으로 하고 버팀보 수평거리를 지간으로 하는 단순보 설계.



$$R_{\max} = 13.068 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Strut-1 (CS3 : 굴착 2.13 m)}$$

$$P = 13.068 \times 1.00 \text{ m} / 1 \text{ ea} = 13.068 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= P / 2l (l - a / 2)^2 \dots\dots\dots (a < 0.586 \cdot l \text{의 경우}) \\ &= 13.068 / (2 \times 2.000) \times (2.000 - 1.000 / 2)^2 \\ &= 7.351 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= P \cdot l / 4 \dots\dots\dots (a > 0.586 \cdot l \text{의 경우}) \\ &= 13.068 \times 2.000 / 4 \\ &= 6.534 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

여기서, $l = 2.000 \text{ m}$

$a = 1.000 \text{ m} < 0.586 \cdot l = 1.172$ 이므로,

$$M_{\max} = 7.351 \text{ kN} \cdot \text{m} = 7,350,749 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= P (2 \cdot l - a) / l \\ &= 13.068 \times (2 \times 2.000 - 1.000) / 2.000 \\ &= 19.602 \text{ kN} = 19,602 \text{ N} \end{aligned}$$

다. 작용응력산정

$$\blacktriangleright \text{휨응력, } f_b = M_{\max} / Z_x = 13.068 \times 1000000 / 867000.0 = 15.073 \text{ MPa}$$

$$\blacktriangleright \text{전단응력, } \tau = S_{\max} / A_w = 19.602 \times 1000 / 1998 = 9.811 \text{ MPa}$$

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	X

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

$$\begin{aligned}
 L / B &= 2000 / 250 \\
 &= 8.000 \quad \text{---> } 4.5 < L/B \leq 30 \text{ 이므로} \\
 f_{ba} &= 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (8.000 - 4.5)) \\
 &= 177.660 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tau_a &= 1.50 \times 0.9 \times 80 \\
 &= 108.000 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

마. 응력 검토

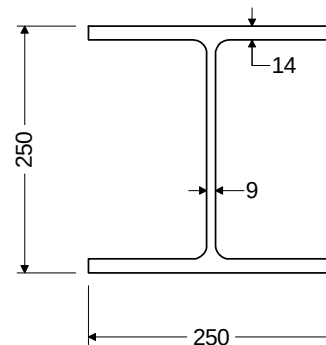
$$\begin{aligned}
 \text{▶ 휨응력, } f_{ba} &= 177.660 \text{ MPa} > f_b = 15.073 \text{ MPa} \quad \text{---> O.K} \\
 \text{▶ 전단응력, } \tau_a &= 108.000 \text{ MPa} > \tau = 19.622 \text{ MPa} \quad \text{---> O.K}
 \end{aligned}$$

11.2 Strut-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

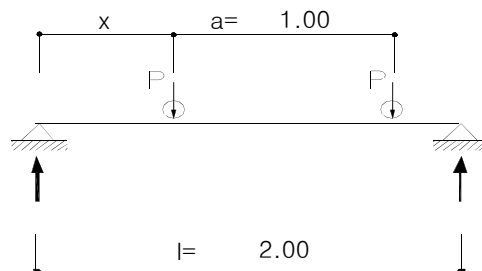
w (N/m)	709.6
A (mm ²)	9218.0
I _x (mm ⁴)	108000000.0
Z _x (mm ³)	867000.0
A _w (mm ²)	1998.0
R _x (mm)	108.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 토압에 의한 토류용 강재말뚝지점 반력을 집중하중으로 하고 버팀보 수평거리를 지간으로 하는 단순보 설계.



$$R_{\max} = 39.445 \text{ kN/m} \quad \text{---> Strut-2 (CS5 : 굴착 3.63 m)}$$

$$P = 39.445 \times 1.00 \text{ m} / 1 \text{ ea} = 39.445 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max 1} &= P / 2l (l - a / 2)^2 \dots\dots\dots (a < 0.586 \cdot l \text{의 경우}) \\
 &= 39.445 / (2 \times 2.000) \times (2.000 - 1.000 / 2)^2 \\
 &= 22.188 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max 2} &= P \cdot l / 4 \quad \dots\dots\dots (a > 0.586 \cdot l \text{의 경우}) \\
 &= 39.445 \times 2.000 / 4 \\
 &= 19.722 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

여기서, $l = 2.000 \text{ m}$
 $a = 1.000 \text{ m} < 0.586 \cdot l = 1.172$ 이므로,

$$M_{\max} = 22.188 \text{ kN}\cdot\text{m} = 22,187,735 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\max} &= P (2 \cdot l - a) / l \\
 &= 39.445 \times (2 \times 2.000 - 1.000) / 2.000 \\
 &= 59.167 \text{ kN} = 59,167 \text{ N}
 \end{aligned}$$

다. 작용응력산정

- ▶ 휨응력, $f_b = M_{\max} / Z_x = 39.445 \times 1000000 / 867000.0 = 45.496 \text{ MPa}$
- ▶ 전단응력, $\tau = S_{\max} / A_w = 118.335 \times 1000 / 1998 = 59.227 \text{ MPa}$

라. 허용응력 산정

- ▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용	강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9
가설 구조물	1.50	O		
영구 구조물	1.25	X		

- ▶ $L / B = 2000 / 250$
 $= 8.000 \rightarrow 4.5 < L/B \leq 30$ 이므로
 $f_{ba} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (8.000 - 4.5))$
 $= 177.660 \text{ MPa}$
- ▶ $\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
 $= 108.000 \text{ MPa}$

마. 응력 검토

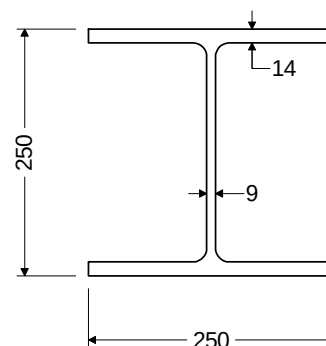
- ▶ 휨응력, $f_{ba} = 177.660 \text{ MPa} > f_b = 45.496 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- ▶ 전단응력, $\tau_a = 108.000 \text{ MPa} > \tau = 59.227 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$

11.3 Strut-3 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

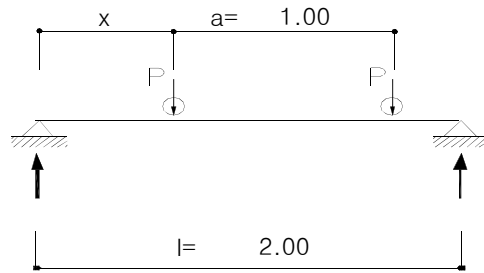
$w \text{ (N/m)}$	709.6
$A \text{ (mm}^2\text{)}$	9218.0
$I_x \text{ (mm}^4\text{)}$	108000000.0
$Z_x \text{ (mm}^3\text{)}$	867000.0
$A_w \text{ (mm}^2\text{)}$	1998.0
$R_x \text{ (mm)}$	108.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 토압에 의한 토류용 강재말뚝지점 반력을 집중하중으로 하고 버팀보 수평거리를 지간으로 하는 단순보 설계.



$$R_{\max} = 182.880 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Strut-3 (CS8 : 굴착 6.33 m(peck))}$$

$$P = 182.880 \times 1.00 \text{ m} / 1 \text{ ea} = 182.880 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= P / 2l (l - a / 2)^2 \dots\dots\dots (a < 0.586 \cdot l \text{의 경우}) \\ &= 182.880 / (2 \times 2.000) \times (2.000 - 1.000 / 2)^2 \\ &= 102.870 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= P \cdot l / 4 \dots\dots\dots (a > 0.586 \cdot l \text{의 경우}) \\ &= 182.880 \times 2.000 / 4 \\ &= 91.440 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

여기서, $l = 2.000 \text{ m}$

$a = 1.000 \text{ m} < 0.586 \cdot l = 1.172$ 이므로,

$$M_{\max} = 102.870 \text{ kN}\cdot\text{m} = 102,869,734 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= P (2 \cdot l - a) / l \\ &= 182.880 \times (2 \times 2.000 - 1.000) / 2.000 \\ &= 274.319 \text{ kN} = 274,319 \text{ N} \end{aligned}$$

다. 작용응력산정

- ▶ 휨응력, $f_b = M_{\max} / Z_x = 102.870 \times 1000000 / 867000.0 = 118.650 \text{ MPa}$
- ▶ 전단응력, $\tau = S_{\max} / A_w = 274.319 \times 1000 / 1998 = 137.297 \text{ MPa}$

라. 허용응력 산정

- ▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	○
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

- ▶ $L / B = 2000 / 250 = 8.000 \rightarrow 4.5 < L/B \leq 30$ 이므로

$$\begin{aligned} f_{ba} &= 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (8.000 - 4.5)) \\ &= 177.660 \text{ MPa} \end{aligned}$$
- ▶ $\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80 = 108.000 \text{ MPa}$

마. 응력 검토

- ▶ 휨응력 , $f_{ba} = 177.660 \text{ MPa} > f_b = 118.650 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- ▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000 \text{ MPa} < \tau = 137.297 \text{ MPa} \rightarrow \text{N.G}$

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

$$A' = (250.000 - 14.000 \times 2) \times 5 \times 2 = 2220.000 \text{ mm}^2$$

$$A_w' = A_w + A'$$

$$= ##### \text{ mm}^2 + 2220.000 \text{ mm}^2 = 4218.000 \text{ mm}^2$$

$$\tau' = S_{\max} / A_w' = 274319.291 / 4218.000 = 65.035 \text{ MPa}$$

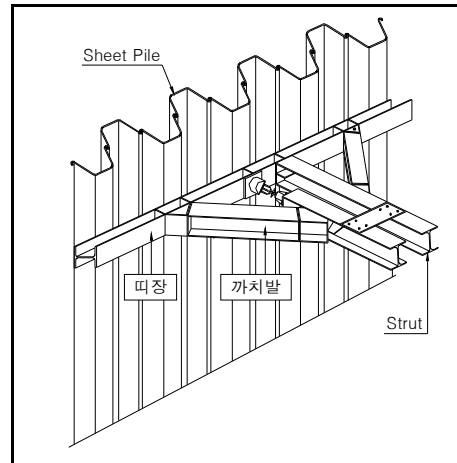
- ▶ 전단응력 , $\tau_a = 108.000 \text{ MPa} > \tau' = 65.035 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$

6. Sheet 설계

6.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 7.83m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY295(SY30)
Sheet Pile Size	U:SP-IIIW
허용 휨응력(f_{ba} , MPa)	180.0
허용 전단응력(τ_a , MPa)	100.0
총단면적(A , mm ²)	17320.0
복부 단면적(A_w , mm ²)	8040.0
I_x (mm ⁴)	324000000.0
Z_x (mm ³)	1800000.0
말뚝의 사용간격(본/m)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= 74.558 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad \text{---> 흙막이벽(우) (CS7 : 굴착 6.33 m)} \\
 &= \text{단위폭당 최대 휨 모멘트} \times \text{단위폭} \\
 &= 74.558 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \times 1.00 \text{ m} = 74.558 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

(2) 최대 전단력 (S_{max})

$$\begin{aligned}
 S_{max} &= 127.686 \text{ kN/m} \quad \text{---> 흙막이벽(우) (CS8 : 굴착 6.33 m(peck))} \\
 &= \text{단위폭당 최대 전단력} \times \text{단위폭} \\
 &= 127.686 \text{ (kN/m)} \times 1.00 \text{ m} = 127.686 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

$$\begin{aligned}
 P_{max} &= \text{주형보 반력} + \text{자중 및 작업하중} + \text{지보재 수직분력} \\
 &= 0.000 \text{ kN/m} + 0.000 \text{ kN/m} + 0.000 \text{ kN/m} \\
 &= 0.000 \text{ kN/m} \\
 &= \text{단위폭당 최대 연직하중} \times \text{단위폭} \\
 &= 0.000 \text{ (kN/m)} \times 1.00 \text{ m} = 0.000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

다. 허용응력 산정

보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	○
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

$$\begin{aligned}
 f_{ba}' &= (\text{보정계수} \times \text{허용응력}) \times \text{부식을 고려한 저감계수} \\
 &= (1.5 \times 180.0) \times 0.9 = 243 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(2) 허용 전단응력(τ_a')

$$\begin{aligned}
 \tau_a' &= (\text{보정계수} \times \text{허용응력}) \times \text{부식을 고려한 저감계수} \\
 &= (1.5 \times 100.0) \times 0.9 = 135 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{M_{\max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{\max}}{A} \\ &= \frac{74.558 \times 10^6}{0.6 \times 1800000.00} + \frac{0.000 \times 10^3}{17320.0} = 69.035 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$f_b < f_{ba}^i = 243 \text{ MPa} \quad \text{---> O.K}$$

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_w} = \frac{127.686 \times 10^3}{8040.00} = 15.881 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_a^i = 135 \text{ MPa} \quad \text{---> O.K}$$

7. 탄소성 입력 데이터

7.1 해석종류 : 탄소성보법

7.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

7.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 15 m, 굴착폭 = 6.5 m, 최대굴착깊이 = 6.33 m, 전모델높이 = 15 m

7.4 지층조건

번호	이름	깊이 (m)	γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ ([deg])	N값	수평지반 반력계수 (kN/m ³)
1	자유수면	2.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0.00
2	퇴적(모래)	3.40	18.00	19.00	0.00	27.00	7	15226.00
3	풍화암	4.50	20.00	21.00	29.00	33.00	50	33826.00
4	연암	15.00	23.00	24.00	250.00	33.00	50	50000.00

7.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-IIIW	SY295(SY30)	7.83	1

7.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	Strut-1	H 250x250x9/14	SS400	0.13	2	3.7	0	1
2	Strut-2	H 250x250x9/14	SS400	1.63	2	3.7	0	1
3	Strut-3	H 250x250x9/14	SS400	3.13	2	3.7	0	1

7.7 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	차량하중	배면(우측)	상시하중

7.8 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 0 m, 수위차 = 6.33 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	0.63	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	Strut-1		-	-	-	-	X	X
3	2.13	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	Strut-2		-	-	-	-	X	X
5	3.63	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	Strut-3		-	-	-	-	X	X
7	6.33	-	-	-	-	-	-	X	X
8	6.33	-	-	-	-	-	경험토압	X	X

8. 해석 결과

8.1 전산 해석결과 집계

8.1.1 흙막이벽체 부재력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.

시공단계	굴착 깊이	전단력 (kN)				모멘트 (kN·m)			
		Max	깊이	Min	깊이	Max	깊이	Min	깊이
	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)
CS1 : 굴착 0.63 m	0.63	22.46	3.1	-21.18	5.4	0.00	0.1	-44.51	4.1
CS2 : 생성 Strut-1	0.63	22.44	3.1	-21.21	5.4	0.00	0.1	-44.53	4.1
CS3 : 굴착 2.13 m	2.13	34.91	3.4	-20.83	5.9	11.64	1.6	-42.85	4.5
CS4 : 생성 Strut-2	2.13	34.91	3.4	-20.83	5.9	11.64	1.6	-42.85	4.5
CS5 : 굴착 3.63 m	3.63	34.65	3.6	-29.16	1.6	4.72	2.7	-34.92	5.0
CS6 : 생성 Strut-3	3.63	34.66	3.6	-29.16	1.6	4.72	2.7	-34.93	5.0
CS7 : 굴착 6.33 m	6.33	50.39	3.1	-110.96	3.1	51.27	5.4	-74.56	3.1
CS8 : 굴착 6.33 m(peck)	6.33	55.19	3.1	-127.69	3.1	71.21	5.4	-70.45	3.1
TOTAL		55.19	3.1	-127.69	3.1	71.21	5.4	-74.56	3.1

8.1.2 지보재 반력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.

* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.

* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.

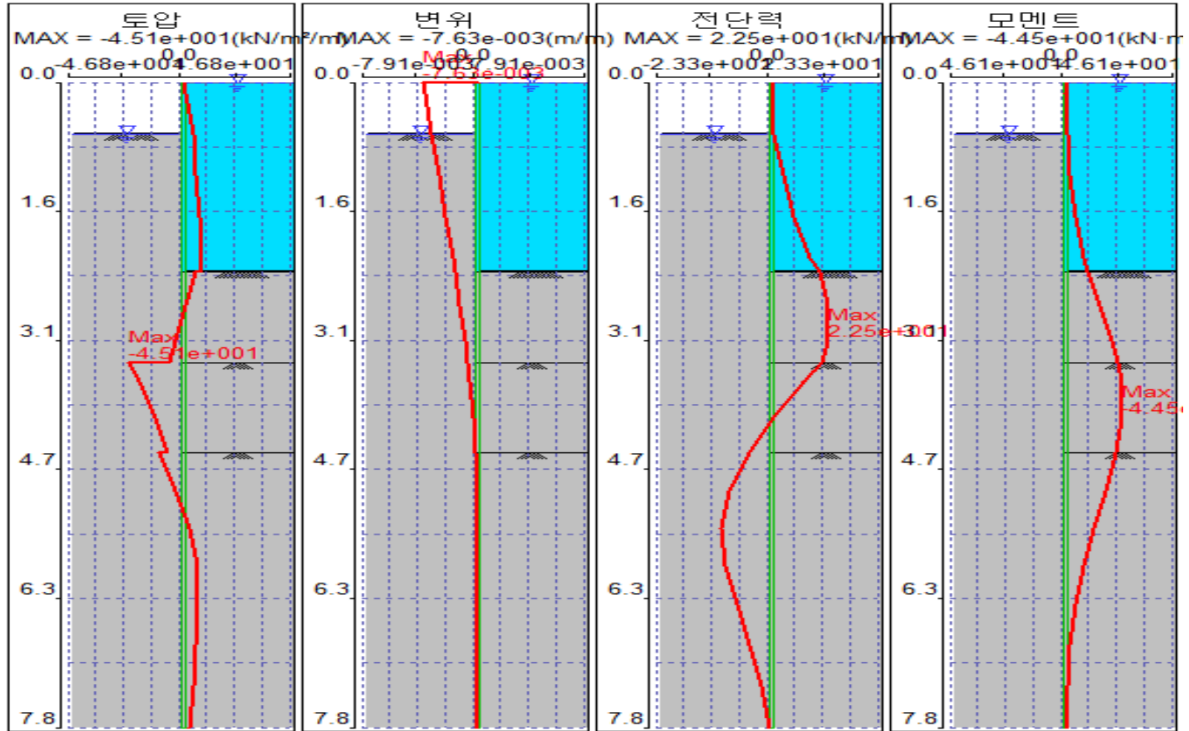
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.

* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

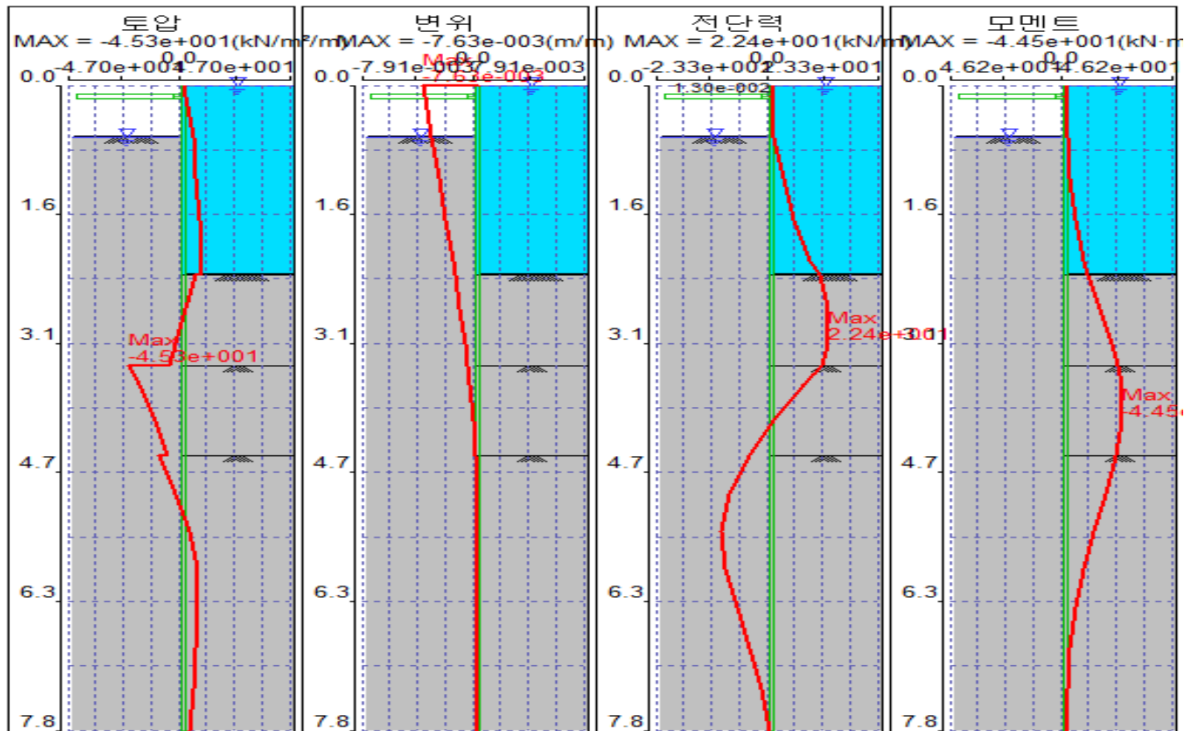
시공단계	굴착 깊이	Strut-1	Strut-2	Strut-3		
		0.13 (m)	1.63 (m)	3.13 (m)		
CS1 : 굴착 0.63 m	0.63	-	-	-		
CS2 : 생성 Strut-1	0.63	0.01	-	-		
CS3 : 굴착 2.13 m	2.13	13.07	-	-		
CS4 : 생성 Strut-2	2.13	13.07	0.00	-		
CS5 : 굴착 3.63 m	3.63	1.13	39.44	-		
CS6 : 생성 Strut-3	3.63	1.13	39.44	-0.01		
CS7 : 굴착 6.33 m	6.33	-10.10	12.41	161.36		
CS8 : 굴착 6.33 m(peck)	6.33	-5.46	7.66	182.88		
TOTAL		13.07	39.44	182.88		

8.2 시공단계별 단면력도

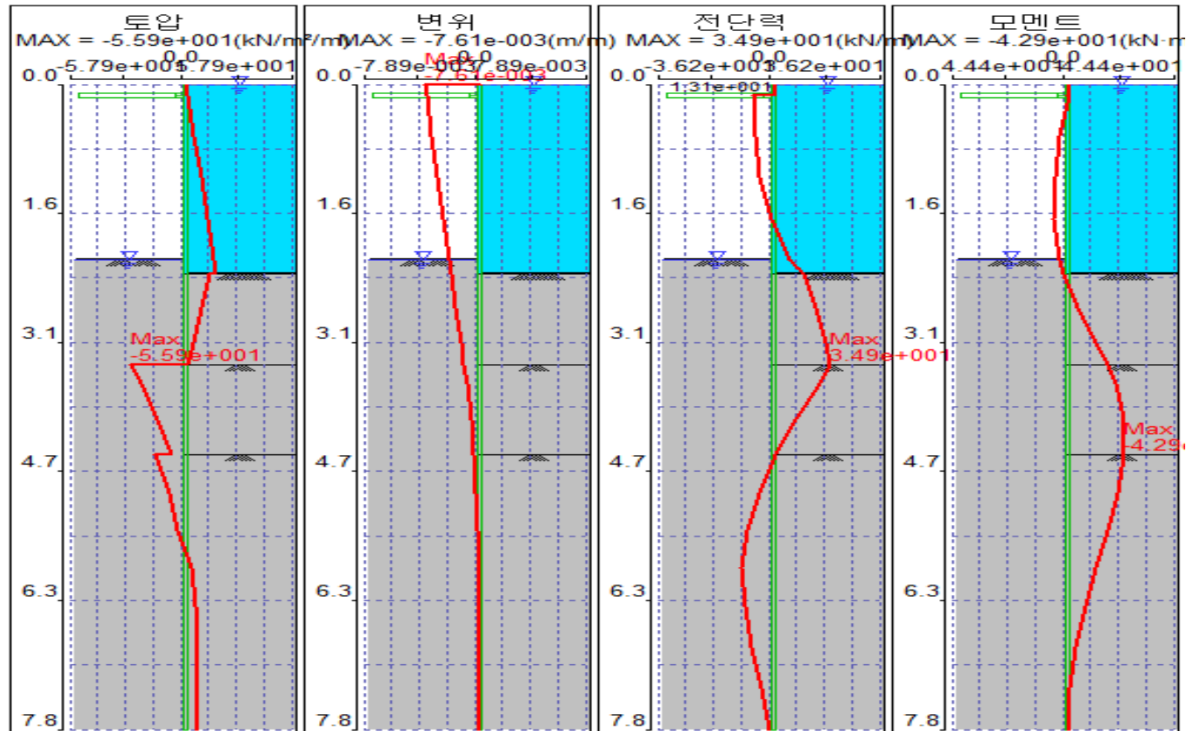
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 0.63 m]



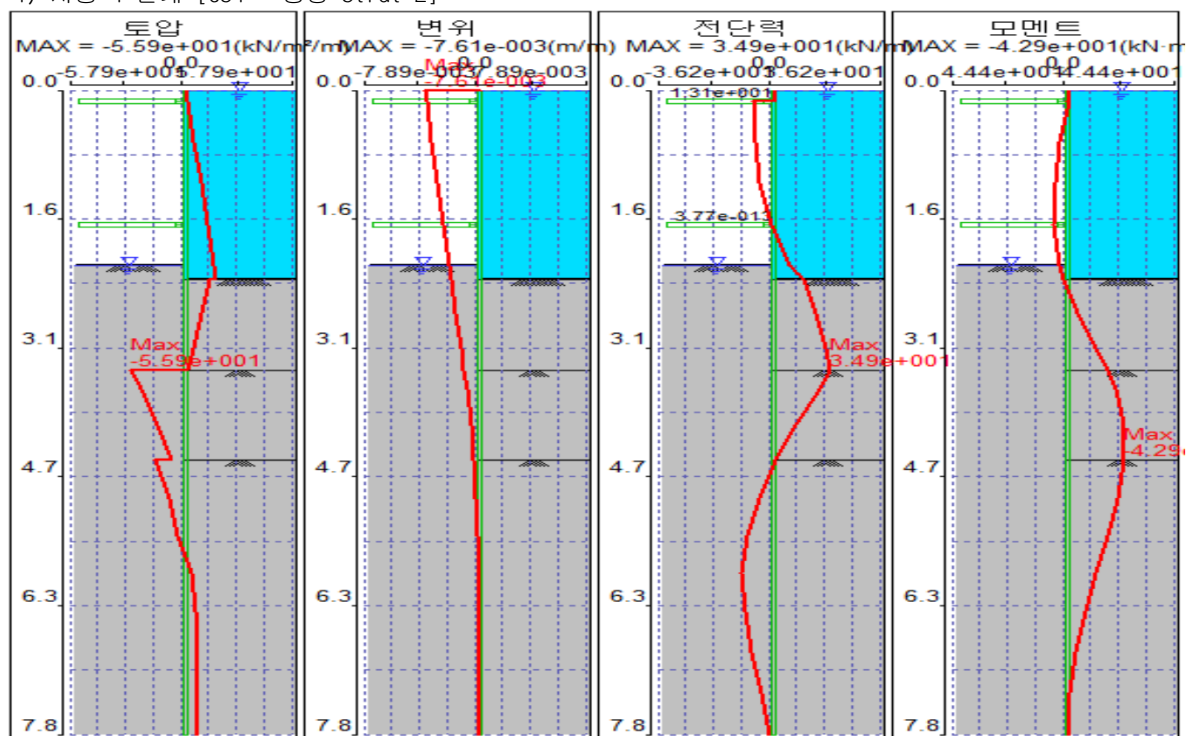
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 Strut-1]



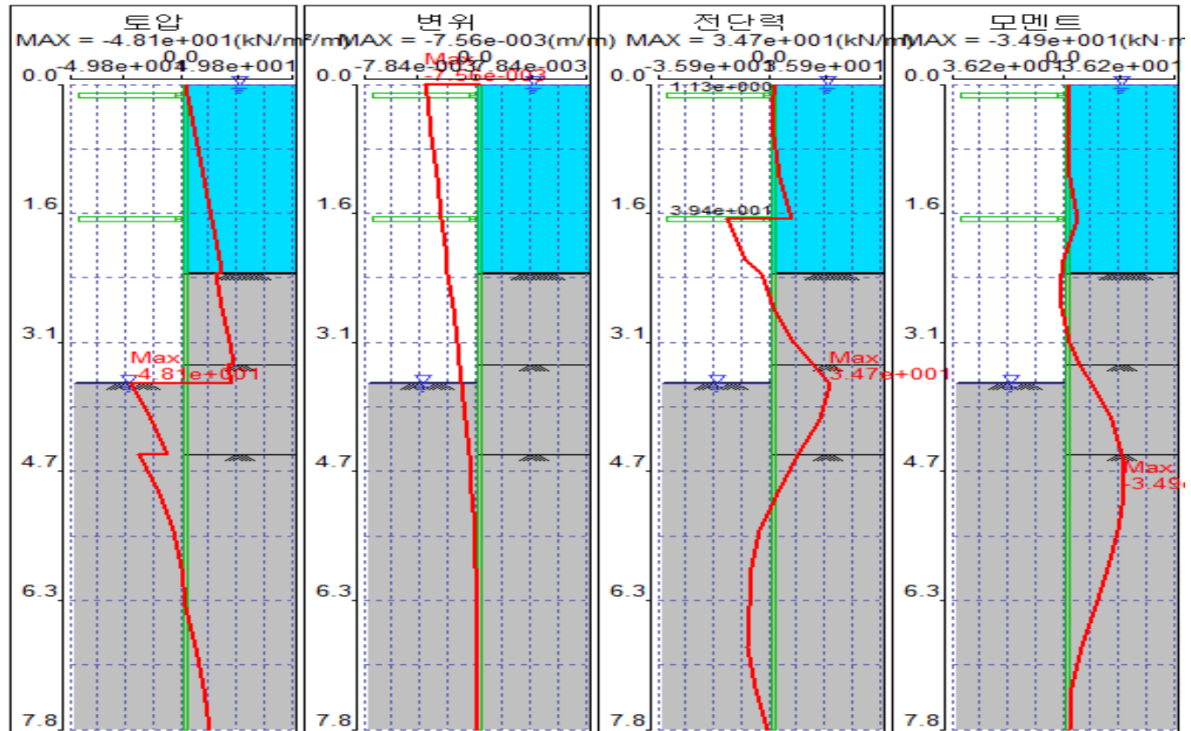
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 2.13 m]



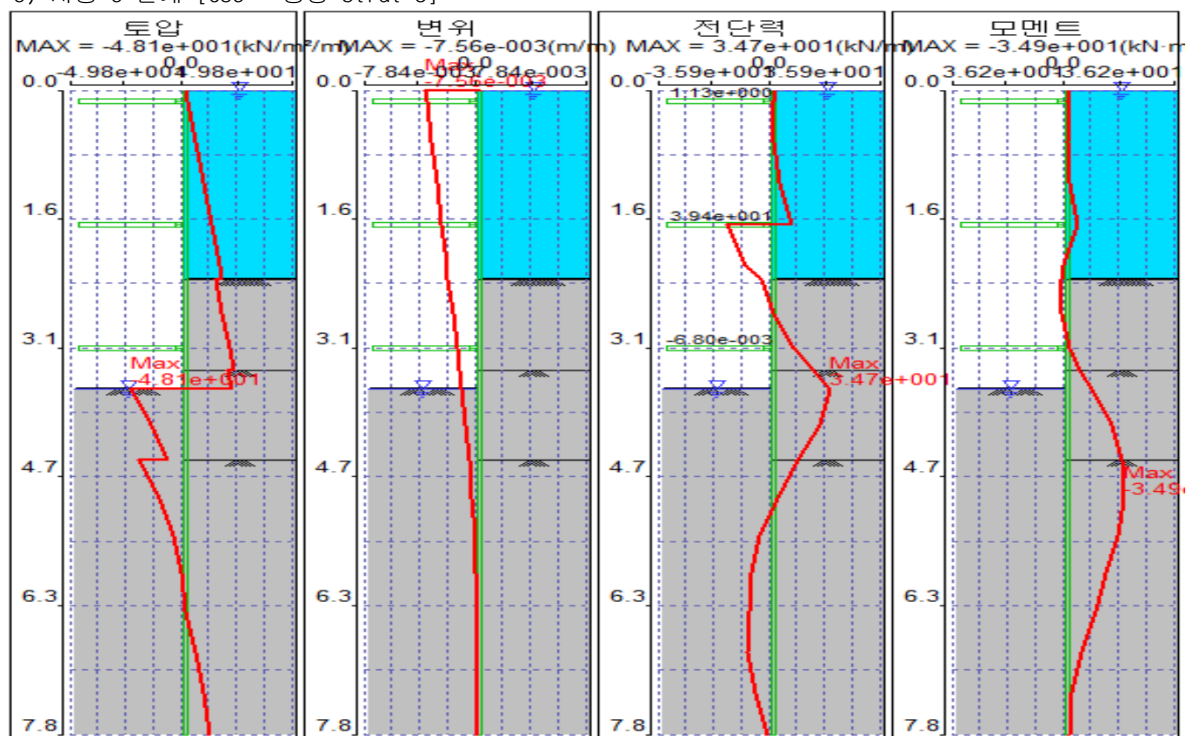
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 Strut-2]



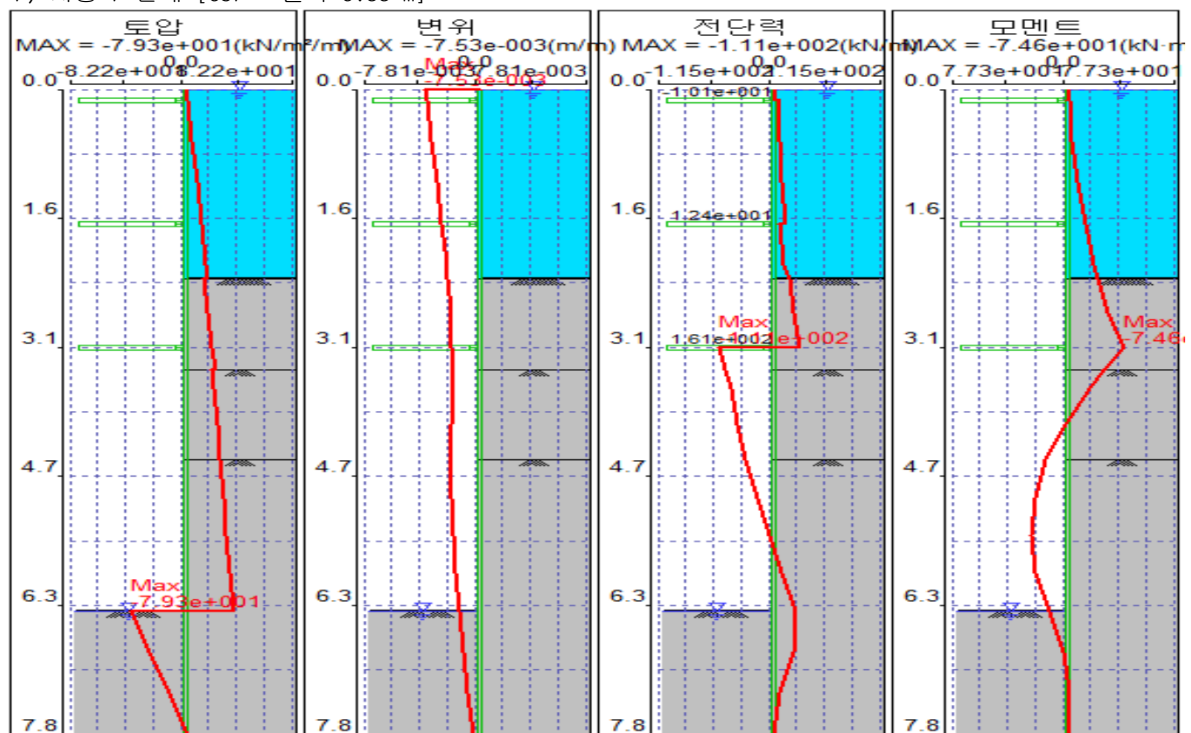
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 3.63 m]



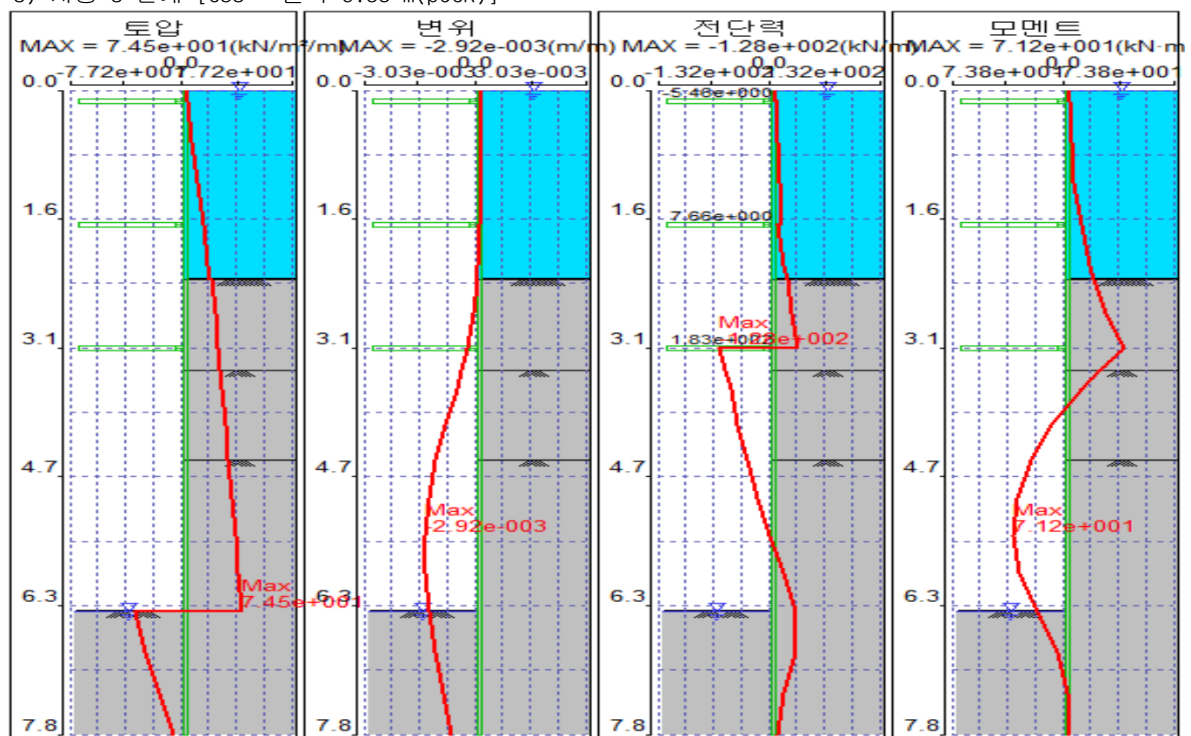
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 Strut-3]



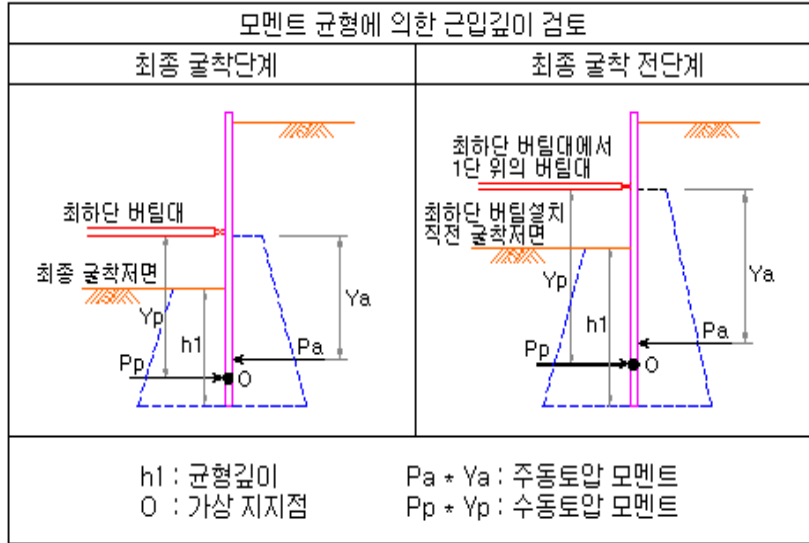
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 6.33 m]



8) 시공 8 단계 [CS8 : 굴착 6.33 m(peck)]



8.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	0.110	1.500	764.861	5728.244	7.489	1.200	OK
최종 굴착 전단계	0.412	4.200	1176.034	16424.199	13.966	1.200	OK

8.3.1 최종 굴착 단계의 경우

1) 토압의 작용폭

H-Pile

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 1 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 1 m

그 외 흙막이벽은 단위 폭당 작용함.

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -3.13 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 ($Pa1$) = 187.499 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 ($Ya1$) = 1.748 m

굴착면 하부토압 ($Pa2$) = 109.946 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 ($Ya2$) = 3.976 m

$$Ma = (Pa1 \times Ya1) + (Pa2 \times Ya2)$$

$$Ma = (187.499 \times 1.748) + (109.946 \times 3.976) = 764.861 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1446.004 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 3.961 m

$$Mp = (Pp \times Yp) = (1446.004 \times 3.961) = 5728.244 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

* 계산된 토압 ($Pa1$, $Pa2$, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

$$S.F. = Mp / Ma = 5728.244 / 764.861 = 7.489$$

$$S.F. = 7.489 > 1.2 \dots \text{OK}$$

8.3.2. 최종 굴착 전단계의 경우

1) 토압의 작용폭

H-Pile

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 1 m
- 수동측 : 굴착면 하부 = 1 m

그 외 흙막이벽은 단위 폭당 작용함.

2) 최하단 버팀대에서 휨모멘트 계산 (EL -1.63 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (P_{a1}) = 63.292 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Y_{a1}) = 1.097 m

굴착면 하부토압 (P_{a2}) = 254.6 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Y_{a2}) = 4.346 m

$$M_a = (P_{a1} \times Y_{a1}) + (P_{a2} \times Y_{a2})$$

$$M_a = (63.292 \times 1.097) + (254.6 \times 4.346) = 1176.034 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (P_p) = 3633.21 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Y_p) = 4.521 m

$$M_p = (P_p \times Y_p) = (3633.21 \times 4.521) = 16424.199 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

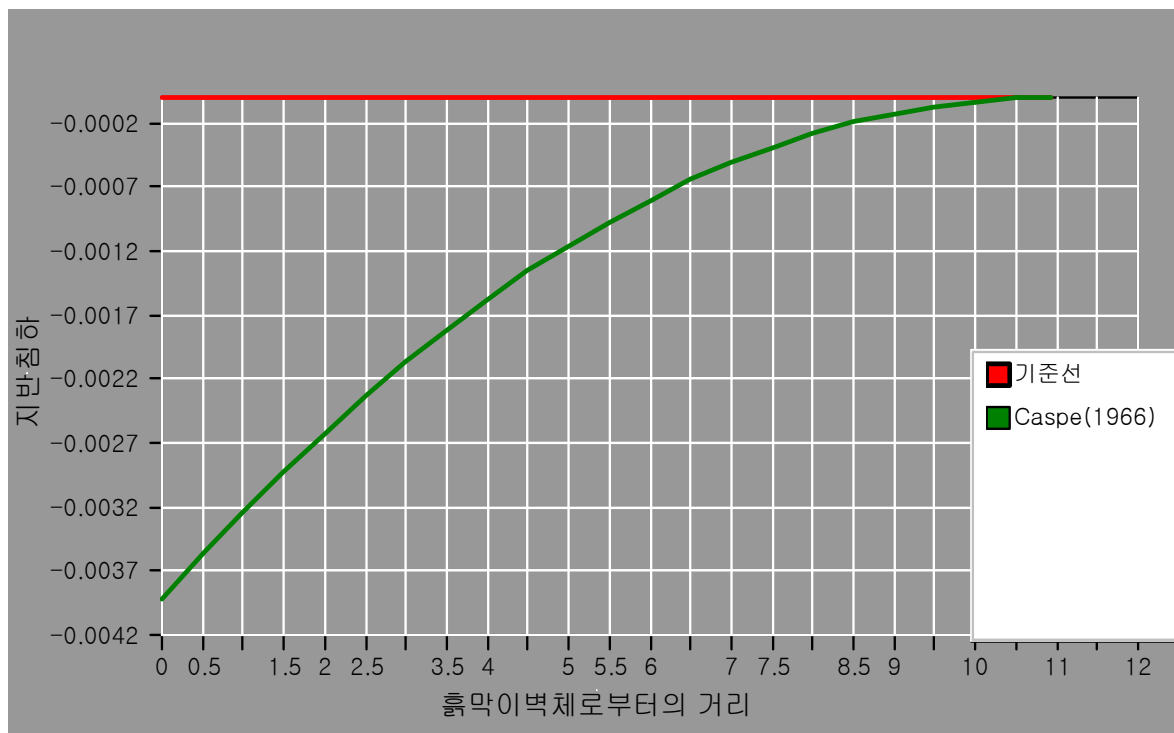
* 계산된 토압 (P_{a1} , P_{a2} , P_p) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

$$S.F. = M_p / M_a = 16424.199 / 1176.034 = 13.966$$

$$S.F. = 13.966 > 1.2 \dots \text{OK}$$

8.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



8.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (V_s)

$$V_s = -0.011 \text{ m}^3 / \text{m}$$

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (H_w)

$$B = 13 \text{ m}, \quad H_w = 6.33 \text{ m}$$

3) 굴착영향 거리 (H_t)

$$\text{평균 내부 마찰각 } (\phi) = 19.967 [\text{deg}]$$

$$H_p = 0.5 \times B \times \tan(45 + \phi/2)$$

$$H_p = 0.5 \times 13 \times \tan(45 + 19.967/2) = 9.277 \text{ m}$$

$$H_t = H_p + H_w = 9.277 + 6.33 = 15.607 \text{ m}$$

4) 침하영향 거리 (D)

$$D = H_t \times \tan(45 - \phi/2)$$

$$D = 15.607 \times \tan(45 - 19.967/2) = 10.935 \text{ m}$$

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (S_w)

$$S_w = 4 \times V_s / D = 4 \times -0.011 / 10.935 = -0.004 \text{ m}$$

6) 거리별 침하량 (S_i)

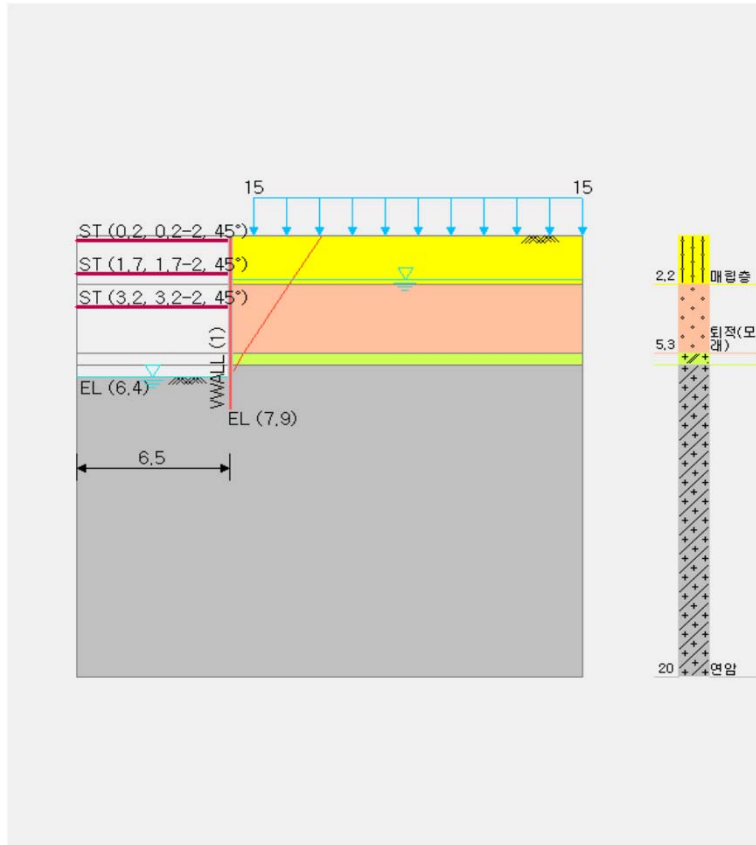
$$S_i = S_w \times ((D - X_i) / D)^2 = -0.004 \times ((10.935 - X_i) / 10.935)^2$$

TYPE-P5(제 방인접구간)

목 차

1. 표준단면
2. 설계요약
3. 설계조건
4. 사보강 Strut 설계
5. 띠장 설계
6. Sheet 설계
7. 전산 입력 정보
8. 해석결과

1. 표준단면



2.설계요약

2.1 지보재

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
Strut-1 H 250x250x9/14	0.20	휨응력	39.475	107.676	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	16.344	133.740	O.K		
		전단응력	9.259	108.000	O.K		
Strut-2 H 250x250x9/14	1.70	휨응력	39.475	107.676	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	25.495	133.740	O.K		
		전단응력	9.259	108.000	O.K		
Strut-3 H 250x250x9/14	3.20	휨응력	39.475	107.676	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	46.336	133.740	O.K		
		전단응력	9.259	108.000	O.K		

2.2 사보강 Strut

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
Strut-1 H 250x250x9/14	0.20	휨응력	39.475	107.676	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	17.722	133.740	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	9.259	108.000	O.K		
Strut-2 H 250x250x9/14	1.70	휨응력	39.475	107.676	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	30.663	133.740	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	9.259	108.000	O.K		
Strut-3 H 250x250x9/14	3.20	휨응력	39.475	107.676	O.K	합성응력	O.K
		압축응력	60.136	133.740	O.K	볼트수량	O.K
		전단응력	9.259	108.000	O.K		

2.3 락

부 재	위 치 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
Strut-1 H 250x250x9/14	0.20	휨응력	9.947	177.660	O.K		
		전단응력	11.510	108.000	O.K		
Strut-2 H 250x250x9/14	1.70	휨응력	37.309	177.660	O.K		
		전단응력	43.172	108.000	O.K		
Strut-3 H 250x250x9/14	3.20	휨응력	99.629	177.660	O.K		
		전단응력	28.043	108.000	O.K		

2.4 Sheet Pile

부 재	구 간 (m)	단면검토				비 고	
		구분	발생응력(MPa)	허용응력(MPa)	판정		
흙막이벽(우) :SP-IIIW(SY295(SY30	0.00 ~	휨응력	66.744	243.000	O.K		
	7.90	전단응력	13.655	135.000	O.K		

3.설계조건

3.1 가시설 구조물 공법 및 사용강재

가. 굴착공법

Sheet Pile로 구성된 가시설 구조물을 Strut (H형강)로 지지하면서 굴착함.

나. 흙막이벽(측벽)

Sheet Pile

Sheet Pile 간격 : 0.60m

다. 지보재

Strut - H 250x250x9/14 수평간격 : 2.00 m

라. 사용강재

구 분	규 격	간 격 (m)	비 고
버팀보 (Strut)	H 250x250x9/14(SS400)	2.00m	
사보강 버팀보	H 250x250x9/14(SS400)	2.00m	
띠장	H 250x250x9/14(SS400)	-	

3.2 재료의 허용응력

가. 강재

[강재의 허용응력(가설 구조물 기준)] (MPa)

종 류		SS400,SM400, SMA400	SM490	SM490Y,SM520, SMA490	SM570,SMA570
축방향 인장 (순단면)		210	285	322.5	405
축방향 압축 (총단면)		$0 < l/r \leq 18.6$ 210	$0 < l/r \leq 16$ 285	$0 < l/r \leq 15.1$ 322.5	$0 < l/r \leq 13.4$ 405
		$18.6 < l/r \leq 92.8$ $210 - 1.23(l/r - 18.6)$	$16 < l/r \leq 80.1$ $285 - 1.935(l/r - 16)$	$15.1 < l/r \leq 75.5$ $322.5 - 2.33(l/r - 15.1)$	$13.4 < l/r \leq 67.1$ $405 - 4.95(l/r - 13.4)$
		$92.8 < l/r$ $\frac{1,800,000}{6,700+(l/r)^2}$	$80.1 < l/r$ $\frac{1,800,000}{5,000+(l/r)^2}$	$75.5 < l/r$ $\frac{1,800,000}{4,400+(l/r)^2}$	$67.1 < l/r$ $\frac{1,800,000}{3,500+(l/r)^2}$
휨 압 축 응 력	인장연 (순단면)	210	285	322.5	405
	압축연 (총단면)	$l/b \leq 4.6$ 210	$l/b \leq 4.0$ 285	$l/b \leq 3.8$ 322.5	$l/b \leq 3.4$ 405
		$4.6 < l/b \leq 30$ $210 - 3.735(l/b - 4.6)$	$4.0 < l/b \leq 30$ $285 - 5.865(l/b - 4.0)$	$3.8 < l/b \leq 27$ $322.5 - 1.035(l/b - 3.8)$	$3.4 < l/b \leq 25$ $405 - 9.96(l/b - 3.4)$
전단응력 (총단면)		120	165	188	233
지압응력		315	428	488	608
용접 강도	공 장	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%	모재의 100%
	현 장	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%	모재의 90%

종 류	축방향 인장 (순단면)	축방향 압축 (총단면)	휨압축응력	지압응력
비 고	140x1.5=210 190x1.5=285 215x1.5=322.5 270x1.5=405	ℓ (mm) : 유효좌굴장 r (mm): 단면회전 반지름	ℓ : 플랜지의 고정점간거리 b : 압축플랜지의 폭	강판과 강판
판두께	40mm이하	40mm이하	40mm이하 $A_w/A_c \leq 2$	40mm이하

나. 강널말뚝

[강널말뚝 허용응력(가설 구조물 기준)]

(MPa)

종 류		강널말뚝 (SY30)
휨 응 력	인장응력	270
	압축응력	270
전단응력		150

다. 볼트

[볼트 허용응력]

(MPa)

볼 트 종 류	응력의 종류	허 용 응 력	비 고
보 통 볼 트	전 단	135	4T 기준
	지 압	315	
고장력 볼트	전 단	150	F8T 기준
	지 압	360	
고장력 볼트	전 단	285	F10T 기준
	지 압	355	

3.3 적용 프로그램

가. midas GeoX V 4.5.0

나. 탄소성법

다. Rankine 토압

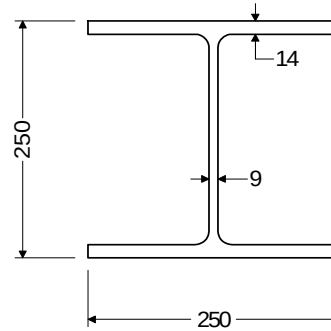
4. 사보강 Strut 설계

4.1 Strut-1

가. 설계제원

- (1) 설계지간 : 7.400 m
 (2) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

w (N/m)	709.619
A (mm ²)	9218.000
I _x (mm ⁴)	108000000.000
Z _x (mm ³)	867000.000
R _x (mm)	108.0
R _y (mm)	62.9



- (3) 버팀보 개수 : 1 단
 (4) 사보강 Strut 수평간격 : 2.000 m
 (5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

- (1) 최대축력 , $R_{max} = 15.332 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Strut-1 (CS7 : 굴착 6.4 m)}$
 $= 15.332 \times 2.0 = 30.663 \text{ kN}$
 $= (R_{max} \times \text{사보강 Strut 수평간격}) / \text{지보재 수평간격} / \text{단수}$
 $= (30.663 \times 2.000) / 2.000 / 1 \text{ 단}$
 $= 30.663 \text{ kN}$
- (2) 온도차에 의한 축력 , $T = 120.0 \text{ kN} / 1 \text{ 단}$
 $= 120.0 \text{ kN}$
- (3) 설계축력 , $P_{max} = R_{max} / \cos \theta^\circ + T$
 $= 30.7 / \cos 45^\circ + 120.0$
 $= 163.4 \text{ kN}$
- (4) 설계휨모멘트 , $M_{max} = W \times L^2 / 8 / 1 \text{ 단}$
 $= 5.0 \times 7.4 \times 7.4 / 8 / 1 \text{ 단}$
 $= 34.225 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- (5) 설계전단력 , $S_{max} = W \times L / 2 / 1 \text{ 단}$
 $= 5.0 \times 7.4 / 2 / 1 \text{ 단}$
 $= 18.500 \text{ kN}$

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중으로 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

- ▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 \times 1000000 / 867000.0 = 39.475 \text{ MPa}$
 ▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 163.364 \times 1000 / 9218 = 17.722 \text{ MPa}$
 ▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 18.500 \times 1000 / 1998 = 9.259 \text{ MPa}$

라. 허용응력 산정

- ▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	X

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

▶ 축방향 허용압축응력

$$\begin{aligned} f_{cao} &= 1.50 \times 0.9 \times 140.000 \\ &= 189.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$L_x / R_x = 7400 / 108$$

$$68.519 \rightarrow 18.6 < L_x/R_x \leq 92.8 \text{ 이므로}$$

$$\begin{aligned} f_{cax} &= 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (68.519 - 18.6)) \\ &= 133.740 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$L_y / R_y = 3300 / 62.9$$

$$52.464 \rightarrow 18.6 < L_y/R_y \leq 92.8 \text{ 이므로}$$

$$\begin{aligned} f_{cay} &= 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (52.464 - 18.6)) \\ &= 151.512 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\therefore f_{ca} = \text{Min.}(f_{cax}, f_{cay}) = 133.740 \text{ MPa}$$

▶ 허용 휨압축응력

$$L / B = 7400 / 250$$

$$= 29.600 \rightarrow 4.5 < L/B \leq 30 \text{ 이므로}$$

$$\begin{aligned} f_{ba} &= 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (29.600 - 4.5)) \\ &= 107.676 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{eax} &= 1.50 \times 0.9 \times 1200000 / (68.519)^2 \\ &= 345.064 \text{ MPa} \end{aligned}$$

▶ 허용전단응력

$$\begin{aligned} \tau_a &= 1.50 \times 0.9 \times 80 \\ &= 108.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

마. 응력 검토

▶ 압축응력, $f_{ca} = 133.740 \text{ MPa} > f_c = 17.722 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$

▶ 휨응력, $f_{ba} = 107.676 \text{ MPa} > f_b = 39.475 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$

▶ 전단응력, $\tau_a = 108.000 \text{ MPa} > \tau = 9.259 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$

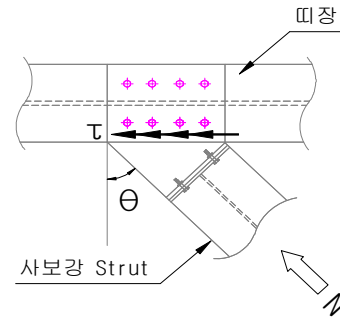
▶ 합성응력, $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - (f_c / f_{eax}))}$

$$= \frac{17.722}{133.740} + \frac{39.475}{107.676 \times (1 - (17.722 / 345.064))}$$

$$= 0.519 < 1.0 \rightarrow \text{O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

▶ 작용전단력 : $S_{\max} = P_{\max} \times \sin \theta^\circ$
 $= 163.364 \times \sin 45^\circ$
 $= 115.5 \text{ kN}$



$$\tau = N \cdot \sin \theta$$

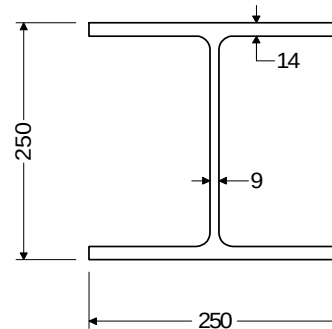
▶ 사용볼트 : F10T , M 22
▶ 허용전단응력 : $\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 190 = 256.5 \text{ MPa}$
▶ 필요 볼트갯수 : $n_{\text{req}} = S_{\max} / (\tau_a \times \pi \times d^2 / 4)$
 $= 115516 / (256.5 \times \pi \times 22.0 \times 22.0 / 4)$
 $= 1.18 \text{ ea}$
▶ 사용 볼트갯수 : $n_{\text{used}} = 8 \text{ ea} > n_{\text{req}} = 1.18 \text{ ea} \rightarrow \text{O.K}$

4.2 Strut-2

가. 설계제원

- (1) 설계지간 : 7.400 m
(2) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

w (N/m)	709.619
A (mm ²)	9218.000
I _x (mm ⁴)	108000000.000
Z _x (mm ³)	867000.000
R _x (mm)	108.0
R _y (mm)	62.9



- (3) 버팀보 개수 : 1 단
(4) 사보강 Strut 수평간격 : 2.000 m
(5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

(1) 최대축력 , $R_{\max} = 57.505 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Strut-2 (CS5 : 굴착 3.7 m)}$
 $= 57.505 \times 2.0 = 115.010 \text{ kN}$
 $= (R_{\max} \times \text{사보강 Strut 수평간격}) / \text{지보재 수평간격} / \text{단수}$
 $= (115.010 \times 2.000) / 2.000 / 1 \text{ 단}$
 $= 115.010 \text{ kN}$
(2) 온도차에 의한 축력 , $T = 120.0 \text{ kN} / 1 \text{ 단}$
 $= 120.0 \text{ kN}$
(3) 설계축력 , $P_{\max} = R_{\max} / \cos \theta^\circ + T$
 $= 115.0 / \cos 45^\circ + 120.0$
 $= 282.6 \text{ kN}$

(4) 설계휨모멘트 , $M_{\max} = W \times L^2 / 8 / 1 \text{ 단}$
 $= 5.0 \times 7.4 \times 7.4 / 8 / 1 \text{ 단}$
 $= 34.225 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(5) 설계전단력 , $S_{\max} = W \times L / 2 / 1 \text{ 단}$
 $= 5.0 \times 7.4 / 2 / 1 \text{ 단}$
 $= 18.500 \text{ kN}$

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중으로 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

▶ 휨응력 , $f_b = M_{\max} / Z_x = 34.225 \times 1000000 / 867000.0 = 39.475 \text{ MPa}$
▶ 압축응력 , $f_c = P_{\max} / A = 282.649 \times 1000 / 9218 = 30.663 \text{ MPa}$
▶ 전단응력 , $\tau = S_{\max} / A_w = 18.500 \times 1000 / 1998 = 9.259 \text{ MPa}$

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용	강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9
가설 구조물	1.50	O		
영구 구조물	1.25	X		

▶ 축방향 허용압축응력

$$f_{cao} = 1.50 \times 0.9 \times 140.000$$

$$= 189.000 \text{ MPa}$$

$$L_x / R_x = 7400 / 108$$

$$68.519 \text{ ---> } 18.6 < L_x/R_x \leq 92.8 \text{ 이므로}$$

$$f_{cax} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (68.519 - 18.6))$$

$$= 133.740 \text{ MPa}$$

$$L_y / R_y = 3300 / 62.9$$

$$52.464 \text{ ---> } 18.6 < L_y/R_y \leq 92.8 \text{ 이므로}$$

$$f_{cay} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (52.464 - 18.6))$$

$$= 151.512 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{ca} = \text{Min.}(f_{cax}, f_{cay}) = 133.740 \text{ MPa}$$

▶ 허용 휨압축응력

$$L / B = 7400 / 250$$

$$= 29.600 \text{ ---> } 4.5 < L/B \leq 30 \text{ 이므로}$$

$$f_{ba} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (29.600 - 4.5))$$

$$= 107.676 \text{ MPa}$$

$$f_{eax} = 1.50 \times 0.9 \times 1200000 / (68.519)^2$$

$$= 345.064 \text{ MPa}$$

▶ 허용전단응력

$$\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$$

$$= 108.000 \text{ MPa}$$

마. 응력 검토

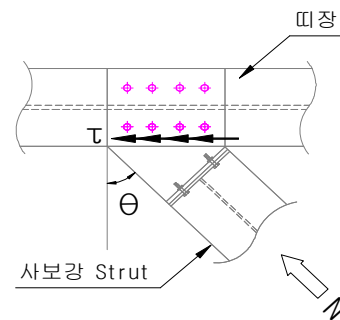
- ▶ 압축응력, $f_{ca} = 133.740 \text{ MPa} > f_c = 30.663 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- ▶ 휨응력, $f_{ba} = 107.676 \text{ MPa} > f_b = 39.475 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- ▶ 전단응력, $\tau_a = 108.000 \text{ MPa} > \tau = 9.259 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- ▶ 합성응력, $\frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - (f_c / f_{eas}))}$

$$= \frac{30.663}{133.740} + \frac{39.475}{107.676 \times (1 - (30.663 / 345.064))}$$

$$= 0.632 < 1.0 \rightarrow \text{O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

- ▶ 작용전단력 : $S_{\max} = P_{\max} \times \sin \theta^\circ$
 $= 282.649 \times \sin 45^\circ$
 $= 199.9 \text{ kN}$



$$\tau = N * \sin \theta$$

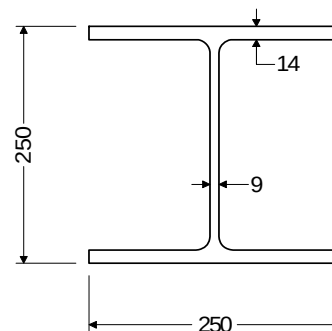
- ▶ 사용볼트 : F10T, M 22
- ▶ 허용전단응력 : $\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 190 = 256.5 \text{ MPa}$
- ▶ 필요 볼트갯수 : $n_{\text{req}} = S_{\max} / (\tau_a \times \pi \times d^2 / 4)$
 $= 199863 / (256.5 \times \pi \times 22.0 \times 22.0 / 4)$
 $= 2.05 \text{ ea}$
- ▶ 사용 볼트갯수 : $n_{\text{used}} = 8 \text{ ea} > n_{\text{req}} = 2.05 \text{ ea} \rightarrow \text{O.K}$

4.3 Strut-3

가. 설계제원

- (1) 설계지간 : 7.400 m
- (2) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

w (N/m)	709.619
A (mm ²)	9218.000
I _x (mm ⁴)	108000000.000
Z _x (mm ³)	867000.000
R _x (mm)	108.0
R _y (mm)	62.9



- (3) 버팀보 개수 : 1 단
 (4) 사보강 Strut 수평간격 : 2.000 m
 (5) 각도 (θ) : 45 도

나. 단면력 산정

- (1) 최대축력 , $R_{max} = 153.561 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Strut-3 (CS8 : 굴착 6.4 m(peck))}$
 $= 153.561 \times 2.0 = 307.122 \text{ kN}$
 $= (R_{max} \times \text{사보강 Strut 수평간격}) / \text{지보재 수평간격} / \text{단수}$
 $= (307.122 \times 2.000) / 2.000 / 1 \text{ 단}$
 $= 307.122 \text{ kN}$
 (2) 온도차에 의한 축력 , $T = 120.0 \text{ kN} / 1 \text{ 단}$
 $= 120.0 \text{ kN}$
 (3) 설계축력 , $P_{max} = R_{max} / \cos \theta^\circ + T$
 $= 307.1 / \cos 45^\circ + 120.0$
 $= 554.3 \text{ kN}$
 (4) 설계휨모멘트 , $M_{max} = W \times L^2 / 8 / 1 \text{ 단}$
 $= 5.0 \times 7.4 \times 7.4 / 8 / 1 \text{ 단}$
 $= 34.225 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 (5) 설계전단력 , $S_{max} = W \times L / 2 / 1 \text{ 단}$
 $= 5.0 \times 7.4 / 2 / 1 \text{ 단}$
 $= 18.500 \text{ kN}$

(여기서, W : Strut와 간격재등의 자중 및 작업하중으로 5 kN/m 로 가정)

다. 작용응력 산정

- ▶ 휨응력 , $f_b = M_{max} / Z_x = 34.225 \times 1000000 / 867000.0 = 39.475 \text{ MPa}$
 ▶ 압축응력 , $f_c = P_{max} / A = 554.337 \times 1000 / 9218 = 60.136 \text{ MPa}$
 ▶ 전단응력 , $\tau = S_{max} / A_w = 18.500 \times 1000 / 1998 = 9.259 \text{ MPa}$

라. 허용응력 산정

- ▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용	강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9
가설 구조물	1.50	O		
영구 구조물	1.25	X		

- ▶ 축방향 허용압축응력

$$f_{cao} = 1.50 \times 0.9 \times 140.000$$

$$= 189.000 \text{ MPa}$$

$$L_x / R_x = 7400 / 108$$

$$68.519 \rightarrow 18.6 < L_x / R_x \leq 92.8 \text{ 이므로}$$

$$f_{cax} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (68.519 - 18.6))$$

$$= 133.740 \text{ MPa}$$

$$L_y / R_y = 3300 / 62.9$$

$$52.464 \rightarrow 18.6 < L_y / R_y \leq 92.8 \text{ 이므로}$$

$$f_{cay} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 0.82 \times (52.464 - 18.6))$$

$$= 151.512 \text{ MPa}$$

$$\therefore f_{ca} = \text{Min.}(f_{cax}, f_{cay}) = 133.740 \text{ MPa}$$

▶ 허용 휨압축응력

$$\begin{aligned} L/B &= 7400 / 250 \\ &= 29.600 \rightarrow 4.5 < L/B \leq 30 \text{ 이므로} \\ f_{ba} &= 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (29.600 - 4.5)) \\ &= 107.676 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{eas} &= 1.50 \times 0.9 \times 1200000 / (68.519)^2 \\ &= 345.064 \text{ MPa} \end{aligned}$$

▶ 허용전단응력

$$\begin{aligned} \tau_a &= 1.50 \times 0.9 \times 80 \\ &= 108.000 \text{ MPa} \end{aligned}$$

마. 응력 검토

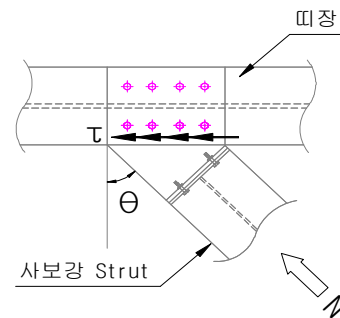
$$\begin{aligned} \text{▶ 압축응력, } f_{ca} &= 133.740 \text{ MPa} > f_c = 60.136 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K} \\ \text{▶ 휨응력, } f_{ba} &= 107.676 \text{ MPa} > f_b = 39.475 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K} \\ \text{▶ 전단응력, } \tau_a &= 108.000 \text{ MPa} > \tau = 9.259 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K} \\ \text{▶ 합성응력, } \frac{f_c}{f_{ca}} + \frac{f_b}{f_{ba} \times (1 - (f_c / f_{eas}))} \end{aligned}$$

$$= \frac{60.136}{133.740} + \frac{39.475}{107.676 \times (1 - (60.136 / 345.064))}$$

$$= 0.894 < 1.0 \rightarrow \text{O.K}$$

바. 볼트갯수 산정

$$\begin{aligned} \text{▶ 작용전단력} : S_{\max} &= P_{\max} \times \sin \theta^\circ \\ &= 554.337 \times \sin 45^\circ \\ &= 392.0 \text{ kN} \end{aligned}$$



$$\tau = N * \sin \theta$$

$$\begin{aligned} \text{▶ 사용볼트} : & \text{F10T, M 22} \\ \text{▶ 허용전단응력} : & \tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 190 = 256.5 \text{ MPa} \\ \text{▶ 필요 볼트갯수} : & n_{\text{req}} = S_{\max} / (\tau_a \times \pi \times d^2 / 4) \\ &= 391975 / (256.5 \times \pi \times 22.0 \times 22.0 / 4) \\ &= 4.02 \text{ ea} \\ \text{▶ 사용 볼트갯수} : & n_{\text{used}} = 8 \text{ ea} > n_{\text{req}} = 4.02 \text{ ea} \rightarrow \text{O.K} \end{aligned}$$

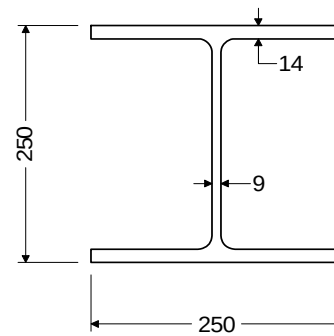
5. 띠장 설계

5.1 Strut-1 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

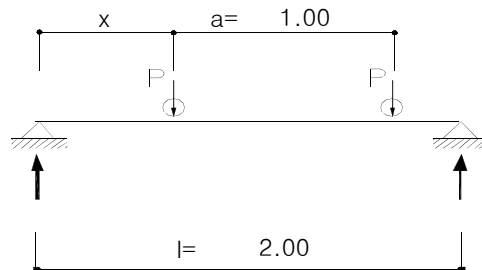
w (N/m)	709.6
A (mm ²)	9218.0
I_x (mm ⁴)	108000000.0
Z_x (mm ³)	867000.0
A_w (mm ²)	1998.0
R_x (mm)	108.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 토압에 의한 토류용 강재말뚝지점 반력을 집중하중으로 하고 버팀보 수평거리를 지간으로 하는 단순보 설계.



$$R_{\max} = 15.332 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Strut-1 (CS7 : 굴착 6.4 m)}$$

$$P = 15.332 \times 1.00 \text{ m} / 1 \text{ ea} = 15.332 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= P / 2l (l - a / 2)^2 \dots\dots\dots (a < 0.586 \cdot l \text{의 경우}) \\ &= 15.332 / (2 \times 2.000) \times (2.000 - 1.000 / 2)^2 \\ &= 8.624 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= P \cdot l / 4 \dots\dots\dots (a > 0.586 \cdot l \text{의 경우}) \\ &= 15.332 \times 2.000 / 4 \\ &= 7.666 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

여기서, $l = 2.000 \text{ m}$

$a = 1.000 \text{ m} < 0.586 \cdot l = 1.172$ 이므로,

$$M_{\max} = 8.624 \text{ kN} \cdot \text{m} = 8,623,990 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= P (2 \cdot l - a) / l \\ &= 15.332 \times (2 \times 2.000 - 1.000) / 2.000 \\ &= 22.997 \text{ kN} = 22,997 \text{ N} \end{aligned}$$

다. 작용응력산정

$$\blacktriangleright \text{휨응력, } f_b = M_{\max} / Z_x = 8.624 \times 1000000 / 867000.0 = 9.947 \text{ MPa}$$

$$\blacktriangleright \text{전단응력, } \tau = S_{\max} / A_w = 22.997 \times 1000 / 1998 = 11.510 \text{ MPa}$$

라. 허용응력 산정

▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	O
영구 구조물	1.25	X

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

$$\begin{aligned}
 L / B &= 2000 / 250 \\
 &= 8.000 \quad \text{---> } 4.5 < L/B \leq 30 \text{ 이므로} \\
 f_{ba} &= 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (8.000 - 4.5)) \\
 &= 177.660 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tau_a &= 1.50 \times 0.9 \times 80 \\
 &= 108.000 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

마. 응력 검토

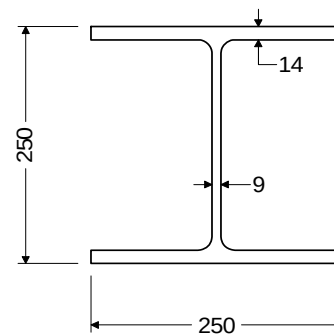
$$\begin{aligned}
 \text{▶ 휨응력, } f_{ba} &= 177.660 \text{ MPa} > f_b = 9.947 \text{ MPa} \quad \text{---> O.K} \\
 \text{▶ 전단응력, } \tau_a &= 108.000 \text{ MPa} > \tau = 11.510 \text{ MPa} \quad \text{---> O.K}
 \end{aligned}$$

5.2 Strut-2 띠장 설계

가. 설계제원

(1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

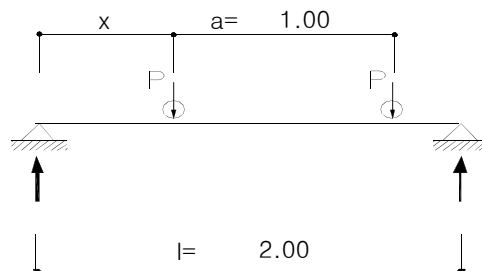
w (N/m)	709.6
A (mm ²)	9218.0
I _x (mm ⁴)	108000000.0
Z _x (mm ³)	867000.0
A _w (mm ²)	1998.0
R _x (mm)	108.0



(2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 토압에 의한 토류용 강재말뚝지점 반력을 집중하중으로 하고 버팀보 수평거리를 지간으로 하는 단순보 설계.



$$R_{\max} = 57.505 \text{ kN/m} \quad \text{---> Strut-2 (CS5 : 굴착 3.7 m)}$$

$$P = 57.505 \times 1.00 \text{ m} / 1 \text{ ea} = 57.505 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max 1} &= P / 2l (l - a / 2)^2 \dots\dots\dots (a < 0.586 \cdot l \text{의 경우}) \\
 &= 57.505 / (2 \times 2.000) \times (2.000 - 1.000 / 2)^2 \\
 &= 32.347 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max 2} &= P \cdot l / 4 \quad \dots\dots\dots (a > 0.586 \cdot l \text{의 경우}) \\
 &= 57.505 \times 2.000 / 4 \\
 &= 28.753 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

여기서, $l = 2.000 \text{ m}$
 $a = 1.000 \text{ m} < 0.586 \cdot l = 1.172$ 이므로,

$$M_{\max} = 32.347 \text{ kN} \cdot \text{m} = 32,346,575 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\max} &= P (2 \cdot l - a) / l \\
 &= 57.505 \times (2 \times 2.000 - 1.000) / 2.000 \\
 &= 86.258 \text{ kN} = 86,258 \text{ N}
 \end{aligned}$$

다. 작용응력산정

- ▶ 휨응력, $f_b = M_{\max} / Z_x = 32.347 \times 1000000 / 867000.0 = 37.309 \text{ MPa}$
- ▶ 전단응력, $\tau = S_{\max} / A_w = 86.258 \times 1000 / 1998 = 43.172 \text{ MPa}$

라. 허용응력 산정

- ▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용	강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9
가설 구조물	1.50	O		
영구 구조물	1.25	X		

- ▶ $L / B = 2000 / 250$
 $= 8.000 \rightarrow 4.5 < L/B \leq 30$ 이므로
 $f_{ba} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (8.000 - 4.5))$
 $= 177.660 \text{ MPa}$
- ▶ $\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80$
 $= 108.000 \text{ MPa}$

마. 응력 검토

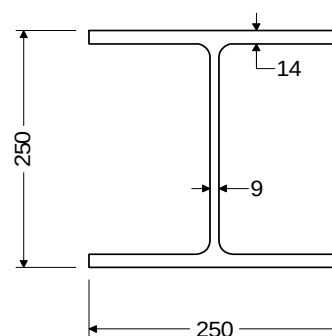
- ▶ 휨응력, $f_{ba} = 177.660 \text{ MPa} > f_b = 37.309 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- ▶ 전단응력, $\tau_a = 108.000 \text{ MPa} > \tau = 43.172 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$

5.3 Strut-3 띠장 설계

가. 설계제원

- (1) 사용강재 : H 250x250x9/14(SS400)

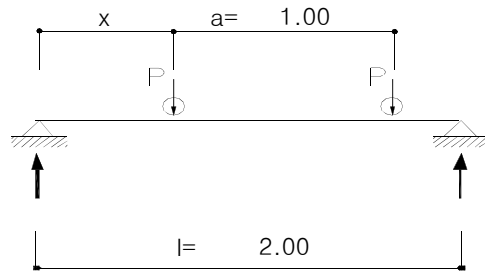
$w \text{ (N/m)}$	709.6
$A \text{ (mm}^2\text{)}$	9218.0
$I_x \text{ (mm}^4\text{)}$	108000000.0
$Z_x \text{ (mm}^3\text{)}$	867000.0
$A_w \text{ (mm}^2\text{)}$	1998.0
$R_x \text{ (mm)}$	108.0



- (2) 띠장 계산지간 : 2.000 m

나. 단면력 산정

(1) 최대 축력 적용 : 토압에 의한 토류용 강재말뚝지점 반력을 집중하중으로 하고 버팀보 수평거리를 지간으로 하는 단순보 설계.



$$R_{\max} = 153.561 \text{ kN/m} \rightarrow \text{Strut-3 (CS8 : 굴착 6.4 m(peck))}$$

$$P = 153.561 \times 1.00 \text{ m} / 1 \text{ ea} = 153.561 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 1} &= P / 2l (l - a / 2)^2 \dots\dots\dots (a < 0.586 \cdot l \text{의 경우}) \\ &= 153.561 / (2 \times 2.000) \times (2.000 - 1.000 / 2)^2 \\ &= 86.378 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max 2} &= P \cdot l / 4 \dots\dots\dots (a > 0.586 \cdot l \text{의 경우}) \\ &= 153.561 \times 2.000 / 4 \\ &= 76.781 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

여기서, $l = 2.000 \text{ m}$

$a = 1.000 \text{ m} < 0.586 \cdot l = 1.172$ 이므로,

$$M_{\max} = 86.378 \text{ kN}\cdot\text{m} = 86,378,145 \text{ N}\cdot\text{mm}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= P (2l - a) / l \\ &= 153.561 \times (2 \times 2.000 - 1.000) / 2.000 \\ &= 230.342 \text{ kN} = 230,342 \text{ N} \end{aligned}$$

다. 작용응력산정

- ▶ 휨응력, $f_b = M_{\max} / Z_x = 86.378 \times 1000000 / 867000.0 = 99.629 \text{ MPa}$
- ▶ 전단응력, $\tau = S_{\max} / A_w = 230.342 \times 1000 / 1998 = 115.286 \text{ MPa}$

라. 허용응력 산정

- ▶ 보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	○
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

- ▶ $L / B = 2000 / 250 = 8.000 \rightarrow 4.5 < L/B \leq 30$ 이므로
 - $f_{ba} = 1.50 \times 0.9 \times (140 - 2.4 \times (8.000 - 4.5)) = 177.660 \text{ MPa}$
- ▶ $\tau_a = 1.50 \times 0.9 \times 80 = 108.000 \text{ MPa}$

마. 응력 검토

- ▶ 휨응력, $f_{ba} = 177.660 \text{ MPa} > f_b = 99.629 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$
- ▶ 전단응력, $\tau_a = 108.000 \text{ MPa} < \tau = 115.286 \text{ MPa} \rightarrow \text{N.G}$

바. 스티프너 단면보강 전단응력 검토

$$A' = (250.000 - 14.000 \times 2) \times 14 \times 2 = 6216.000 \text{ mm}^2$$

$$A_w' = A_w + A'$$

$$= ##### \text{ mm}^2 + 6216.000 \text{ mm}^2 = 8214.000 \text{ mm}^2$$

$$\tau' = S_{\max} / A_w' = 230341.720 / 8214.000 = 28.043 \text{ MPa}$$

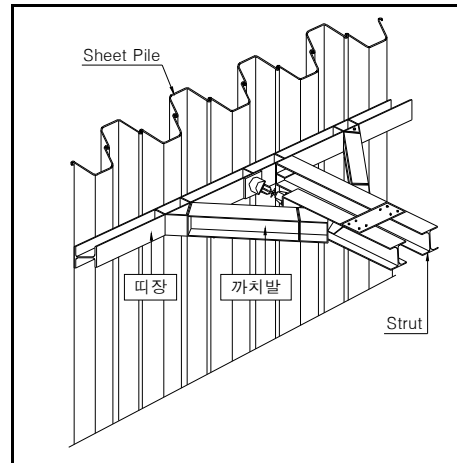
- ▶ 전단응력, $\tau_a = 108.000 \text{ MPa} > \tau' = 28.043 \text{ MPa} \rightarrow \text{O.K}$

6. Sheet 설계

6.1 흙막이벽(우) (0.00m ~ 7.90m)

가. 설계 제원

Sheet Pile 재질	SY295(SY30)
Sheet Pile Size	U:SP-IIIW
허용 휨응력(f_{ba} , MPa)	180.0
허용 전단응력(τ_a , MPa)	100.0
총단면적(A , mm ²)	17320.0
복부 단면적(A_w , mm ²)	8040.0
I_x (mm ⁴)	324000000.0
Z_x (mm ³)	1800000.0
말뚝의 사용간격(본/م)	-
단면유효율(α)	0.6



나. 단면력 산정

(1) 최대 휨모멘트 (M_{max})

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= 72.083 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad \text{---> 흙막이벽(우) (CS7 : 굴착 6.4 m)} \\
 &= \text{단위폭당 최대 휨 모멘트} \times \text{단위폭} \\
 &= 72.083 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \times 1.00 \text{ m} = 72.083 \text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

(2) 최대 전단력 (S_{max})

$$\begin{aligned}
 S_{max} &= 109.782 \text{ kN/m} \quad \text{---> 흙막이벽(우) (CS8 : 굴착 6.4 m(peck))} \\
 &= \text{단위폭당 최대 전단력} \times \text{단위폭} \\
 &= 109.782 \text{ (kN/m)} \times 1.00 \text{ m} = 109.782 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

(3) 최대 연직하중 (P_{max})

$$\begin{aligned}
 P_{max} &= \text{주형보 반력} + \text{자중 및 작업하중} + \text{지보재 수직분력} \\
 &= 0.000 \text{ kN/m} + 0.000 \text{ kN/m} + 0.000 \text{ kN/m} \\
 &= 0.000 \text{ kN/m} \\
 &= \text{단위폭당 최대 연직하중} \times \text{단위폭} \\
 &= 0.000 \text{ (kN/m)} \times 1.00 \text{ m} = 0.000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

다. 허용응력 산정

보정계수 : 가설 구조물 특성과 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수 적용

구 분	보정계수	적용
가설 구조물	1.50	○
영구 구조물	1.25	×

강재의 재사용 및 부식을 고려한 허용응력 저감계수	0.9

(1) 허용 휨응력(f_{ba}')

$$\begin{aligned}
 f_{ba}' &= (\text{보정계수} \times \text{허용응력}) \times \text{부식을 고려한 저감계수} \\
 &= (1.5 \times 180.0) \times 0.9 = 243 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

(2) 허용 전단응력(τ_a')

$$\begin{aligned}
 \tau_a' &= (\text{보정계수} \times \text{허용응력}) \times \text{부식을 고려한 저감계수} \\
 &= (1.5 \times 100.0) \times 0.9 = 135 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

라. 응력 검토

(1) 휨응력(f_b)

$$\begin{aligned}
 f_b &= \frac{M_{\max}}{\alpha \times Z_x} + \frac{P_{\max}}{A} \\
 &= \frac{72.083 \times 10^6}{0.6 \times 1800000.00} + \frac{0.000 \times 10^3}{17320.0} = 66.744 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$f_b < f_{ba}^I = 243 \text{ MPa} \quad \text{---> O.K}$$

(2) 전단응력(τ)

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A_w} = \frac{109.782 \times 10^3}{8040.00} = 13.655 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_a^I = 135 \text{ MPa} \quad \text{---> O.K}$$

7. 탄소성 입력 데이터

7.1 해석종류 : 탄소성보법

7.2 사용 단위계 : 힘 [F] = kN, 길이 [L] = m

7.3 모델형상 : 반단면 모델

배면폭 = 15 m, 굴착폭 = 6.5 m, 최대굴착깊이 = 6.4 m, 전모델높이 = 20 m

7.4 지층조건

번호	이름	깊이 (m)	γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ ([deg])	N값	수평지반 반력계수 (kN/m ³)
1	매립층	2.20	19.00	20.00	15.00	25.00	7	15226.00
2	퇴적(모래)	5.33	18.00	19.00	0.00	27.00	7	15226.00
3	풍화암	5.83	20.00	21.00	29.00	33.00	50	33826.00
4	연암	20.00	23.00	24.00	250.00	33.00	50	50000.00

7.5 흙막이벽

번호	이름	형상	단면	재질	하단깊이 (m)	수평간격 (m)
1	흙막이벽(우)	Sheet Pile	U:SP-IIIW	SY295(SY30)	7.9	1

7.6 지보재

번호	이름	단면	재질	설치깊이 (m)	수평간격 (m)	대칭점 길이 (m)	초기작용력	개수
1	Strut-1	H 250x250x9/14	SS400	0.2	2	3.7	0	1
2	Strut-2	H 250x250x9/14	SS400	1.7	2	3.7	0	1
3	Strut-3	H 250x250x9/14	SS400	3.2	2	3.7	0	1

7.7 상재하중

번호	이름	작용위치	작용형식
1	차량하중	배면(우측)	상시하중

7.8 시공단계

단계별 해석방법 : 탄소성법

토압종류 : Rankine

지하수위 : 고려

지하수 단위중량 = 10 kN/m³, 초기 지하수위 = 2 m, 수위차 = 6.4 m

단계	굴착깊이 (m)	지보재		벽체 & 슬래브 설치깊이 (m)	임의하중		토압변경	수압변경	토층변경
		생성	해체		작용	해체			
1	0.70	-	-	-	-	-	-	X	X
2	-	Strut-1		-	-	-	-	X	X
3	2.20	-	-	-	-	-	-	X	X
4	-	Strut-2		-	-	-	-	X	X
5	3.70	-	-	-	-	-	-	X	X
6	-	Strut-3		-	-	-	-	X	X
7	6.40	-	-	-	-	-	-	X	X
8	6.40	-	-	-	-	-	경험토압	X	X

8. 해석 결과

8.1 전산 해석결과 집계

8.1.1 흙막이벽체 부재력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.

시공단계	굴착 깊이	전단력 (kN)				모멘트 (kN·m)			
		Max	깊이	Min	깊이	Max	깊이	Min	깊이
	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)	(kN)	(m)
CS1 : 굴착 0.7 m	0.70	3.99	5.3	-1.97	7.4	2.99	4.1	-2.27	6.4
CS2 : 생성 Strut-1	0.70	3.99	5.3	-1.97	7.4	2.99	4.1	-2.27	6.4
CS3 : 굴착 2.2 m	2.20	11.56	5.3	-11.02	0.7	18.82	2.2	-8.25	6.1
CS4 : 생성 Strut-2	2.20	11.83	5.3	-10.99	0.7	18.79	2.2	-8.36	6.1
CS5 : 굴착 3.7 m	3.70	38.22	5.3	-47.32	1.7	46.57	3.7	-16.00	6.4
CS6 : 생성 Strut-3	3.70	38.22	5.3	-47.32	1.7	46.57	3.7	-16.00	6.4
CS7 : 굴착 6.4 m	6.40	57.76	6.4	-91.56	3.2	72.08	4.9	-23.90	1.7
CS8 : 굴착 6.4 m(peck)	6.40	50.52	6.4	-109.78	3.2	62.11	5.3	-59.84	3.2
TOTAL		57.76	6.4	-109.78	3.2	72.08	4.9	-59.84	3.2

8.1.2 지보재 반력 집계

* 지보재 반력 및 부재력은 단위폭(m)에 대한 값임.

* 경사 지보재의 반력은 경사를 고려한 값임.

* Final Pressure는 주동측 및 수동측 양측의 토압, 수압 기타 압력을 모두 고려한 합력이다.

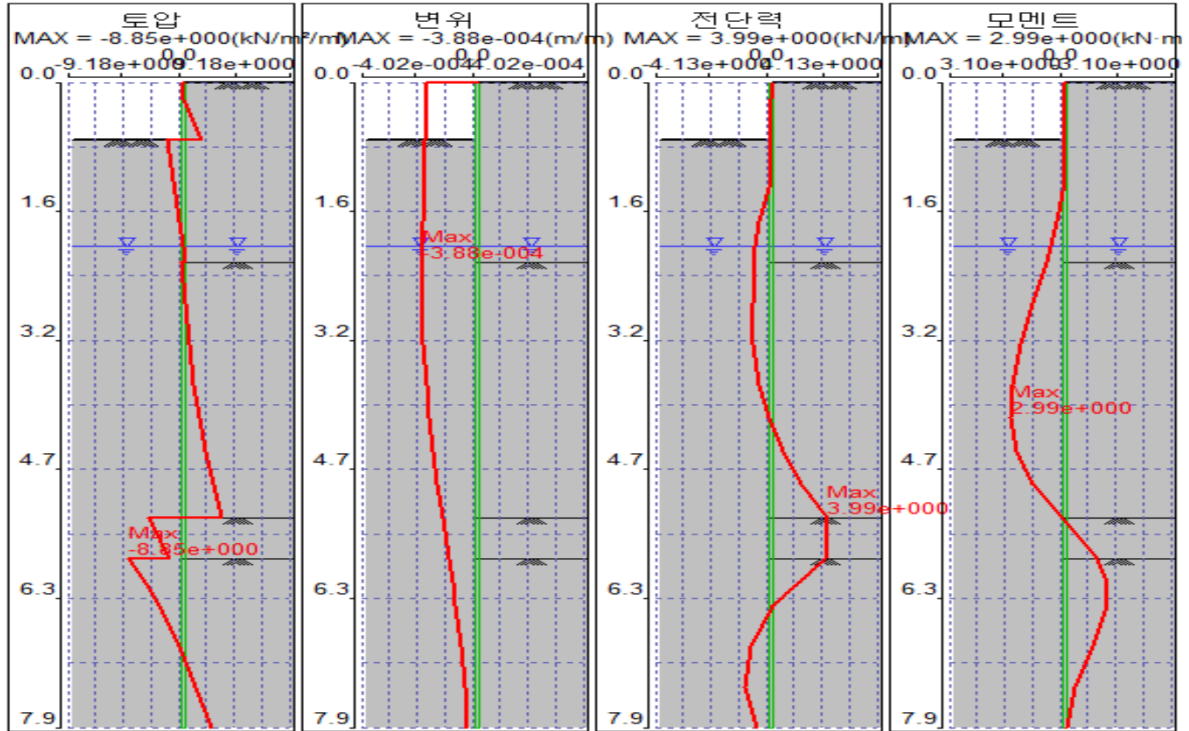
* 흙막이 벽의 변위는 굴착측으로 작용할때 (-) 이다.

* 지보공의 반력은 배면측으로 밀때 (+) 이다.

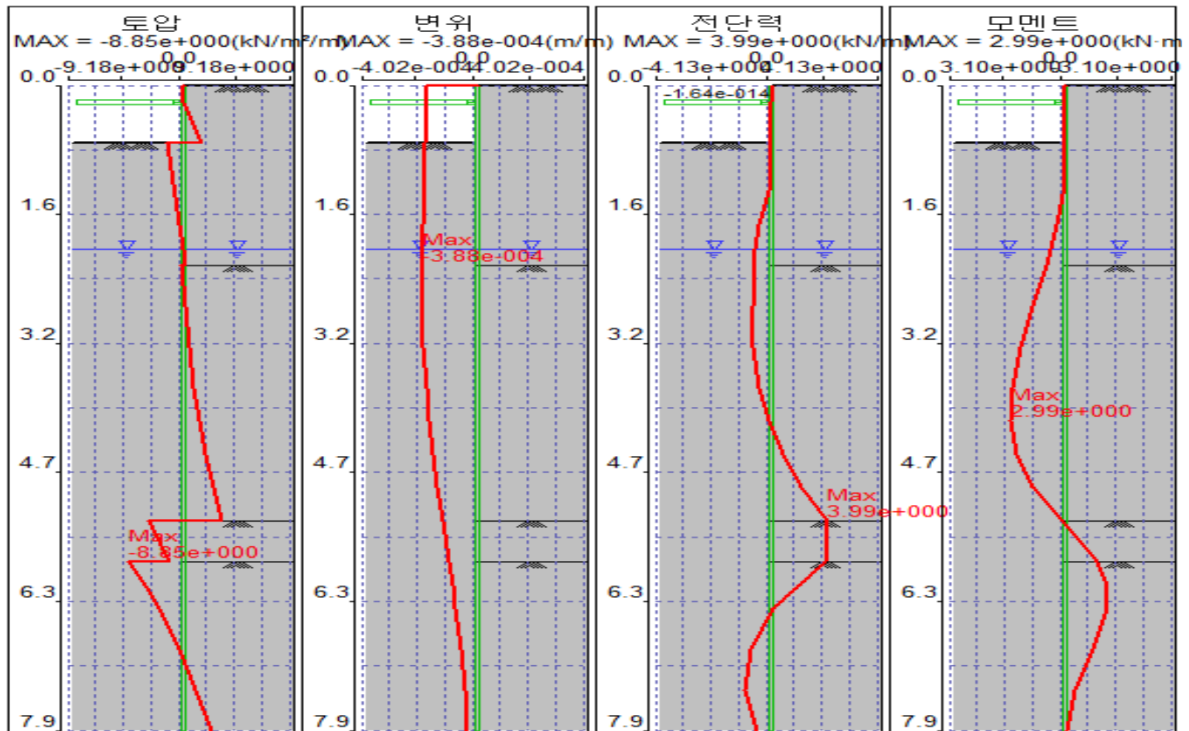
시공단계	굴착 깊이	Strut-1	Strut-2	Strut-3		
		0.2 (m)	1.7 (m)	3.2 (m)		
CS1 : 굴착 0.7 m	0.70	-	-	-		
CS2 : 생성 Strut-1	0.70	0.00	-	-		
CS3 : 굴착 2.2 m	2.20	11.02	-	-		
CS4 : 생성 Strut-2	2.20	10.98	0.00	-		
CS5 : 굴착 3.7 m	3.70	-9.18	57.51	-		
CS6 : 생성 Strut-3	3.70	-9.18	57.51	0.00		
CS7 : 굴착 6.4 m	6.40	-15.33	36.61	93.33		
CS8 : 굴착 6.4 m(peck)	6.40	9.48	13.48	153.56		
TOTAL		15.33	57.51	153.56		

8.2 시공단계별 단면력도

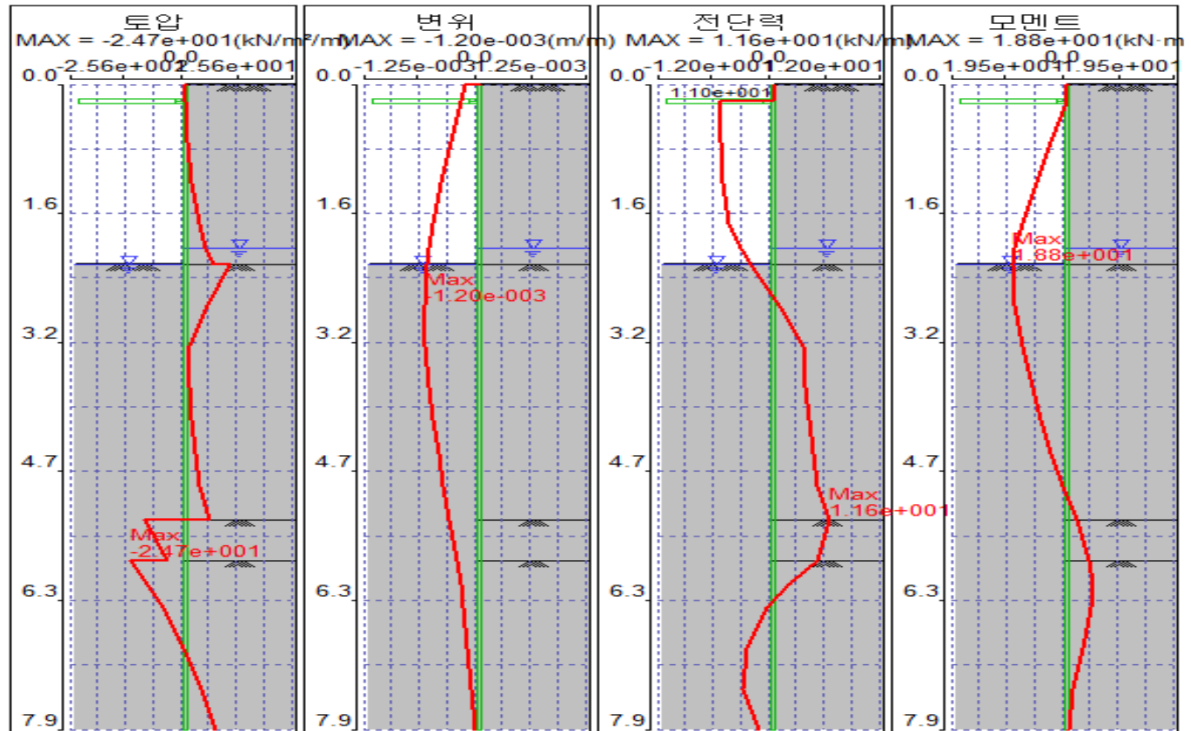
1) 시공 1 단계 [CS1 : 굴착 0.7 m]



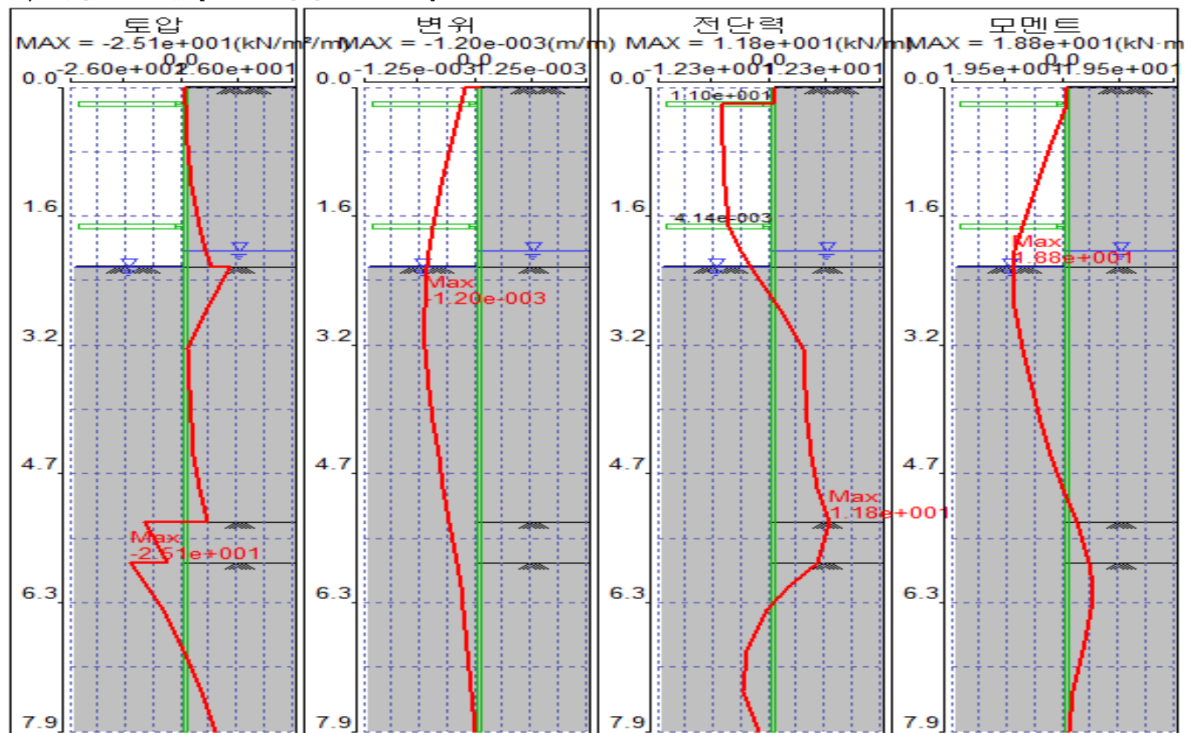
2) 시공 2 단계 [CS2 : 생성 Strut-1]



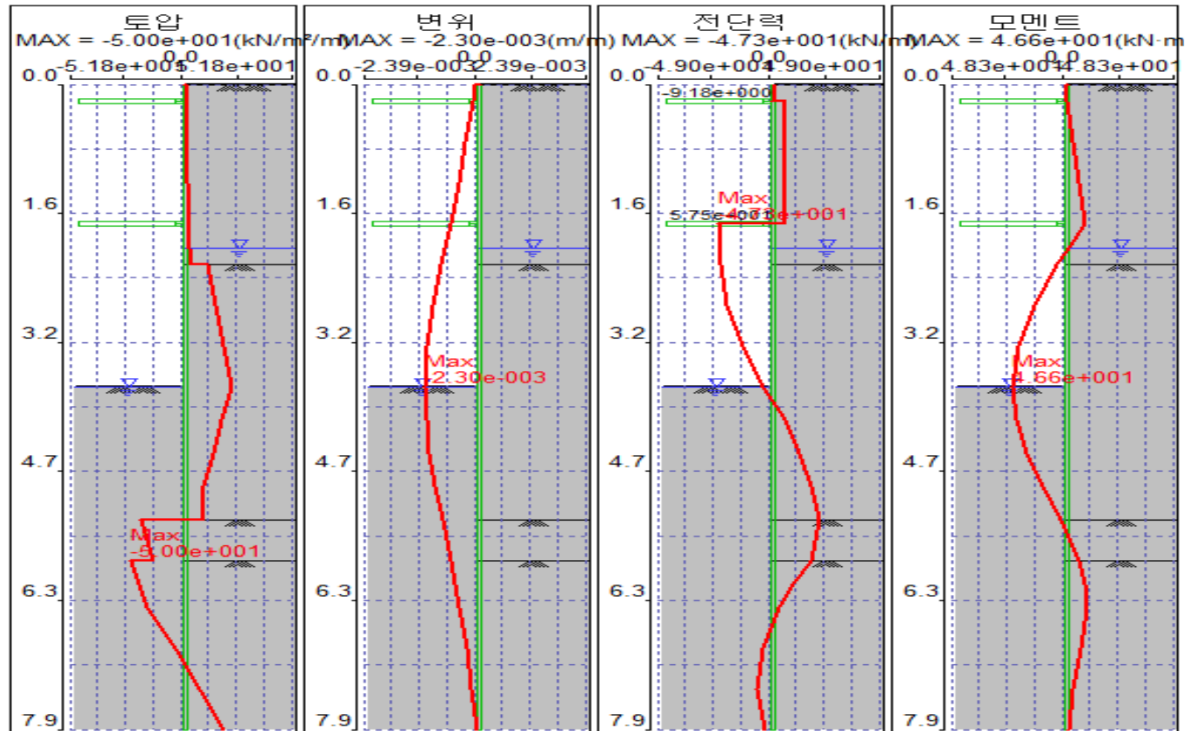
3) 시공 3 단계 [CS3 : 굴착 2.2 m]



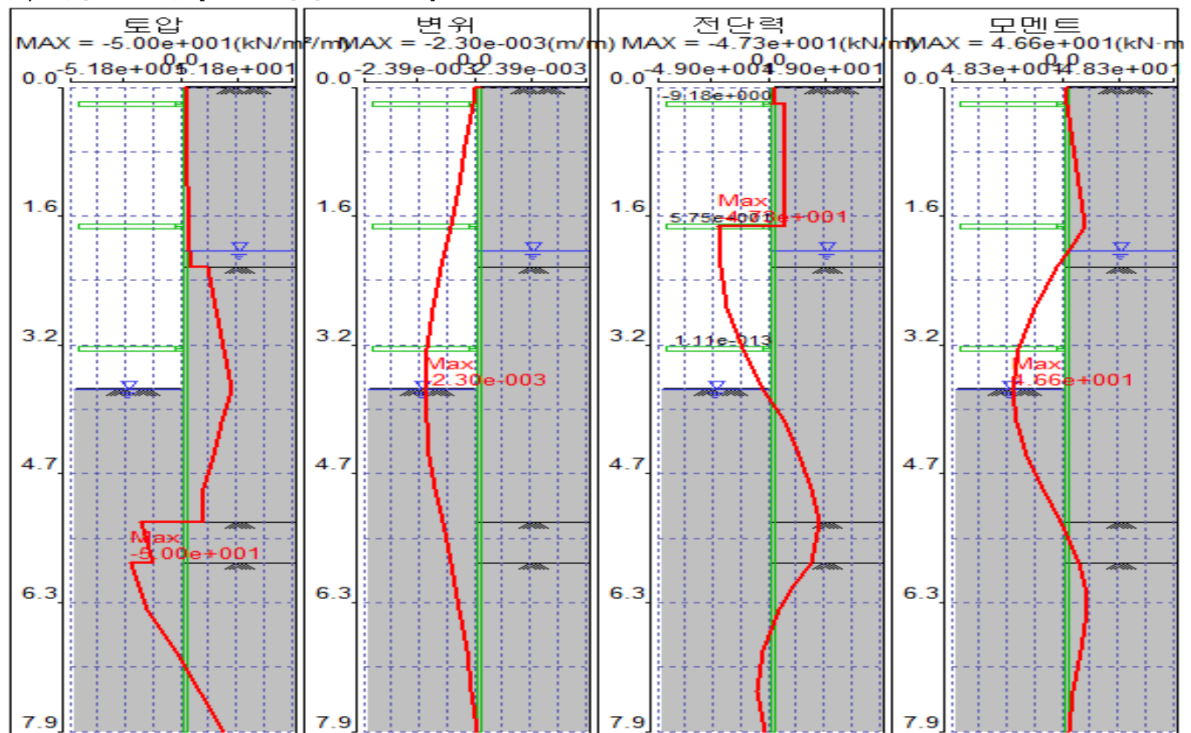
4) 시공 4 단계 [CS4 : 생성 Strut-2]



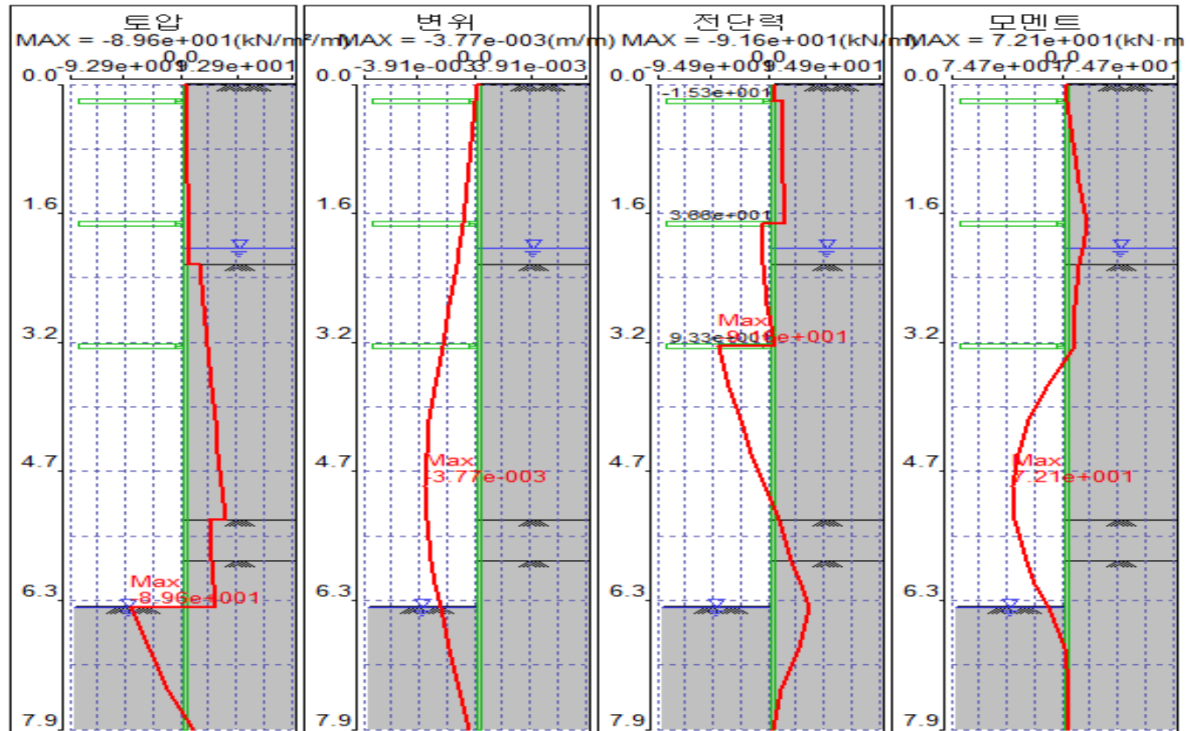
5) 시공 5 단계 [CS5 : 굴착 3.7 m]



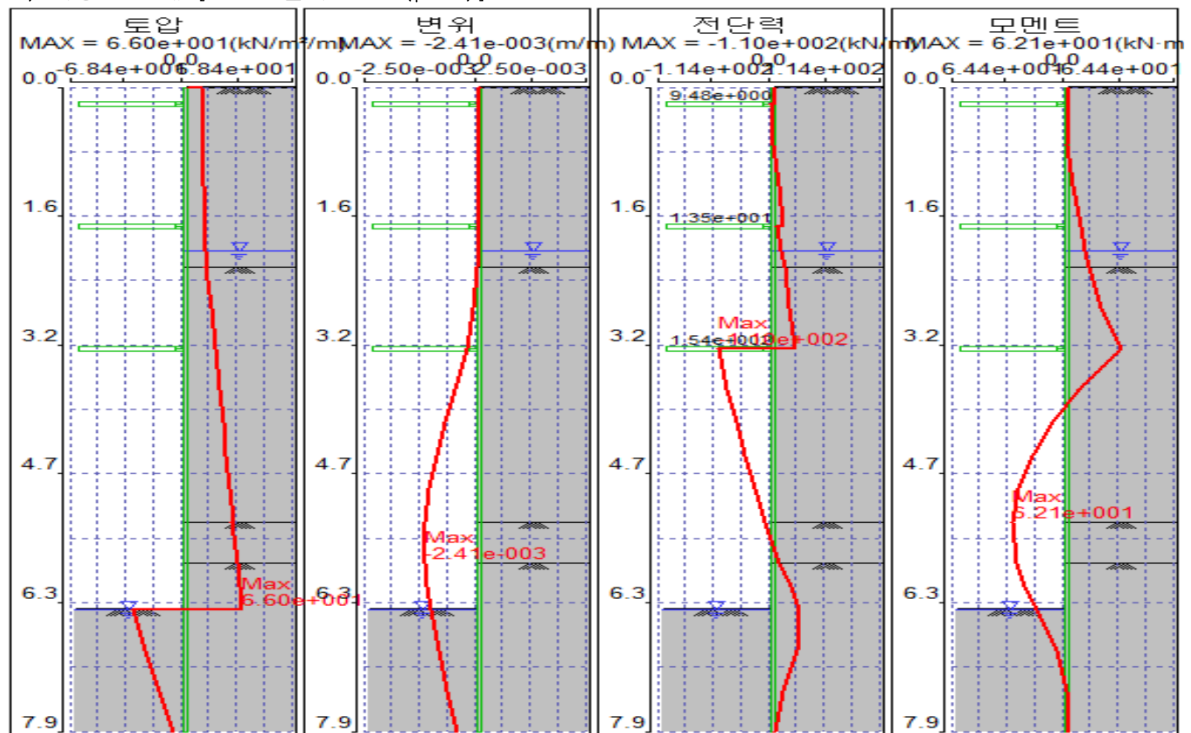
6) 시공 6 단계 [CS6 : 생성 Strut-3]



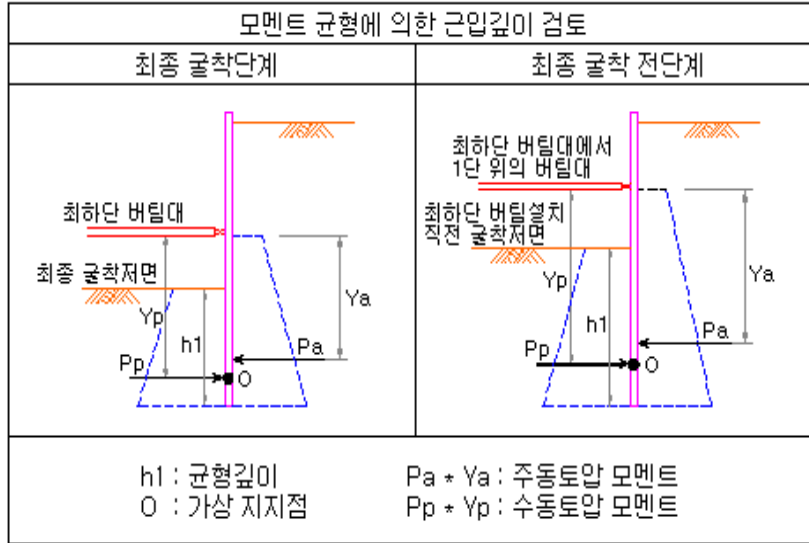
7) 시공 7 단계 [CS7 : 굴착 6.4 m]



8) 시공 8 단계 [CS8 : 굴착 6.4 m(peck)]



8.3 근입장 검토



구분	균형깊이 (m)	적용 근입깊이 (m)	주동토압 모멘트 (kN·m)	수동토압 모멘트 (kN·m)	근입부 안전율	적용 안전율	판정
최종 굴착 단계	0.093	1.500	608.624	5728.244	9.412	1.200	OK
최종 굴착 전단계	1.923	4.200	945.802	11982.360	12.669	1.200	OK

8.3.1 최종 굴착 단계의 경우

1) 토압의 작용폭

H-Pile

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 1 m

- 수동측 : 굴착면 하부 = 1 m

그 외 흙막이벽은 단위 폭당 작용함.

2) 최하단 버팀대에서 횡모멘트 계산 (EL -3.2 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 ($Pa1$) = 161.697 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 ($Ya1$) = 1.767 m

굴착면 하부토압 ($Pa2$) = 81.001 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 ($Ya2$) = 3.986 m

$Ma = (Pa1 \times Ya1) + (Pa2 \times Ya2)$

$Ma = (161.697 \times 1.767) + (81.001 \times 3.986) = 608.624 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (Pp) = 1446.004 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Yp) = 3.961 m

$Mp = (Pp \times Yp) = (1446.004 \times 3.961) = 5728.244 \text{ kN} \cdot \text{m}$

* 계산된 토압 ($Pa1$, $Pa2$, Pp) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

$S.F. = Mp / Ma = 5728.244 / 608.624 = 9.412$

$S.F. = 9.412 > 1.2 \dots \text{OK}$

8.3.2. 최종 굴착 전단계의 경우

1) 토압의 작용폭

H-Pile

- 주동측 : 굴착면 상부 = 1 m, 굴착면 하부 = 1 m

- 수동측 : 굴착면 하부 = 1 m

그 외 흙막이벽은 단위 폭당 작용함.

2) 최하단 버팀대에서 횡모멘트 계산 (EL -1.7 m)

- 주동토압에 의한 활동모멘트

굴착면 상부토압 (P_{a1}) = 47.079 kN 굴착면 상부토압 작용깊이 (Y_{a1}) = 1.304 m

굴착면 하부토압 (P_{a2}) = 212.227 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Y_{a2}) = 4.167 m

$$M_a = (P_{a1} \times Y_{a1}) + (P_{a2} \times Y_{a2})$$

$$M_a = (47.079 \times 1.304) + (212.227 \times 4.167) = 945.802 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 수동토압에 의한 저항모멘트

굴착면 하부토압 (P_p) = 2352.6 kN 굴착면 하부토압 작용깊이 (Y_p) = 5.093 m

$$M_p = (P_p \times Y_p) = (2352.6 \times 5.093) = 11982.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

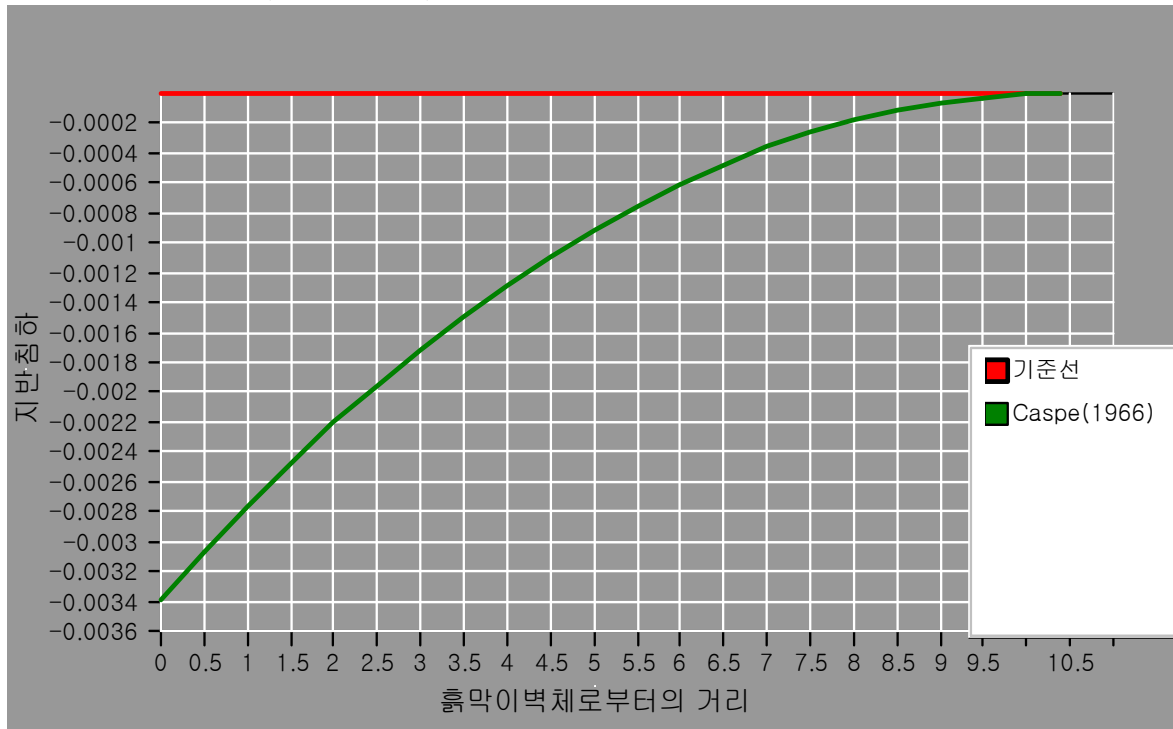
* 계산된 토압 (P_{a1} , P_{a2} , P_p) 는 작용폭을 고려한 값임.

3) 근입부의 안전율

$$S.F. = M_p / M_a = 11982.36 / 945.802 = 12.669$$

$$S.F. = 12.669 > 1.2 \dots \text{OK}$$

8.4 굴착주변 침하량 검토 (최종 굴착단계)



8.4.1 Caspe(1966)방법에 의한 침하량 검토

1) 전체 수평변위로 인한 체적변화 (V_s)

$$V_s = -0.009 \text{ m}^3 / \text{m}$$

2) 굴착폭(B) 및 굴착심도 (H_w)

$$B = 13 \text{ m}, \quad H_w = 6.4 \text{ m}$$

3) 굴착영향 거리 (H_t)

$$\text{평균 내부 마찰각 } (\phi) = 27.316 [\text{deg}]$$

$$H_p = 0.5 \times B \times \tan(45 + \phi/2)$$

$$H_p = 0.5 \times 13 \times \tan(45 + 27.316/2) = 10.673 \text{ m}$$

$$H_t = H_p + H_w = 10.673 + 6.4 = 17.073 \text{ m}$$

4) 침하영향 거리 (D)

$$D = H_t \times \tan(45 - \phi/2)$$

$$D = 17.073 \times \tan(45 - 27.316/2) = 10.398 \text{ m}$$

5) 흙막이벽 주변 최대 침하량 (S_w)

$$S_w = 4 \times V_s / D = 4 \times -0.009 / 10.398 = -0.003 \text{ m}$$

6) 거리별 침하량 (S_i)

$$S_i = S_w \times ((D - X_i) / D)^2 = -0.003 \times ((10.398 - X_i) / 10.398)^2$$

2. B(함)

중앙선 도담~영천 복선전철사업 안동~영천간 제5공구 복선화 재설계

- 2.1 B(함) 산운 제3
- 2.2 B(함) 산운 제4
- 2.3 B(함) 산운 제5

B(함) 5.3 X 5.3 – 산운제3

- 5.3 x 5.3 x 1
- 토피 = 1.300m

1. 설 계 조 건
2. 단 면 가 정
3. 해석모델 및 단면제원
4. 강역설정
5. 하중산정
6. 하중재하도
8. INPUT DATA
9. OUPUT DATA
10. 단면력 요약
10. 단면력도
12. 단면검토
12. 우각부 검토
13. 배력철근 검토
15. 기초지지력 검토
16. 주철근 조립도

1. 설계 조건

1) 구조물명 : B (함) 산운제3

2) 구조형식 : 철근 콘크리트 구조

3) 설계하중 : KRL-2012 표준열차하중

4) 재료중량

- 철근 콘크리트(γ_c)	=	24.5	kN/m ³
- 무근 콘크리트(γ_{con})	=	23.0	kN/m ³
- 자갈 도상(γ_g)	=	19.0	kN/m ³
- 덧채움 토사(γ_t)	=	20.0	kN/m ³
- 덧채움 토사(γ_{sub})	=	11.0	kN/m ³
- 지하수(γ_w)	=	10.0	kN/m ³

5) 사용재료의 성질

- 콘크리트 설계기준 강도(f_{ck})	=	30.0	MPa
- 콘크리트 탄성계수(E_c)	=	27537	MPa
- 철근의 항복강도(f_y)	=	400.0	MPa
- 철근의 탄성계수(E_s)	=	200000	MPa

6) 토 사

- 흙의 내부마찰각 (ϕ)	=	35.0	°
- 정지 토압계수 (K_o)	=	0.426	

7) 기 초 형 식 : 직접기초

8) 사 각(Skew) : 57.00 ° 연 장 (L) : 27.30 m

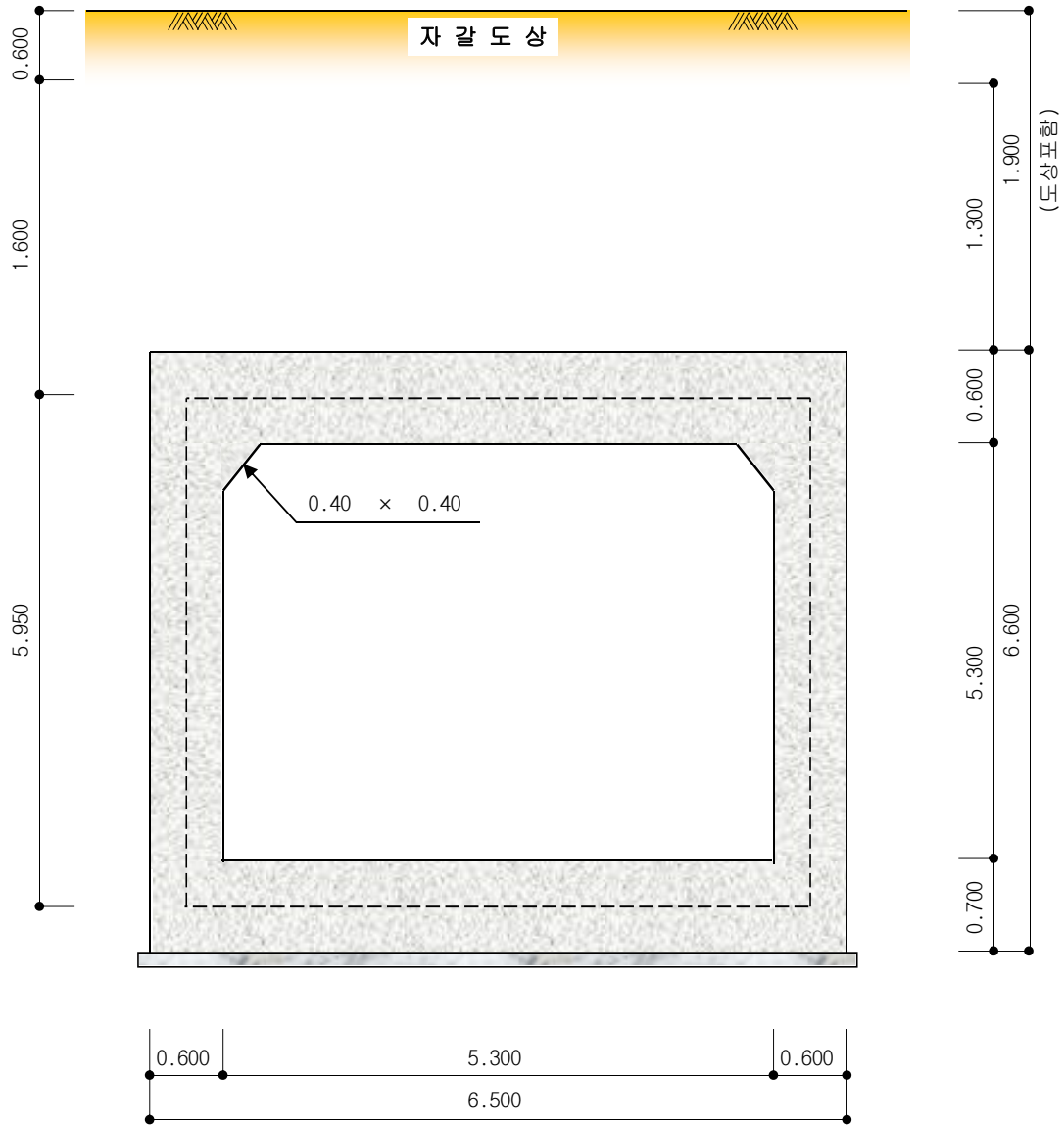
9) 설계방법

- 강도 설계법 : 부재 단면검토(슬래브, 벽체, 보, 기둥 등)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토(처짐, 균열, 우각부 검토)

10) 참고문헌

- 철도설계기준(노반편), 국토해양부, 2011
- 철도설계기준(노반편) 개정(안), 2013
- 콘크리트 구조설계기준해설, 한국콘크리트 학회, 2012

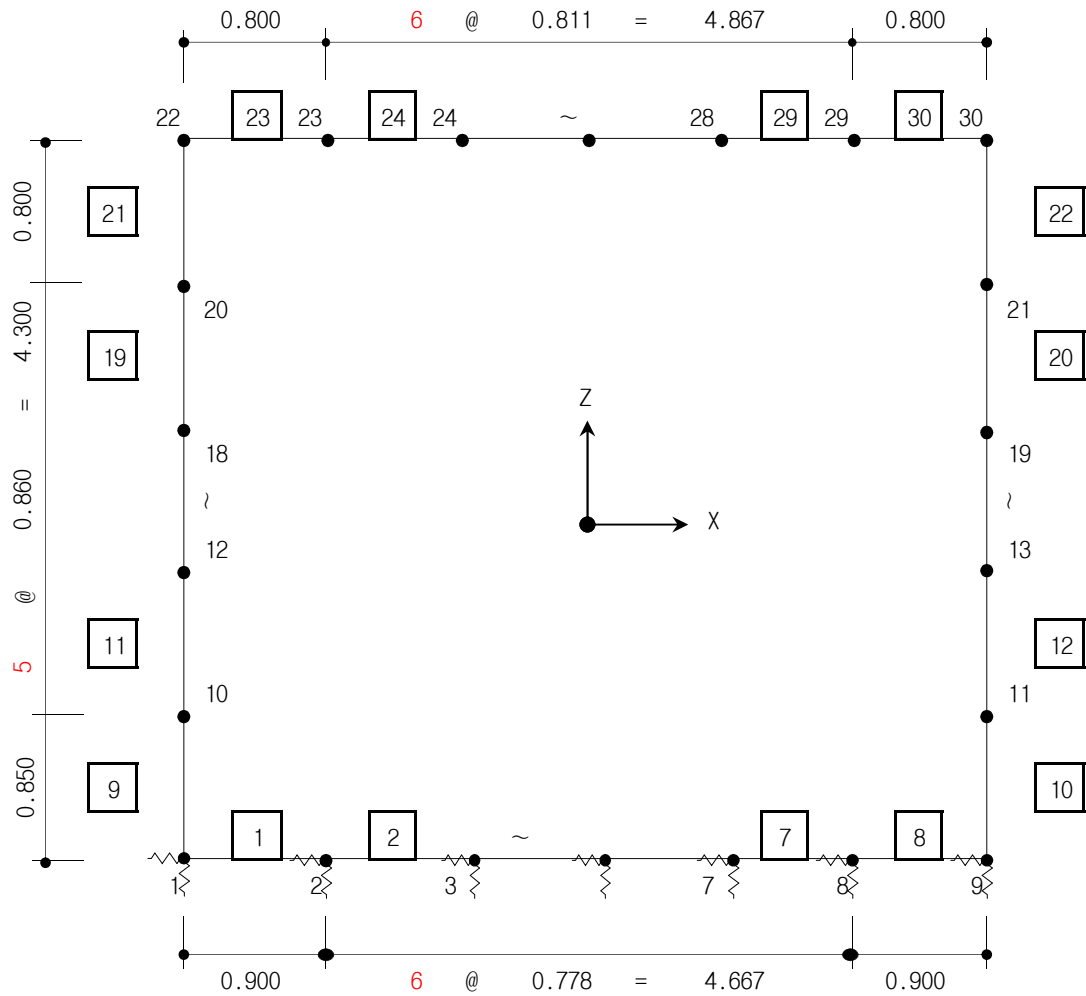
2. 단면 가정



※ 유효경간

Skew = 57.0 °
 Ln = 5.900 m
 Ls = 7.035 m
 Ls/B = 7.035 / 15.000 = 0.469 < 1.500
 L = 6.467 m

3. 해석모델 및 단면제원



1) 절점 좌표

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
1	0.000	0.000	0.000	13	6.467	0.000	1.710
2	0.900	0.000	0.000	14	0.000	0.000	2.570
3	1.678	0.000	0.000	15	6.467	0.000	2.570
4	2.456	0.000	0.000	16	0.000	0.000	3.430
5	3.234	0.000	0.000	17	6.467	0.000	3.430
6	4.011	0.000	0.000	18	0.000	0.000	4.290
7	4.789	0.000	0.000	19	6.467	0.000	4.290
8	5.567	0.000	0.000	20	0.000	0.000	5.150
9	6.467	0.000	0.000	21	6.467	0.000	5.150
10	0.000	0.000	0.850	22	0.000	0.000	5.950
11	6.467	0.000	0.850	23	0.800	0.000	5.950
12	0.000	0.000	1.710	24	1.611	0.000	5.950

Joint	좌 표			Joint	좌 표		
	X	Y	Z		X	Y	Z
25	2.422	0.000	5.950	28	4.856	0.000	5.950
26	3.234	0.000	5.950	29	5.667	0.000	5.950
27	4.045	0.000	5.950	30	6.467	0.000	5.950

2) 경계 조건

① 상시

joint	spring계수 (kN/m ²)		joint	spring계수 (kN/m ²)	
	z방향(수직)	x방향(수평)		z방향(수직)	x방향(수평)
1 , 9	10495		3 ~ 7	10885	
2 , 8	11740				

② 내진시

- 붕괴방지수준

joint	spring계수 (kN/m ²)		joint	spring계수 (kN/m ²)	
	x방향(수평)	z방향(수직)		x방향(수평)	z방향(수직)
1	31863	31584	17	26633	8878
2	8794	26380	18	26633	8878
3 ~ 7	8153	24459	19	26633	8878
8	8794	26380	20	25704	8568
9	31863	31584	21	25704	8568
10	26478	8826	22	29015	29238
11	40046	13349	23	8444	25332
12	26633	8878	24~28	8503	25507
13	26633	8878	29	8444	25332
14	26633	8878	30	29015	29238
15	26633	8878			
16	26633	8878			

3) 단면제원

Element	두께	폭	비 고
23 ~ 30	0.600	1.000	상부슬래브
1 ~ 8	0.700	1.000	하부슬래브
9 ~ 22	0.600	1.000	벽 체

4. 강역설정

(1) 강역설정기준(콘크리트구조설계기준 2012)

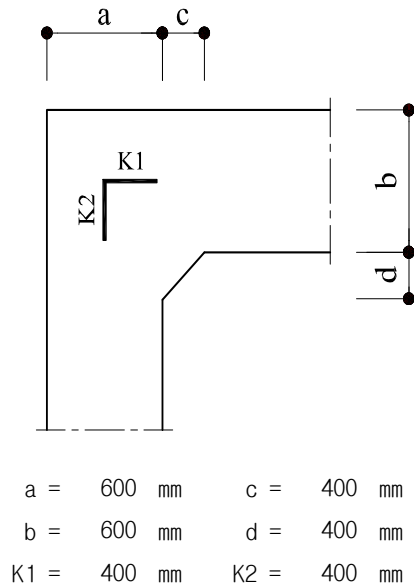
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 현치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

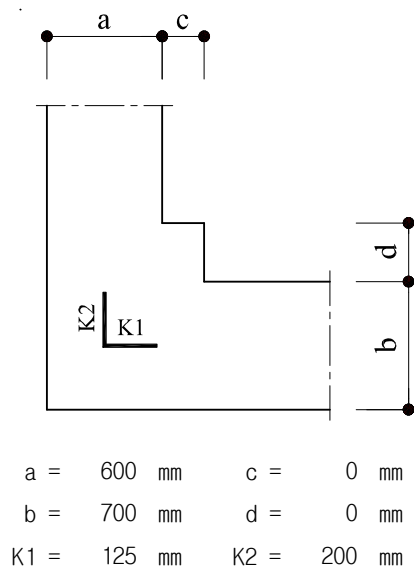
CASE 3 : 현치의 경사가 60° 이상의 경우는 현치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

(2) 강역설정

- 절점 22 , 30



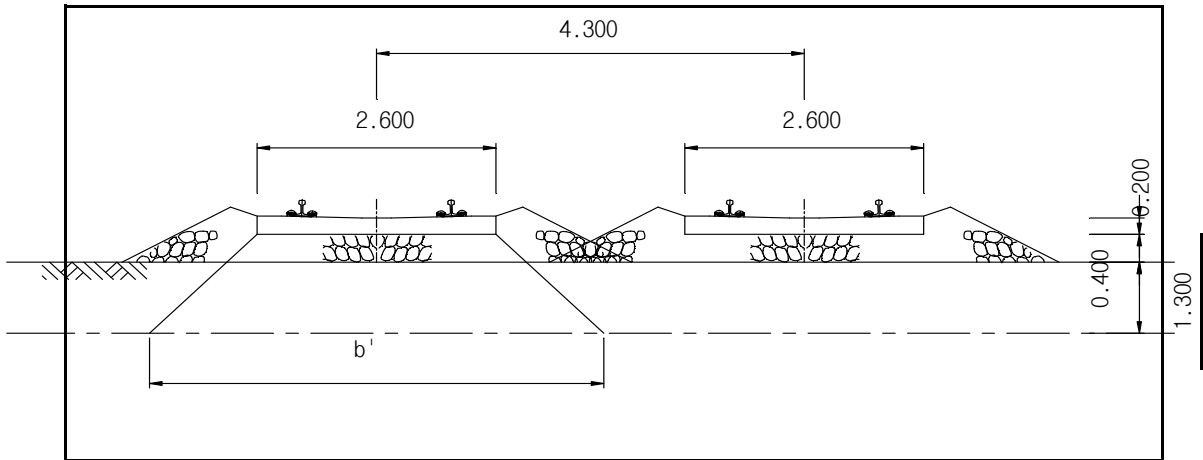
- 절점 1 , 9



5. 하중산정

5.1 상시

1) 고정하중(지하수 無)



① 하중 분포폭 산정 (b')

$$H_e \geq 0.5 \text{ m} : c + b + (d + H_e)$$

여기서, h : 시공기면에서의 토피고(m) : 1.300 m

c : 복선선로 중심간격(m) : 4.300 m

d : 침목하면의 도상두께(m) : 0.400 m

b : 침목길이(m) : 2.600 m

t : 침목두께(m) : 0.200 m

$$\therefore b' = 4.300 + 2.600 + (0.400 + 1.300) = 8.6 \text{ m}$$

② 구조물 자중 : 프로그램 상에서 Self Weight 기능을 이용하여 자동 고려

③ 궤도 중량

- 레일 : 레일당 1.5kN/m를 적용

$$q_1 = 4 \times 1.500 / 8.600 = 0.698 \text{ kN/m}^2$$

- 침목 : 고속철도용 5.0kN/m

$$q_2 = 5.000 \times 2 / 8.600 = 1.163 \text{ kN/m}^2$$

$$= 1.861 \text{ kN/m}^2$$

④ 도상 (q_2)

$$\text{자갈} = 0.600 \times 19.000 \times 1.3 \text{ (보선작업 고려 30\% 할증)} = 14.820 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{⑤ 복토하중 } (q_3) = 20.000 \times 1.300 = 26.000 \text{ kN/m}^2$$

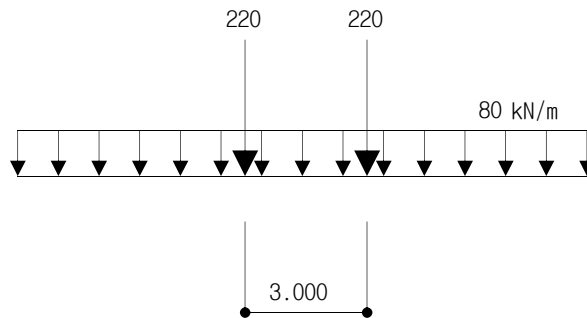
$$\therefore \text{상부구조 작용하중 } q_1 + q_2 + q_3 = 1.861 + 14.820 + 26.000 = 42.681 \text{ kN/m}^2$$

$\therefore$ 하부구조 작용하중 c (콘크리트포장)

$$0.000 \times 23.000 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

2) 활하중

KRL-2012 표준열차하중 적용



① 활하중 산정

$$W_{L1} = \frac{2P}{a \times b'} = \frac{2 \times 220}{3.000 \times 8.600} = 17.054 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{L2} = \frac{2w}{b'} = \frac{2 \times 80}{8.600} = 18.605 \text{ kN/m}^2$$

$$\therefore WL = 35.659 \text{ kN/m}^2$$

② 충격계수

1) 단선 (i_0) (철도설계기준 노반편(2011) p.5-7)

지 간 L (m)	0	5	10	20	30	40	50	70	100
충격계수 (i)	0.60	0.48	0.43	0.37	0.34	0.32	0.30	0.27	0.24

* 상기표에 없는 지간의 충격 계수는 보간법으로 구한다.

* 복선을 지지하는 부재의 충격은 두게도의 전 충격으로 한다.

지 간 L (m) = 6.467 m

따라서 $i_0 = 0.465$ (보간법에 의하여 산정된 충격계수)

2) 구조물 상면의 복토높이에 따른 충격 계수

$$H \geq 1.0 \text{ 일 경우 } i = i_0 \cdot \{(2.5 - H)/1.5\}$$

여기서, $H \leq 1.0 \text{ m}$ 에서는 $i = i_0$

$H \geq 2.5 \text{ m}$ 에서는 $i = 0$

따라서, 본 구조물의 $H = 1.900 \text{ m}$ 이 $i = 0.186$

$$W_L = 35.659 \times (1 + 0.186) = 42.291 \text{ kN/m}^2$$

③ 활하중에 의한 축압 (충격비고려)

$$W_{LH} = 35.659 \times 0.4 = 14.264 \text{ kN/m}^2$$

3) 토 압

- 지하수가 없는 경우 작용 토압

$$\begin{aligned}
 q_1 &= 0.426 \times (16.681 + 20.000 \times 1.600) = 20.738 \text{ kN/m}^2 \\
 q_2 &= 20.738 + 0.426 \times (20.000 \times 0.800) = 27.554 \text{ kN/m}^2 \\
 q_3 &= 27.554 + 0.426 \times (20.000 \times 0.860) = 34.881 \text{ kN/m}^2 \\
 q_4 &= 34.881 + 0.426 \times (20.000 \times 0.860) = 42.208 \text{ kN/m}^2 \\
 q_5 &= 42.208 + 0.426 \times (20.000 \times 0.860) = 49.535 \text{ kN/m}^2 \\
 q_6 &= 49.535 + 0.426 \times (20.000 \times 0.860) = 56.862 \text{ kN/m}^2 \\
 q_7 &= 56.862 + 0.426 \times (20.000 \times 0.860) = 64.189 \text{ kN/m}^2 \\
 q_8 &= 64.189 + 0.426 \times (20.000 \times 0.850) = 71.431 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

4) 온도하중

토피가 1.0m 이상일 경우에는 온도변화를 고려치 않으며, 토피가 1.0m 이하일 경우에는 다음식을 따른다.

$$t = a \times t_0 = 0.000 \times 15.0 = 0.000 \text{ } ^\circ\text{C}$$

t : 박스 구조물의 상부 슬래브에 작용하는 온도변화

a : 토피심도(m)에 따른 저감률 $a=1-h_0$ (h_0 : 토피심도)

t_0 : 지표면에서의 기본온도 변화

상부슬래브의 두께가 700mm 이상인 경우 $t_0 = \pm 10^\circ\text{C}$

상부슬래브의 두께가 700mm 미만인 경우 $t_0 = \pm 15^\circ\text{C}$

토피고 $H > 1.0\text{m}$ 이므로 온도변화는 고려하지 않는다.

5) 건조수축

$$\Delta T_x = \frac{\varepsilon}{\alpha} = \frac{-0.00015}{0.00001} = -15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

건조수축에 의한 온도하중은 시공중 발생하는 하중으로 단면이 모두 구속되었을 때 발생한다.

따라서, 고려되는 부분은 상부 슬래브타설시이므로 하중은 상부슬래브에만 재하시킨다.

6) 장대레일 하중

장대레일 종하중은 필요시에 고려하여야 하며, 1궤도당 10 kN/m로 하고 작용위치는 상부슬래브 축선으로 한다. (단, 토피가 1.0m 이상인 경우는 이를 무시한다.)

토피가 1.90 m 이므로 장대레일 하중을 무시한다.

$$H_r = 0.000 \times 4 / 8.600 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

7) 상시 지반반력 계수

$$\text{지지 지반 } N\text{치} = 15$$

$$E_o = 2800 \times N = 2800 \times 15 = 42000$$

$$K_v o = 1 / 0.3 \times \alpha \times E_o = 1 / 0.3 \times 1 \times 42000 = 140000$$

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{(6.467 \times 6.467)} = 6.467$$

$$K_v = K_v o (B_v / 0.3)^{-3/4} = 13994 \text{ kN/m}^2$$

$$13994 \times (0.600 / 2 + 0.900 / 2) = 10495 \text{ kN/m}^2 - \text{저판 단부 스프링}$$

$$13994 \times (0.900 / 2 + 0.778 / 2) = 11740 \text{ kN/m}^2 - \text{저판 전단검토위치}$$

$$13994 \times (0.778 / 2 + 0.778 / 2) = 10885 \text{ kN/m}^2 - \text{저판 중앙부 스프링}$$

5.2 지진시

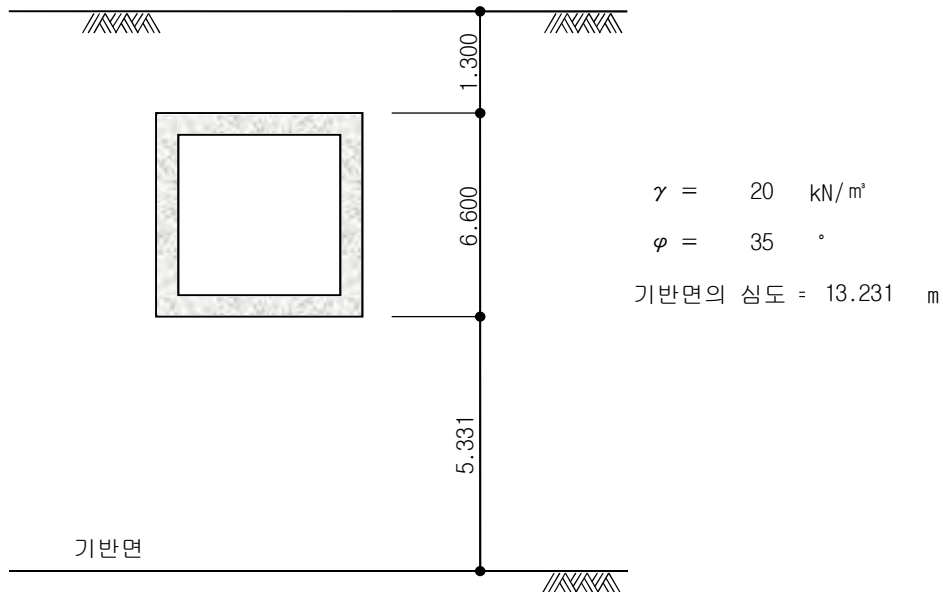
지진시 설계는 도시철도 내진설계기준 (국토해양부,2009)을 참고로하여 응답변위법으로 설계하였다.

5.2.1 붕괴방지수준

1) 개요

설계수준 : 붕괴방지수준 , 지진구역 : I , 지반종류 : Sd

2) 지반고유특성치 산정



Hi	N치	초기전단탄성파	기능수행수준	붕괴방지수준	TG' (4Hi/Vsi)	Ts (1.25T _{G'})	비 고
		Vo(m/sec)	V _{si} (m/sec)	V _{si} (m/sec)			
1.600	15	197.297	157.8	98.6	0.0649	0.0811	
0.800	15	197.297	157.8	98.6	0.0324	0.0405	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.860	15	197.297	157.8	98.6	0.0349	0.0436	
0.850	15	197.297	157.8	98.6	0.0345	0.0431	
5.681	50	294.723	235.8	147.4	0.1542	0.1928	

※ 전단파속도의 구체적인 실험치가 없는 경우 다음과 같이 구한다.

점성토의 경우 : $V_{si} = 100 N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 25$)

사질토의 경우 : $V_{si} = 80 N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 50$)

$T_G' = \sum (4 Hi / V_{si}) = 0.461 \text{ sec}$

$T_G = 1.25 T_G' = 0.576 \text{ sec}$

3) 진도결정

① 지진계수 $C_a = 0.16$

$C_v = 0.23$

지진계수 C_a, C_v 값 (지하공동구 내진설계지침, 건설교통부, 2004)

지반종류	지진계수 C_a		지진계수 C_v	
	지진구역 I	지진구역 II	지진구역 I	지진구역 II
Sa	0.09	0.05	0.09	0.05
Sb	0.11	0.07	0.11	0.07
Sc	0.13	0.08	0.18	0.11
Sd	0.16	0.11	0.23	0.16
Se	0.22	0.17	0.37	0.23

② 지진구역계수 (지진구역 I) $I = 0.11$

③ 위험도계수 (내진성능등급 1 등급)

- 기능수행수준 (재현주기 100 년) 위험도계수 $I = 0.57$

- **붕괴방지수준** (재현주기 1000 년) 위험도계수 $I = 1.40$

④ 수평지진계수(K_h)

- 기반면의 설계수평지진계수(K_h')

기능수행수준 $K_h' = 0.11 \times I = 0.063$

붕괴방지수준 $K_h' = 0.11 \times I = 0.154$

- 지표면의 설계수평지진계수(K_h)

기능수행수준 $K_h = C_a \times I = 0.091$

붕괴방지수준 $K_h = C_a \times I = 0.224$

⑤ 수직진도(K_v)

; 지중구조물에서는 지진의 수직운동에 의한 영향이 상대적으로 적으므로 수직진도 고려하지 않음.

4) 지반의 변위진폭 산정

① 응답스펙트럼 산정

$S_v(\text{기반면에서의 속도응답 스펙트럼}) = T_G / (2\pi) \cdot S_A$

$T_s = C_v / (2.5 \cdot C_a) = 0.575 \text{ sec}$

$T_0 = 0.2 \times T_s = 0.115 \text{ sec}$

- 기능수행수준의 응답스펙트럼 가속도 (재현기간 100년)

$$0 \leq T_G < T_0 : S_A = \left[C_a + \left(\frac{2.5C_a - C_a}{T_0} T_G \right) \right] \cdot g \cdot I \cdot C_D = 5.077$$

$$T_0 \leq T_G < T_s : S_A = 2.5 \cdot C_a \cdot g \cdot I \cdot C_D = 1.492$$

$$T_G \geq T_s : S_A = C_v / T_G \cdot g \cdot I \cdot C_D = 0.858 / T_G$$

$$\Rightarrow S_A = 1.491 \text{ m/sec}^2, \quad S_v = 0.137 \text{ m/sec}$$

- 붕괴방지수준의 응답스펙트럼(재현기간 1000년)

$$0 \leq T_G < T_0 \quad : \quad S_A = \left[C_a + \left(\frac{2.5C_a - C_a}{T_0} T_G \right) \right] \cdot g \cdot I \cdot C_D = 12.47$$

$$T_0 \leq T_G < T_S \quad : \quad S_A = 2.5 \cdot C_a \cdot g \cdot I \cdot C_D = 3.664$$

$$T_G \geq T_S \quad : \quad S_A = C_v / T_G \cdot g \cdot I \cdot C_D = 1.466 / T_G$$

$$\Rightarrow S_A = 2.547 \text{ m/sec}^2, \quad S_v = 0.233 \text{ m/sec}$$

② 감쇠율에 대한 보정계수

구 분	기능수행수준	붕괴방지수준
C_D	0.800	0.667

③ 지진시 깊이별 지반변위(m)

$$U(z) = a_g \cdot \cos(\pi \cdot z / 2H), \text{ 여기서 } a_g = 0.2 \cdot T \cdot S_v \cdot K_h$$

기반면의 깊이(H) = 13.231 m

깊이 (z)	지반변위(m)		상대변위(m)		비 고
	기능수행수준	붕괴방지수준	기능수행수준	붕괴방지수준	
0.000	0.0058	0.0142	-	-	지표면
1.600	0.0057	0.0139	0.0021	0.0051	구체상판
2.400	0.0055	0.0136	0.0019	0.0048	
3.260	0.0053	0.0131	0.0017	0.0043	
4.120	0.0051	0.0125	0.0015	0.0037	
4.980	0.0048	0.0118	0.0012	0.0029	
5.840	0.0044	0.0109	0.0008	0.0021	
6.700	0.0040	0.0099	0.0004	0.0011	
7.550	0.0036	0.0089	0.0000	0.0000	구체저판
13.231	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	기반면

5) 지반반력계수 산정

(가) 상부슬래브 지반반력 계수

① 연직 지반반력계수

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{(6.467 \times 6.467)} = 6.467$$

$$E_D = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$$

$$K_{vo} = \alpha \left[\frac{E_D}{0.3} \right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$K_v = 314586 \left[\frac{6.467}{0.3} \right]^{-0.75} = 31445 \text{ kN/m}^3$$

$$K_1 = 31445 \times 0.700 = 22012 \text{ kN/m}^2 \quad - - - \text{상판 단부 스프링}$$

$$K_2 = 31445 \times 0.806 = 25332 \text{ kN/m}^3 \quad - - - \text{상판 전단검토위치 스프링}$$

$$K_3 = 31445 \times 0.811 = 25507 \text{ kN/m}^2 \quad - - - \text{상판 중앙부 스프링}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{vs} = \lambda K_v = \frac{1}{3.0} \times 31445 = 10482 \text{ kN/m}^3$$

$$K_1 = 10482 \times 0.700 = 7337 \text{ kN/m}^2 \quad - - - \text{상판 단부 전단스프링}$$

$$K_2 = 10482 \times 0.806 = 8444 \text{ kN/m}^3 \quad - - - \text{상판 전단검토위치 전단스프링}$$

$$K_3 = 10482 \times 0.811 = 8503 \text{ kN/m}^2 \quad - - - \text{상판 중앙부 전단스프링}$$

(나) 하부슬래브 지반반력 계수

① 연직 지반반력계수

$$K_v = K_{vo} \left[\frac{B_v}{0.3} \right]^{-0.75}$$

$$E_D = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$$

$$K_{vo} = \alpha \left[\frac{E_D}{0.3} \right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$K_v = 314586 \left[\frac{6.467}{0.3} \right]^{-0.75} = 31445 \text{ kN/m}^3$$

$$K_1 = 31445 \times 0.750 = 23584 \text{ kN/m}^2 \quad - - - \text{저판 단부 스프링}$$

$$K_2 = 31445 \times 0.839 = 26380 \text{ kN/m}^3 \quad - - - \text{저판 전단검토위치 스프링}$$

$$K_3 = 31445 \times 0.778 = 24459 \text{ kN/m}^2 \quad - - - \text{저판 중앙부 스프링}$$

② 전단 지반반력계수

$$K_{vs} = \lambda K_v = \frac{1}{3.0} \times 31445 = 10482 \text{ kN/m}^3$$

$$K_1 = 10482 \times 0.750 = 7862 \text{ kN/m}^2 \quad - - - \text{저판 단부 전단스프링}$$

$$K_2 = 10482 \times 0.839 = 8794 \text{ kN/m}^3 \quad - - - \text{저판 전단검토위치 전단스프링}$$

$$K_3 = 10482 \times 0.778 = 8153 \text{ kN/m}^2 \quad - - - \text{저판 중앙부 전단스프링}$$

(다) 측벽 지반반력계수

① 수평 지반반력계수

$$K_h = K_{ho} \left[\frac{B_h}{0.3} \right]^{-0.75}$$

$$B_h = \sqrt{A_h} = \sqrt{(6.600 \times 6.600)} = 6.600$$

$$E_{D1} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$$

$$E_{D2} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$$

$$E_{D3} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$$

$$E_{D4} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$$

$$E_{D5} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$$

$$E_{D7} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$$

$$E_{D8} = 2 \times (V_D + 1) \times G_D = 47188$$

$$K_{ho1} = \alpha \left[\frac{E_{D1}}{0.3} \right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$K_{ho2} = \alpha \left[\frac{E_{D2}}{0.3} \right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$K_{ho3} = \alpha \left[\frac{E_{D3}}{0.3} \right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$K_{ho4} = \alpha \left[\frac{E_{D4}}{0.3} \right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$K_{ho5} = \alpha \left[\frac{E_{D5}}{0.3} \right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$K_{ho7} = \alpha \left[\frac{E_{D7}}{0.3} \right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$K_{ho8} = \alpha \left[\frac{E_{D6}}{0.3} \right] = 2 \times \frac{47188}{0.3} = 314586$$

$$K_{h1} = 314586 \left[\frac{6.600}{0.3} \right]^{-0.75} = 30969 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned}
Kh_2 &= 314586 \left[\frac{6.600}{0.3} \right] -0.75 = 30969 \quad \text{kN/m}^3 \\
Kh_3 &= 314586 \left[\frac{6.600}{0.3} \right] -0.75 = 30969 \quad \text{kN/m}^3 \\
Kh_4 &= 314586 \left[\frac{6.600}{0.3} \right] -0.75 = 30969 \quad \text{kN/m}^3 \\
Kh_5 &= 314586 \left[\frac{6.600}{0.3} \right] -0.75 = 30969 \quad \text{kN/m}^3 \\
Kh_7 &= 314586 \left[\frac{6.600}{0.3} \right] -0.75 = 30969 \quad \text{kN/m}^3 \\
Kh_6 &= 314586 \left[\frac{6.600}{0.3} \right] -0.75 = 30969 \quad \text{kN/m}^3
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Kh_1 &= 30969 \times 0.700 = 21678 \quad \text{kN/m}^2 & - - - & \text{측벽 상단부 스프링} \\
Kh_2 &= 30969 \times 0.830 = 25704 \quad \text{kN/m}^2 & - - - & \text{측벽 전단검토위치 스프링} \\
Kh_3 &= 30969 \times 0.860 = 26633 \quad \text{kN/m}^2 & - - - & \text{측벽 중앙부 스프링} \\
Kh_4 &= 30969 \times 0.860 = 26633 \quad \text{kN/m}^2 & - - - & \text{측벽 중앙부 스프링} \\
Kh_5 &= 30969 \times 0.860 = 26633 \quad \text{kN/m}^2 & - - - & \text{측벽 중앙부 스프링} \\
Kh_6 &= 30969 \times 0.860 = 26633 \quad \text{kN/m}^2 & - - - & \text{측벽 중앙부 스프링} \\
Kh_8 &= 30969 \times 0.855 = 26478 \quad \text{kN/m}^4 & - - - & \text{측벽 전단검토위치 스프링} \\
Kh_9 &= 30969 \times 0.775 = 24001 \quad \text{kN/m}^2 & - - - & \text{측벽 하단부 스프링}
\end{aligned}$$

② 전단 지반반력계수

$$\begin{aligned}
Khs_1 &= \lambda Kh_1 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad \text{kN/m}^3 \\
Khs_2 &= \lambda Kh_2 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad \text{kN/m}^3 \\
Khs_3 &= \lambda Kh_3 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad \text{kN/m}^3 \\
Khs_4 &= \lambda Kh_4 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad \text{kN/m}^3 \\
Khs_5 &= \lambda Kh_5 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad \text{kN/m}^3 \\
Khs_7 &= \lambda Kh_7 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad \text{kN/m}^3 \\
Khs_8 &= \lambda Kh_8 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad \text{kN/m}^3
\end{aligned}$$

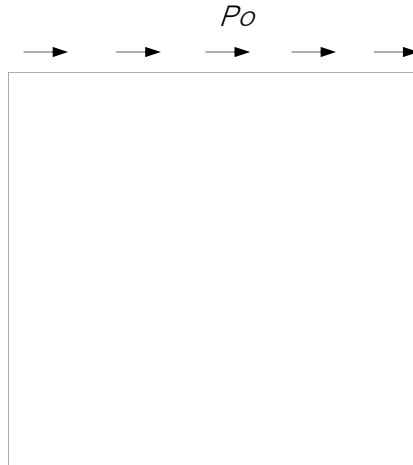
$Khs_1 =$	10323	$\times$	0.700	$=$	7226	kN/m^2	- - -	측벽 상단부 전단스프링
$Khs_2 =$	10323	$\times$	0.830	$=$	8568	kN/m^2	- - -	측벽 중앙부 전단스프링
$Khs_3 =$	10323	$\times$	0.860	$=$	8878	kN/m^2	- - -	측벽 중앙부 전단스프링
$Khs_4 =$	10323	$\times$	0.860	$=$	8878	kN/m^2	- - -	측벽 중앙부 전단스프링
$Khs_5 =$	10323	$\times$	0.860	$=$	8878	kN/m^2	- - -	측벽 중앙부 전단스프링
$Khs_6 =$	10323	$\times$	0.860	$=$	8878	kN/m^2	- - -	측벽 중앙부 전단스프링
$Khs_8 =$	10323	$\times$	0.855	$=$	8826	kN/m^4	- - -	측벽 중앙부 전단스프링
$Khs_7 =$	10323	$\times$	0.775	$=$	8000	kN/m^2	- - -	측벽 하단부 전단스프링

6) 지진시 작용하중의 산정

； 지진설계수준이 붕괴방지수준이므로 지진력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

① 상판 지진토압

$$P_o = K_{VS, TOP}(u(z_U) - u(z_B)) = 10482 \times 0.005071 = 53.154 \text{ kN/m}^2$$

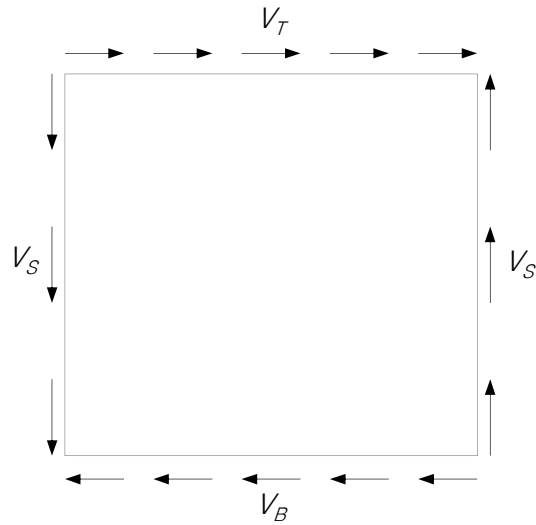


② 측벽지진토압



측벽지진토압	$z = 1.600$	$p(z_1) = K_H \cdot \{u(z_1) - u(z_B)\}$	$= 157.044 \text{ kN/m}^2$
	$z = 2.400$	$p(z_2) = K_H \cdot \{u(z_2) - u(z_B)\}$	$= 147.258 \text{ kN/m}^2$
	$z = 3.260$	$p(z_3) = K_H \cdot \{u(z_3) - u(z_B)\}$	$= 132.454 \text{ kN/m}^2$
	$z = 4.120$	$p(z_4) = K_H \cdot \{u(z_4) - u(z_B)\}$	$= 113.439 \text{ kN/m}^2$
	$z = 4.980$	$p(z_5) = K_H \cdot \{u(z_5) - u(z_B)\}$	$= 90.399 \text{ kN/m}^2$
	$z = 5.840$	$p(z_6) = K_H \cdot \{u(z_6) - u(z_B)\}$	$= 63.548 \text{ kN/m}^2$
	$z = 6.700$	$p(z_7) = K_H \cdot \{u(z_7) - u(z_B)\}$	$= 33.168 \text{ kN/m}^2$
	$z = 7.550$	$p(z_7) = K_H \cdot \{u(z_9) - u(z_B)\}$	$= 0.000 \text{ kN/m}^2$

③ 주면전단력



$$V_T = \frac{G_{D, TOP}}{(\pi H)} \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin(\pi z_U / 2H) = 12.104 \text{ kN/m}^2$$

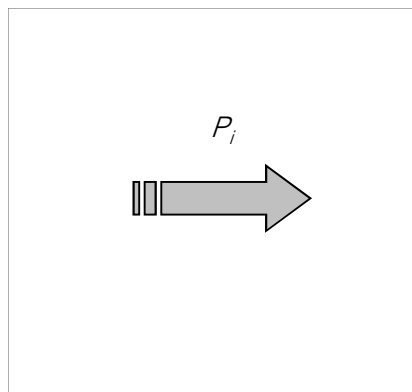
$$G_{D, TOP} = \frac{\gamma_t}{g} \times V_{SD}^2 = \frac{20.0}{9.81} \times 98.6^2 = 19840 \text{ kN/m}^3$$

$$V_B = \frac{G_{D, BOTTOM}}{(\pi H)} \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin(\pi z_B / 2H) = 51.688 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{D, BOTTOM} = \frac{\gamma_t}{g} \times V_{SD}^2 = \frac{20.0}{9.81} \times 98.6^2 = 19840 \text{ kN/m}^3$$

$$V_S = (V_T + V_B) / 2 = 31.896 \text{ kN/m}^2$$

④ 구체 관성력(부재의 단위폭/길이당 관성력)



$$P_i = W \cdot K_{hav} \quad \text{여기서, } K_{hav} = K_h' + (K_h - K_h') \cdot \frac{H_w}{H}$$

$$\text{구체상판의 설계수평지진계수}(K_{hu}) = 0.154 + (0.224 - 0.154) \times \frac{1.60}{13.231} = 0.162$$

$$\text{구체저판의 설계수평지진계수}(K_{hb}) = 0.154 + (0.224 - 0.154) \times \frac{7.55}{13.231} = 0.194$$

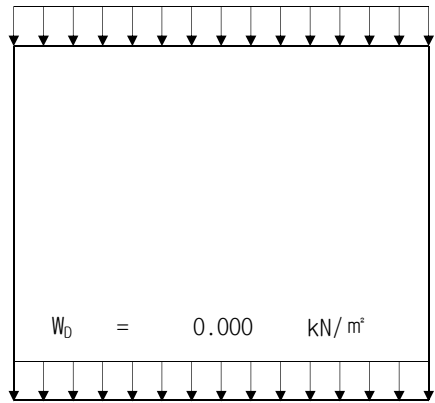
$$\text{측벽의 설계수평지진계수}(K_h) = \frac{K_{hu} + K_{hb}}{2} = \frac{0.162 + 0.194}{2} = 0.178$$

6. 하중재하도

(1) 상시

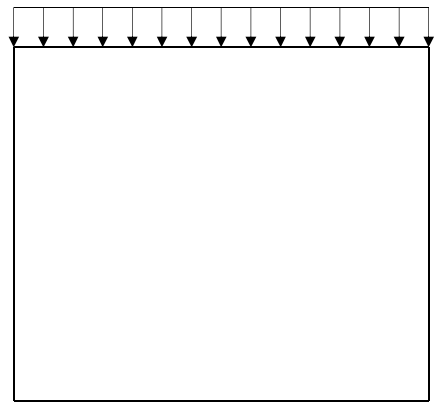
① 고정하중

$W_D = 42.681 \text{ kN/m}^2$



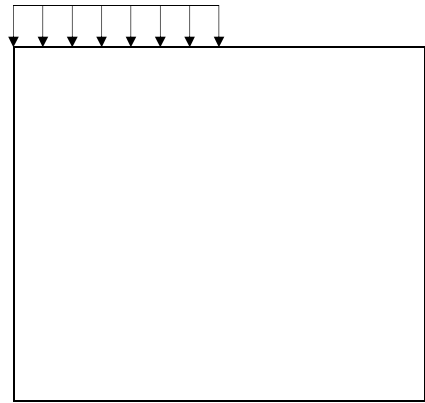
② 활하중 (만재하)

$W_L = 42.291 \text{ kN/m}^2$

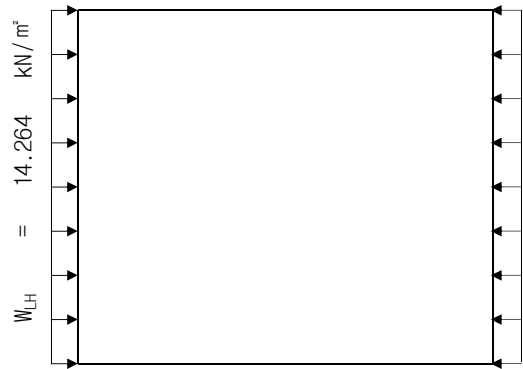


③ 활하중 (편재하)

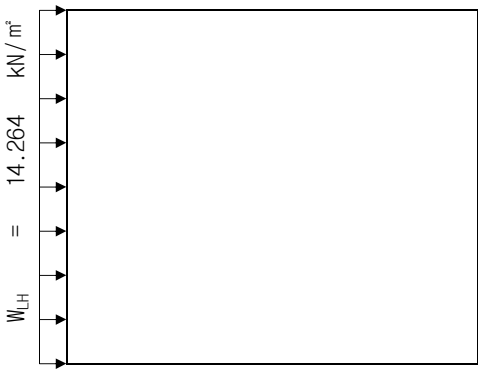
$W_L = 42.291 \text{ kN/m}^2$



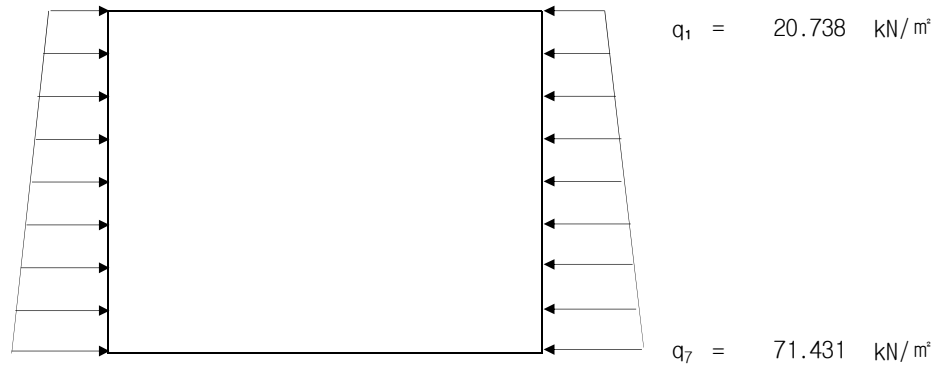
④ 활하중에 의한 수평토압 (만재하)



⑤ 활하중에 의한 수평토압 (편재하)



⑥ 수평토압(지하수 없는 경우)



⑦ 온도하중

$$\Delta T = 0^\circ$$

⑧ 건조수축

$$\Delta T = -15^\circ$$

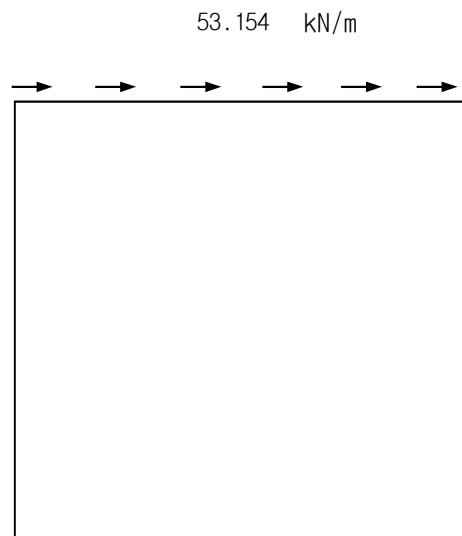


⑨ 장대레일 중하중

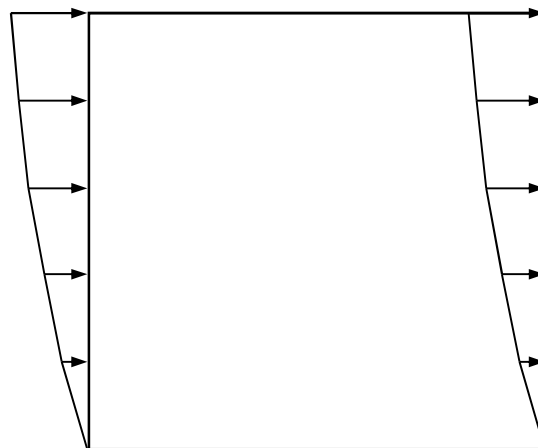
$$H_r = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

(2) 지진시

① 상판 지진토압



② 측면토압



$$P(z_1) = 157.044 \text{ kN/m}$$

$$z_1 = 1.600 \text{ m}$$

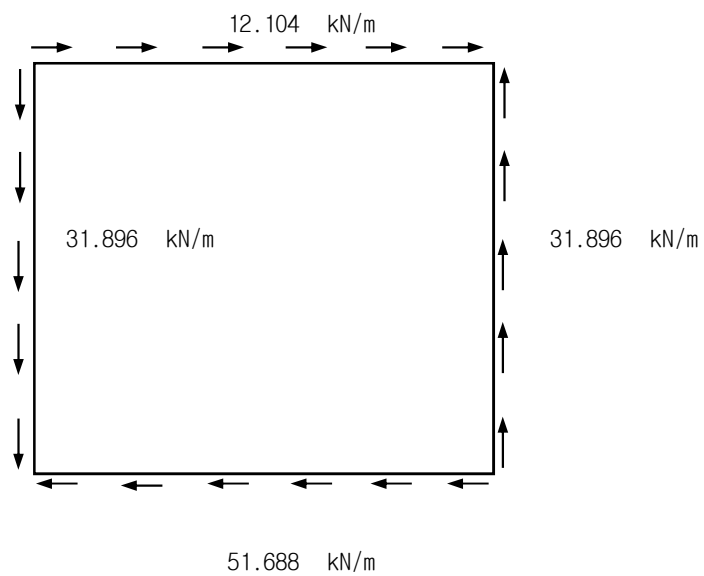
$$P(z_4) = 113.439 \text{ kN/m}$$

$$z_1 = 4.120 \text{ m}$$

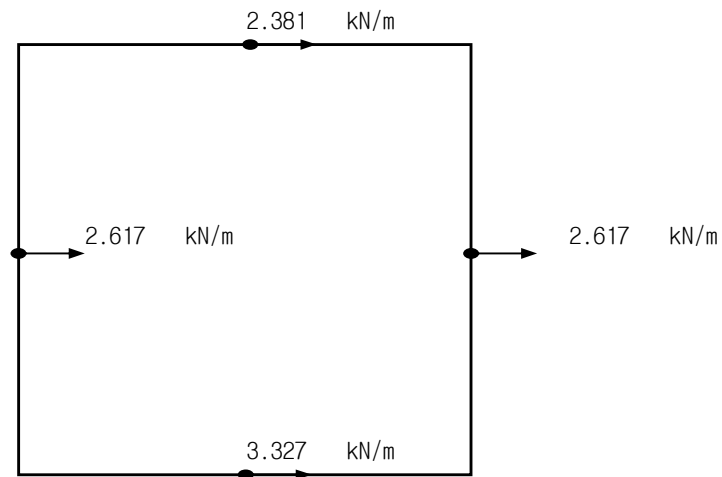
$$P(z_7) = 0.000 \text{ kN/m}$$

$$z_1 = 7.550 \text{ m}$$

③ 주면전단력

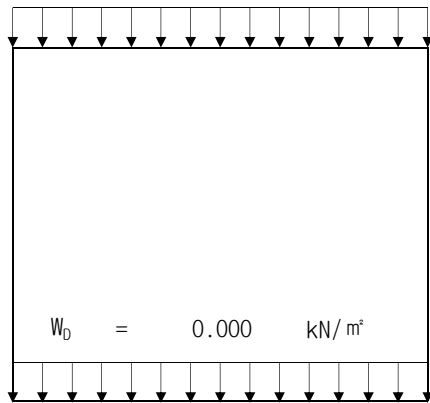


④ 구체 관성력



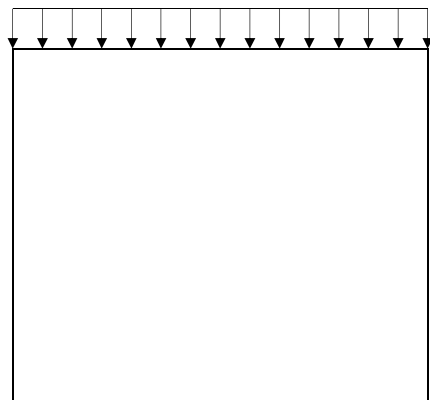
⑤ 고정하중

$$W_D = 42.681 \text{ kN/m}^2$$



⑥ 활하중 (만재하)

$$W_L = 42.291 \text{ kN/m}^2$$



7. 하중계수 및 하중조합

7.1 상시

1) 극한하중 검토시

구분	고정 하중	활하중		활하중 측압		수평토압	온도 하중		건조 수축	장대 레일	비고
				양측재하	편측재하	지하수無					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC4	LC5	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	
1	1.35	1.85		1.6		1.6					
2	1.35	1.85		0.6		0.6					
3	1.35		1.85		1.6	1.6					
4	1.35		1.85		0.6	0.6					
5	1.60	1.60		1.6		1.6					
6	1.60	1.60		0.6		0.6					
7	1.60		1.60		1.6	1.6					
8	1.60		1.60		0.6	0.6					
9	1.35	1.40		1.6		1.6	1.35			1.40	
10	1.35	1.40		0.6		0.6	1.35			1.40	
11	1.35	1.40		1.6		1.6		1.35	1.35	1.40	
12	1.35	1.40		0.6		0.6		1.35	1.35	1.40	
13	1.35		1.40		1.6	1.6	1.35			1.40	
14	1.35		1.40		0.6	0.6	1.35			1.40	
15	1.35		1.40		1.6	1.6		1.35	1.35	1.40	
16	1.35		1.40		0.6	0.6		1.35	1.35	1.40	

2) 사용하중 검토시

구분	고정 하중	활하중		활하중 측압		수평토압	온도 하중		건조 수축	장대 레일	비고
				양측재하	편측재하	지하수無					
		전경간	1/2	수평	수평	수평	온도상승	온도하강			
	LC1	LC2	LC3	LC6	LC7	LC8	LC9	LC10	LC11	LC12	
17	1.0	1.0		1.0		1.0					
18	1.0	1.0		0.5		0.5					
19	1.0		1.0		1.0	1.0					
20	1.0		1.0		0.5	0.5					
21	1.0	1.0		1.0		1.0	1.0			1.0	
22	1.0	1.0		0.5		0.5	1.0			1.0	
23	1.0	1.0		1.0		1.0		1.0	1.0	1.0	
24	1.0	1.0		0.5		0.5		1.0	1.0	1.0	
25	1.0		1.0		1.0	1.0	1.0			1.0	
26	1.0		1.0		0.5	0.5	1.0			1.0	
27	1.0		1.0		1.0	1.0		1.0	1.0	1.0	
28	1.0		1.0		0.5	0.5		1.0	1.0	1.0	
29	1.0					1.0					

7.2 지진시

[illegible]

8. INPUT DATA

8.1 상시

SYSTEM

DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=KN PAGE=SECTIONS

JOINT

```
1 X=0 Y=0 Z=0
2 X=0.9 Y=0 Z=0
3 X=1.678 Y=0 Z=0
4 X=2.456 Y=0 Z=0
5 X=3.234 Y=0 Z=0
6 X=4.011 Y=0 Z=0
7 X=4.789 Y=0 Z=0
8 X=5.567 Y=0 Z=0
9 X=6.467 Y=0 Z=0
10 X=0 Y=0 Z=0.85
11 X=6.467 Y=0 Z=0.85
12 X=0 Y=0 Z=1.71
13 X=6.467 Y=0 Z=1.71
14 X=0 Y=0 Z=2.57
15 X=6.467 Y=0 Z=2.57
16 X=0 Y=0 Z=3.43
17 X=6.467 Y=0 Z=3.43
18 X=0 Y=0 Z=4.29
19 X=6.467 Y=0 Z=4.29
20 X=0 Y=0 Z=5.15
21 X=6.467 Y=0 Z=5.15
22 X=0 Y=0 Z=5.95
23 X=0.8 Y=0 Z=5.95
24 X=1.611 Y=0 Z=5.95
25 X=2.422 Y=0 Z=5.95
26 X=3.234 Y=0 Z=5.95
27 X=4.045 Y=0 Z=5.95
28 X=4.856 Y=0 Z=5.95
29 X=5.667 Y=0 Z=5.95
30 X=6.467 Y=0 Z=5.95
```

PATTERN

NAME=DEFAULT

SPRING

```
ADD=1 U1=1E+10 U3=10495
ADD=2 U3=11740
ADD=3 U3=10885
ADD=4 U3=10885
ADD=5 U3=10885
ADD=6 U3=10885
ADD=7 U3=10885
ADD=8 U3=11740
ADD=9 U3=10495
```

MATERIAL

```
NAME=STEEL IDES=S M=7.8271 W=76.8196
T=0 E=2E+08 U=.3 A=.0000117 FY=248211.3
NAME=CONC IDES=C M=2.498 W=24.5
T=0 E=27537000 U=.18 A=.00001
```

FRAME SECTION

```
NAME=TOPSLAB MAT=CONC SH=R T=0.6,1
NAME=BOTSLAB MAT=CONC SH=R T=0.7,1
NAME=WALL MAT=CONC SH=R T=0.6,1
```

FRAME

```
1 J=1,2 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180 IOFF=0.125 RIGID=1
2 J=2,3 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180
3 J=3,4 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180
4 J=4,5 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180
5 J=5,6 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180
6 J=6,7 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180
7 J=7,8 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180
8 J=8,9 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180 JOFF=0.125 RIGID=1
9 J=1,10 SEC=WALL NSEG=2 ANG=180 IOFF=0.2 RIGID=1
10 J=9,11 SEC=WALL NSEG=2 ANG=0 IOFF=0.2 RIGID=1
11 J=10,12 SEC=WALL NSEG=2 ANG=180
12 J=11,13 SEC=WALL NSEG=2 ANG=0
13 J=12,14 SEC=WALL NSEG=2 ANG=180
14 J=13,15 SEC=WALL NSEG=2 ANG=0
```

15	J=14,16	SEC=WALL	NSEG=2	ANG=180	
16	J=15,17	SEC=WALL	NSEG=2	ANG=0	
17	J=16,18	SEC=WALL	NSEG=2	ANG=180	
18	J=17,19	SEC=WALL	NSEG=2	ANG=0	
19	J=18,20	SEC=WALL	NSEG=2	ANG=180	
20	J=19,21	SEC=WALL	NSEG=2	ANG=0	
21	J=20,22	SEC=WALL	NSEG=2	ANG=180	JOFF=0.4 RIGID=1
22	J=21,30	SEC=WALL	NSEG=2	ANG=0	JOFF=0.4 RIGID=1
23	J=22,23	SEC=TOPSLAB	NSEG=4	ANG=0	IOFF=0.4 RIGID=1
24	J=23,24	SEC=TOPSLAB	NSEG=4	ANG=0	
25	J=24,25	SEC=TOPSLAB	NSEG=4	ANG=0	
26	J=25,26	SEC=TOPSLAB	NSEG=4	ANG=0	
27	J=26,27	SEC=TOPSLAB	NSEG=4	ANG=0	
28	J=27,28	SEC=TOPSLAB	NSEG=4	ANG=0	
29	J=28,29	SEC=TOPSLAB	NSEG=4	ANG=0	
30	J=29,30	SEC=TOPSLAB	NSEG=4	ANG=0	JOFF=0.4 RIGID=1

LOAD

NAME=LC1 SW=1 CSYS=0

TYPE=DISTRIBUTED SPAN

ADD=23	RD=0,1	UZ=-42.681,-42.681
ADD=24	RD=0,1	UZ=-42.681,-42.681
ADD=25	RD=0,1	UZ=-42.681,-42.681
ADD=26	RD=0,1	UZ=-42.681,-42.681
ADD=27	RD=0,1	UZ=-42.681,-42.681
ADD=28	RD=0,1	UZ=-42.681,-42.681
ADD=29	RD=0,1	UZ=-42.681,-42.681
ADD=30	RD=0,1	UZ=-42.681,-42.681
ADD=1	RD=0,1	UZ=-0,-0
ADD=2	RD=0,1	UZ=-0,-0
ADD=3	RD=0,1	UZ=-0,-0
ADD=4	RD=0,1	UZ=-0,-0
ADD=5	RD=0,1	UZ=-0,-0
ADD=6	RD=0,1	UZ=-0,-0
ADD=7	RD=0,1	UZ=-0,-0
ADD=8	RD=0,1	UZ=-0,-0

NAME=LC2 CSYS=0

TYPE=DISTRIBUTED SPAN

ADD=23	RD=0,1	UZ=-42.291,-42.291
ADD=24	RD=0,1	UZ=-42.291,-42.291
ADD=25	RD=0,1	UZ=-42.291,-42.291
ADD=26	RD=0,1	UZ=-42.291,-42.291
ADD=27	RD=0,1	UZ=-42.291,-42.291
ADD=28	RD=0,1	UZ=-42.291,-42.291
ADD=29	RD=0,1	UZ=-42.291,-42.291
ADD=30	RD=0,1	UZ=-42.291,-42.291

NAME=LC3 CSYS=0

TYPE=DISTRIBUTED SPAN

ADD=23	RD=0,1	UZ=-42.291,-42.291
ADD=24	RD=0,1	UZ=-42.291,-42.291
ADD=25	RD=0,1	UZ=-42.291,-42.291
ADD=26	RD=0,1	UZ=-42.291,-42.291

NAME=LC4 CSYS=0

TYPE=DISTRIBUTED SPAN

ADD=21	RD=0,1	UX=14.264,14.264
ADD=19	RD=0,1	UX=14.264,14.264
ADD=17	RD=0,1	UX=14.264,14.264
ADD=15	RD=0,1	UX=14.264,14.264
ADD=13	RD=0,1	UX=14.264,14.264
ADD=11	RD=0,1	UX=14.264,14.264
ADD=9	RD=0,1	UX=14.264,14.264
ADD=22	RD=0,1	UX=-14.264,-14.264
ADD=20	RD=0,1	UX=-14.264,-14.264
ADD=18	RD=0,1	UX=-14.264,-14.264
ADD=16	RD=0,1	UX=-14.264,-14.264
ADD=14	RD=0,1	UX=-14.264,-14.264
ADD=12	RD=0,1	UX=-14.264,-14.264
ADD=10	RD=0,1	UX=-14.264,-14.264

NAME=LC5 CSYS=0

TYPE=DISTRIBUTED SPAN

ADD=21	RD=0,1	UX=14.264,14.264
ADD=19	RD=0,1	UX=14.264,14.264
ADD=17	RD=0,1	UX=14.264,14.264
ADD=15	RD=0,1	UX=14.264,14.264
ADD=13	RD=0,1	UX=14.264,14.264
ADD=11	RD=0,1	UX=14.264,14.264
ADD=9	RD=0,1	UX=14.264,14.264

NAME=LC6 CSYS=0

TYPE=DISTRIBUTED SPAN

ADD=21	RD=0,1	UX=27.554,20.738

ADD=19 RD=0,1 UX=34.881,27.554
 ADD=17 RD=0,1 UX=42.208,34.881
 ADD=15 RD=0,1 UX=49.535,42.208
 ADD=13 RD=0,1 UX=56.862,49.535
 ADD=11 RD=0,1 UX=64.189,56.862
 ADD=9 RD=0,1 UX=71.431,64.189
 ADD=22 RD=0,1 UX=-27.554,-20.738
 ADD=20 RD=0,1 UX=-34.881,-27.554
 ADD=18 RD=0,1 UX=-42.208,-34.881
 ADD=16 RD=0,1 UX=-49.535,-42.208
 ADD=14 RD=0,1 UX=-56.862,-49.535
 ADD=12 RD=0,1 UX=-64.189,-56.862
 ADD=10 RD=0,1 UX=-71.431,-64.189

NAME=LC7 CSYS=0
 TYPE=TEMPERATURE ELEM=FRAME

ADD=23 T=0
 ADD=24 T=0
 ADD=25 T=0
 ADD=26 T=0
 ADD=27 T=0
 ADD=28 T=0
 ADD=29 T=0
 ADD=30 T=0

NAME=LC8 CSYS=0
 TYPE=TEMPERATURE ELEM=FRAME

ADD=23 T=-0
 ADD=24 T=-0
 ADD=25 T=-0
 ADD=26 T=-0
 ADD=27 T=-0
 ADD=28 T=-0
 ADD=29 T=-0
 ADD=30 T=-0

NAME=LC9 CSYS=0
 TYPE=TEMPERATURE ELEM=FRAME

ADD=1 T=-15
 ADD=2 T=-15
 ADD=3 T=-15
 ADD=4 T=-15
 ADD=5 T=-15
 ADD=6 T=-15
 ADD=7 T=-15
 ADD=8 T=-15
 ADD=9 T=-15
 ADD=10 T=-15
 ADD=11 T=-15
 ADD=12 T=-15
 ADD=13 T=-15
 ADD=14 T=-15
 ADD=15 T=-15
 ADD=16 T=-15
 ADD=17 T=-15
 ADD=18 T=-15
 ADD=19 T=-15
 ADD=20 T=-15
 ADD=21 T=-15
 ADD=22 T=-15
 ADD=23 T=-15
 ADD=24 T=-15
 ADD=25 T=-15
 ADD=26 T=-15
 ADD=27 T=-15
 ADD=28 T=-15
 ADD=29 T=-15
 ADD=30 T=-15

NAME=LC10 CSYS=0
 TYPE=DISTRIBUTED SPAN

ADD=23 RD=0,1 UX=0,0
 ADD=24 RD=0,1 UX=0,0
 ADD=25 RD=0,1 UX=0,0
 ADD=26 RD=0,1 UX=0,0
 ADD=27 RD=0,1 UX=0,0
 ADD=28 RD=0,1 UX=0,0
 ADD=29 RD=0,1 UX=0,0
 ADD=30 RD=0,1 UX=0,0

COMBO

NAME=COMB1
 LOAD=LC1 SF=1.35
 LOAD=LC2 SF=1.85

LOAD=LC4	SF=1.6
LOAD=LC6	SF=1.6
NAME=COMB2	
LOAD=LC1	SF=1.35
LOAD=LC2	SF=1.85
LOAD=LC4	SF=.6
LOAD=LC6	SF=.6
NAME=COMB3	
LOAD=LC1	SF=1.35
LOAD=LC3	SF=1.85
LOAD=LC5	SF=1.6
LOAD=LC6	SF=1.6
NAME=COMB4	
LOAD=LC1	SF=1.35
LOAD=LC3	SF=1.85
LOAD=LC5	SF=.6
LOAD=LC6	SF=.6
NAME=COMB5	
LOAD=LC1	SF=1.6
LOAD=LC2	SF=1.6
LOAD=LC4	SF=1.6
LOAD=LC6	SF=1.6
NAME=COMB6	
LOAD=LC1	SF=1.6
LOAD=LC2	SF=1.6
LOAD=LC4	SF=.6
LOAD=LC6	SF=.6
NAME=COMB7	
LOAD=LC1	SF=1.6
LOAD=LC3	SF=1.6
LOAD=LC5	SF=1.6
LOAD=LC6	SF=1.6
NAME=COMB8	
LOAD=LC1	SF=1.6
LOAD=LC3	SF=1.6
LOAD=LC5	SF=.6
LOAD=LC6	SF=.6
NAME=COMB9	
LOAD=LC1	SF=1.35
LOAD=LC2	SF=1.4
LOAD=LC4	SF=1.6
LOAD=LC6	SF=1.6
LOAD=LC7	SF=1.35
LOAD=LC10	SF=1.4
NAME=COMB10	
LOAD=LC1	SF=1.35
LOAD=LC2	SF=1.4
LOAD=LC4	SF=.6
LOAD=LC6	SF=.6
LOAD=LC7	SF=1.35
LOAD=LC10	SF=1.4
NAME=COMB11	
LOAD=LC1	SF=1.35
LOAD=LC2	SF=1.4
LOAD=LC4	SF=1.6
LOAD=LC6	SF=1.6
LOAD=LC8	SF=1.35
LOAD=LC9	SF=1.35
LOAD=LC10	SF=1.4
NAME=COMB12	
LOAD=LC1	SF=1.35
LOAD=LC2	SF=1.4
LOAD=LC4	SF=.6
LOAD=LC6	SF=.6
LOAD=LC8	SF=1.35
LOAD=LC9	SF=1.35
LOAD=LC10	SF=1.4
NAME=COMB13	
LOAD=LC1	SF=1.35
LOAD=LC3	SF=1.4
LOAD=LC5	SF=1.6
LOAD=LC6	SF=1.6
LOAD=LC7	SF=1.35
LOAD=LC10	SF=1.4
NAME=COMB14	
LOAD=LC1	SF=1.35
LOAD=LC3	SF=1.4
LOAD=LC5	SF=.6
LOAD=LC6	SF=.6
LOAD=LC7	SF=1.35

LOAD=LC10 SF=1.4
 NAME=COMB15
 LOAD=LC1 SF=1.35
 LOAD=LC3 SF=1.4
 LOAD=LC5 SF=1.6
 LOAD=LC6 SF=1.6
 LOAD=LC8 SF=1.35
 LOAD=LC9 SF=1.35
 LOAD=LC10 SF=1.4
 NAME=COMB16
 LOAD=LC1 SF=1.35
 LOAD=LC3 SF=1.4
 LOAD=LC5 SF=.6
 LOAD=LC6 SF=.6
 LOAD=LC8 SF=1.35
 LOAD=LC9 SF=1.35
 LOAD=LC10 SF=1.4
 NAME=COMB17
 LOAD=LC1 SF=1
 LOAD=LC2 SF=1
 LOAD=LC4 SF=1
 LOAD=LC6 SF=1
 NAME=COMB18
 LOAD=LC1 SF=1
 LOAD=LC2 SF=1
 LOAD=LC4 SF=.5
 LOAD=LC6 SF=.5
 NAME=COMB19
 LOAD=LC1 SF=1
 LOAD=LC3 SF=1
 LOAD=LC5 SF=1
 LOAD=LC6 SF=1
 NAME=COMB20
 LOAD=LC1 SF=1
 LOAD=LC3 SF=1
 LOAD=LC5 SF=.5
 LOAD=LC6 SF=.5
 NAME=COMB21
 LOAD=LC1 SF=1
 LOAD=LC2 SF=1
 LOAD=LC4 SF=1
 LOAD=LC6 SF=1
 LOAD=LC7 SF=1
 LOAD=LC10 SF=1
 NAME=COMB22
 LOAD=LC1 SF=1
 LOAD=LC2 SF=1
 LOAD=LC4 SF=.5
 LOAD=LC6 SF=.5
 LOAD=LC7 SF=1
 LOAD=LC10 SF=1
 NAME=COMB23
 LOAD=LC1 SF=1
 LOAD=LC2 SF=1
 LOAD=LC4 SF=1
 LOAD=LC6 SF=1
 LOAD=LC8 SF=1
 LOAD=LC9 SF=1
 LOAD=LC10 SF=1
 NAME=COMB24
 LOAD=LC1 SF=1
 LOAD=LC2 SF=1
 LOAD=LC4 SF=.5
 LOAD=LC6 SF=.5
 LOAD=LC8 SF=1
 LOAD=LC9 SF=1
 LOAD=LC10 SF=1
 NAME=COMB25
 LOAD=LC1 SF=1
 LOAD=LC3 SF=1
 LOAD=LC5 SF=1
 LOAD=LC6 SF=1
 LOAD=LC7 SF=1
 LOAD=LC10 SF=1
 NAME=COMB26
 LOAD=LC1 SF=1
 LOAD=LC3 SF=1
 LOAD=LC5 SF=.5
 LOAD=LC6 SF=.5
 LOAD=LC7 SF=1

LOAD=LC10 SF=1
NAME=COMB27
LOAD=LC1 SF=1
LOAD=LC3 SF=1
LOAD=LC5 SF=1
LOAD=LC6 SF=1
LOAD=LC8 SF=1
LOAD=LC9 SF=1
LOAD=LC10 SF=1
NAME=COMB28
LOAD=LC1 SF=1
LOAD=LC3 SF=1
LOAD=LC5 SF=.5
LOAD=LC6 SF=.5
LOAD=LC8 SF=1
LOAD=LC9 SF=1
LOAD=LC10 SF=1
NAME=COMB29
LOAD=LC1 SF=1
LOAD=LC6 SF=1
NAME=USD TYPE=ENVE
COMB=COMB1 SF=1
COMB=COMB2 SF=1
COMB=COMB3 SF=1
COMB=COMB4 SF=1
COMB=COMB5 SF=1
COMB=COMB6 SF=1
COMB=COMB7 SF=1
COMB=COMB8 SF=1
COMB=COMB9 SF=1
COMB=COMB10 SF=1
COMB=COMB11 SF=1
COMB=COMB12 SF=1
COMB=COMB13 SF=1
COMB=COMB14 SF=1
COMB=COMB15 SF=1
COMB=COMB16 SF=1
NAME=WSD TYPE=ENVE
COMB=COMB17 SF=1
COMB=COMB18 SF=1
COMB=COMB19 SF=1
COMB=COMB20 SF=1
COMB=COMB21 SF=1
COMB=COMB22 SF=1
COMB=COMB23 SF=1
COMB=COMB24 SF=1
COMB=COMB25 SF=1
COMB=COMB26 SF=1
COMB=COMB27 SF=1
COMB=COMB28 SF=1
COMB=COMB29 SF=1

OUTPUT
; No Output Requested

END

8.2 지진시

SYSTEM

DOF=UX,UZ,RY LENGTH=m FORCE=kN PAGE=SECTIONS

JOINT

```
1 X=0 Y=0 Z=0
2 X=0.9 Y=0 Z=0
3 X=1.678 Y=0 Z=0
4 X=2.456 Y=0 Z=0
5 X=3.234 Y=0 Z=0
6 X=4.011 Y=0 Z=0
7 X=4.789 Y=0 Z=0
8 X=5.567 Y=0 Z=0
9 X=6.467 Y=0 Z=0
10 X=0 Y=0 Z=0.85
11 X=6.467 Y=0 Z=0.85
12 X=0 Y=0 Z=1.71
13 X=6.467 Y=0 Z=1.71
14 X=0 Y=0 Z=2.57
15 X=6.467 Y=0 Z=2.57
16 X=0 Y=0 Z=3.43
17 X=6.467 Y=0 Z=3.43
18 X=0 Y=0 Z=4.29
19 X=6.467 Y=0 Z=4.29
20 X=0 Y=0 Z=5.15
21 X=6.467 Y=0 Z=5.15
22 X=0 Y=0 Z=5.95
23 X=0.8 Y=0 Z=5.95
24 X=1.611 Y=0 Z=5.95
25 X=2.422 Y=0 Z=5.95
26 X=3.234 Y=0 Z=5.95
27 X=4.045 Y=0 Z=5.95
28 X=4.856 Y=0 Z=5.95
29 X=5.667 Y=0 Z=5.95
30 X=6.467 Y=0 Z=5.95
```

PATTERN

NAME=DEFAULT

SPRING

```
ADD=1 U1=7862 U3=23584
ADD=1 U1=24001 U3=8000
ADD=2 U1=8794 U3=26380
ADD=3 U1=8153 U3=24459
ADD=4 U1=8153 U3=24459
ADD=5 U1=8153 U3=24459
ADD=6 U1=8153 U3=24459
ADD=7 U1=8153 U3=24459
ADD=8 U1=8794 U3=26380
ADD=9 U1=7862 U3=23584
ADD=9 U1=24001 U3=8000
ADD=10 U1=26478 U3=8826
ADD=11 U1=26478 U3=8826
ADD=12 U1=26633 U3=8878
ADD=13 U1=26633 U3=8878
ADD=14 U1=26633 U3=8878
ADD=15 U1=26633 U3=8878
ADD=16 U1=26633 U3=8878
ADD=17 U1=26633 U3=8878
ADD=18 U1=26633 U3=8878
ADD=19 U1=26633 U3=8878
ADD=20 U1=25704 U3=8568
ADD=21 U1=25704 U3=8568
ADD=22 U1=21678 U3=7226
ADD=30 U1=21678 U3=7226
ADD=22 U1=7337 U3=22012
ADD=30 U1=7337 U3=22012
ADD=23 U1=8444 U3=25332
ADD=24 U1=8503 U3=25507
ADD=25 U1=8503 U3=25507
ADD=26 U1=8503 U3=25507
ADD=27 U1=8503 U3=25507
ADD=28 U1=8503 U3=25507
ADD=29 U1=8444 U3=25332
```

MATERIAL

NAME=STEEL IDES=S M=7.8271 W=76.8196

T=0 E=2E+08 U=.3 A=.0000117 FY=248211.3
NAME=CONC IDES=C M=2.498 W=24.5
T=0 E=27537000 U=.18 A=.00001

FRAME SECTION

NAME=TOPSLAB MAT=CONC SH=R T=0.6,1
NAME=BOTSLAB MAT=CONC SH=R T=0.7,1
NAME=WALL MAT=CONC SH=R T=0.6,1

FRAME

1 J=1,2 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180 IOFF=0.125 RIGID=1
2 J=2,3 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180
3 J=3,4 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180
4 J=4,5 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180
5 J=5,6 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180
6 J=6,7 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180
7 J=7,8 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180
8 J=8,9 SEC=BOTSLAB NSEG=4 ANG=180 JOFF=0.125 RIGID=1
9 J=1,10 SEC=WALL NSEG=2 ANG=180 IOFF=0.2 RIGID=1
10 J=9,11 SEC=WALL NSEG=2 ANG=0 IOFF=0.2 RIGID=1
11 J=10,12 SEC=WALL NSEG=2 ANG=180
12 J=11,13 SEC=WALL NSEG=2 ANG=0
13 J=12,14 SEC=WALL NSEG=2 ANG=180
14 J=13,15 SEC=WALL NSEG=2 ANG=0
15 J=14,16 SEC=WALL NSEG=2 ANG=180
16 J=15,17 SEC=WALL NSEG=2 ANG=0
17 J=16,18 SEC=WALL NSEG=2 ANG=180
18 J=17,19 SEC=WALL NSEG=2 ANG=0
19 J=18,20 SEC=WALL NSEG=2 ANG=180
20 J=19,21 SEC=WALL NSEG=2 ANG=0
21 J=20,22 SEC=WALL NSEG=2 ANG=180 JOFF=0.4 RIGID=1
22 J=21,30 SEC=WALL NSEG=2 ANG=0 JOFF=0.4 RIGID=1
23 J=22,23 SEC=TOPSLAB NSEG=4 ANG=0 IOFF=0.4 RIGID=1
24 J=23,24 SEC=TOPSLAB NSEG=4 ANG=0
25 J=24,25 SEC=TOPSLAB NSEG=4 ANG=0
26 J=25,26 SEC=TOPSLAB NSEG=4 ANG=0
27 J=26,27 SEC=TOPSLAB NSEG=4 ANG=0
28 J=27,28 SEC=TOPSLAB NSEG=4 ANG=0
29 J=28,29 SEC=TOPSLAB NSEG=4 ANG=0
30 J=29,30 SEC=TOPSLAB NSEG=4 ANG=0 JOFF=0.4 RIGID=1

LOAD

NAME=LC1 SW=1 CSYS=0

TYPE=DISTRIBUTED SPAN

ADD=23 RD=0,1 UZ=-42.681,-42.681
ADD=24 RD=0,1 UZ=-42.681,-42.681
ADD=25 RD=0,1 UZ=-42.681,-42.681
ADD=26 RD=0,1 UZ=-42.681,-42.681
ADD=27 RD=0,1 UZ=-42.681,-42.681
ADD=28 RD=0,1 UZ=-42.681,-42.681
ADD=29 RD=0,1 UZ=-42.681,-42.681
ADD=30 RD=0,1 UZ=-42.681,-42.681
ADD=1 RD=0,1 UZ=-0,-0
ADD=2 RD=0,1 UZ=-0,-0
ADD=3 RD=0,1 UZ=-0,-0
ADD=4 RD=0,1 UZ=-0,-0
ADD=5 RD=0,1 UZ=-0,-0
ADD=6 RD=0,1 UZ=-0,-0
ADD=7 RD=0,1 UZ=-0,-0
ADD=8 RD=0,1 UZ=-0,-0

NAME=LC2 CSYS=0

TYPE=DISTRIBUTED SPAN

ADD=23 RD=0,1 UZ=-42.291,-42.291
ADD=24 RD=0,1 UZ=-42.291,-42.291
ADD=25 RD=0,1 UZ=-42.291,-42.291
ADD=26 RD=0,1 UZ=-42.291,-42.291
ADD=27 RD=0,1 UZ=-42.291,-42.291
ADD=28 RD=0,1 UZ=-42.291,-42.291
ADD=29 RD=0,1 UZ=-42.291,-42.291
ADD=30 RD=0,1 UZ=-42.291,-42.291

NAME=TOPSOIL CSYS=0

TYPE=DISTRIBUTED SPAN

ADD=23 RD=0,1 UX=53.154,53.154
ADD=24 RD=0,1 UX=53.154,53.154
ADD=25 RD=0,1 UX=53.154,53.154
ADD=26 RD=0,1 UX=53.154,53.154
ADD=27 RD=0,1 UX=53.154,53.154
ADD=28 RD=0,1 UX=53.154,53.154
ADD=29 RD=0,1 UX=53.154,53.154
ADD=30 RD=0,1 UX=53.154,53.154

NAME=WALLSOIL CSYS=0

TYPE=DISTRIBUTED SPAN

ADD=21 RD=0,1 UX=147.258,157.044
ADD=19 RD=0,1 UX=132.454,147.258
ADD=17 RD=0,1 UX=113.439,132.454
ADD=15 RD=0,1 UX=90.399,113.439
ADD=13 RD=0,1 UX=63.548,90.399
ADD=11 RD=0,1 UX=33.168,63.548
ADD=9 RD=0,1 UX=0,33.168
ADD=22 RD=0,1 UX=147.258,157.044
ADD=20 RD=0,1 UX=132.454,147.258
ADD=18 RD=0,1 UX=113.439,132.454
ADD=16 RD=0,1 UX=90.399,113.439
ADD=14 RD=0,1 UX=63.548,90.399
ADD=12 RD=0,1 UX=33.168,63.548
ADD=10 RD=0,1 UX=0,33.168

NAME=SHEAR CSYS=0

TYPE=DISTRIBUTED SPAN

ADD=23 RD=0,1 UX=12.104,12.104
ADD=24 RD=0,1 UX=12.104,12.104
ADD=25 RD=0,1 UX=12.104,12.104
ADD=26 RD=0,1 UX=12.104,12.104
ADD=27 RD=0,1 UX=12.104,12.104
ADD=28 RD=0,1 UX=12.104,12.104
ADD=29 RD=0,1 UX=12.104,12.104
ADD=30 RD=0,1 UX=12.104,12.104
ADD=1 RD=0,1 UX=-51.688,-51.688
ADD=2 RD=0,1 UX=-51.688,-51.688
ADD=3 RD=0,1 UX=-51.688,-51.688
ADD=4 RD=0,1 UX=-51.688,-51.688
ADD=5 RD=0,1 UX=-51.688,-51.688
ADD=6 RD=0,1 UX=-51.688,-51.688
ADD=7 RD=0,1 UX=-51.688,-51.688
ADD=8 RD=0,1 UX=-51.688,-51.688
ADD=21 RD=0,1 UZ=-31.896,-31.896
ADD=19 RD=0,1 UZ=-31.896,-31.896
ADD=17 RD=0,1 UZ=-31.896,-31.896
ADD=15 RD=0,1 UZ=-31.896,-31.896
ADD=13 RD=0,1 UZ=-31.896,-31.896
ADD=11 RD=0,1 UZ=-31.896,-31.896
ADD=9 RD=0,1 UZ=-31.896,-31.896
ADD=22 RD=0,1 UZ=31.896,31.896
ADD=20 RD=0,1 UZ=31.896,31.896
ADD=18 RD=0,1 UZ=31.896,31.896
ADD=16 RD=0,1 UZ=31.896,31.896
ADD=14 RD=0,1 UZ=31.896,31.896
ADD=12 RD=0,1 UZ=31.896,31.896
ADD=10 RD=0,1 UZ=31.896,31.896

NAME=INERTIAF CSYS=0

TYPE=DISTRIBUTED SPAN

ADD=1 RD=0,1 UX=3.327,3.327
ADD=2 RD=0,1 UX=3.327,3.327
ADD=3 RD=0,1 UX=3.327,3.327
ADD=4 RD=0,1 UX=3.327,3.327
ADD=5 RD=0,1 UX=3.327,3.327
ADD=6 RD=0,1 UX=3.327,3.327
ADD=7 RD=0,1 UX=3.327,3.327
ADD=8 RD=0,1 UX=3.327,3.327
ADD=9 RD=0,1 UX=2.617,2.617
ADD=10 RD=0,1 UX=2.617,2.617
ADD=11 RD=0,1 UX=2.617,2.617
ADD=12 RD=0,1 UX=2.617,2.617
ADD=13 RD=0,1 UX=2.617,2.617
ADD=14 RD=0,1 UX=2.617,2.617
ADD=15 RD=0,1 UX=2.617,2.617
ADD=16 RD=0,1 UX=2.617,2.617
ADD=17 RD=0,1 UX=2.617,2.617
ADD=18 RD=0,1 UX=2.617,2.617
ADD=19 RD=0,1 UX=2.617,2.617
ADD=20 RD=0,1 UX=2.617,2.617
ADD=21 RD=0,1 UX=2.617,2.617
ADD=22 RD=0,1 UX=2.617,2.617
ADD=23 RD=0,1 UX=2.381,2.381
ADD=24 RD=0,1 UX=2.381,2.381
ADD=25 RD=0,1 UX=2.381,2.381
ADD=26 RD=0,1 UX=2.381,2.381
ADD=27 RD=0,1 UX=2.381,2.381
ADD=28 RD=0,1 UX=2.381,2.381
ADD=29 RD=0,1 UX=2.381,2.381
ADD=30 RD=0,1 UX=2.381,2.381

COMBO

NAME=COMB1

LOAD=LC1 SF=1

LOAD=LC2 SF=0.5

LOAD=TOPSOIL SF=1

LOAD=WALLSOIL SF=1

LOAD=SHEAR SF=1

LOAD=INERTIAF SF=1

OUTPUT

; No Output Requested

END

9. OUTPUT DATA

9.1 상시

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	USD(max)	I[1]	-75.992	-387.369	0.000	0.000	0.000	130.933
1	USD(max)	1/4	-75.992	-382.883	0.000	0.000	0.000	207.723
1	USD(max)	2/4	-75.992	-378.397	0.000	0.000	0.000	283.645
1	USD(max)	3/4	-75.992	-373.912	0.000	0.000	0.000	369.309
1	USD(max)	J[2]	-75.992	-369.426	0.000	0.000	0.000	455.793
1	USD(min)	I[1]	-321.702	-509.114	0.000	0.000	0.000	-135.918
1	USD(min)	1/4	-321.702	-503.797	0.000	0.000	0.000	-38.728
1	USD(min)	2/4	-321.702	-498.481	0.000	0.000	0.000	55.161
1	USD(min)	3/4	-321.702	-493.164	0.000	0.000	0.000	140.877
1	USD(min)	J[2]	-321.702	-487.848	0.000	0.000	0.000	221.361
2	USD(max)	I[2]	-75.992	-262.674	0.000	0.000	0.000	-88.599
2	USD(max)	1/4	-75.992	-258.171	0.000	0.000	0.000	-32.402
2	USD(max)	2/4	-75.992	-253.668	0.000	0.000	0.000	22.919
2	USD(max)	3/4	-75.992	-249.165	0.000	0.000	0.000	77.364
2	USD(max)	J[3]	-75.992	-244.662	0.000	0.000	0.000	130.933
2	USD(min)	I[2]	-321.702	-348.829	0.000	0.000	0.000	-394.424
2	USD(min)	1/4	-321.702	-343.492	0.000	0.000	0.000	-328.240
2	USD(min)	2/4	-321.702	-338.154	0.000	0.000	0.000	-263.095
2	USD(min)	3/4	-321.702	-332.817	0.000	0.000	0.000	-198.987
2	USD(min)	J[3]	-321.702	-327.480	0.000	0.000	0.000	-135.918
3	USD(max)	I[3]	-75.992	-158.559	0.000	0.000	0.000	-233.715
3	USD(max)	1/4	-75.992	-154.056	0.000	0.000	0.000	-196.122
3	USD(max)	2/4	-75.992	-149.553	0.000	0.000	0.000	-159.405
3	USD(max)	3/4	-75.992	-145.049	0.000	0.000	0.000	-123.564
3	USD(max)	J[4]	-75.992	-140.546	0.000	0.000	0.000	-88.599
3	USD(min)	I[3]	-321.702	-219.944	0.000	0.000	0.000	-545.835
3	USD(min)	1/4	-321.702	-214.607	0.000	0.000	0.000	-506.425
3	USD(min)	2/4	-321.702	-209.270	0.000	0.000	0.000	-468.053
3	USD(min)	3/4	-321.702	-203.933	0.000	0.000	0.000	-430.719
3	USD(min)	J[4]	-321.702	-198.596	0.000	0.000	0.000	-394.424
4	USD(max)	I[4]	-75.992	-60.850	0.000	0.000	0.000	-305.868
4	USD(max)	1/4	-75.992	-56.347	0.000	0.000	0.000	-286.516
4	USD(max)	2/4	-75.992	-51.844	0.000	0.000	0.000	-268.040
4	USD(max)	3/4	-75.992	-47.340	0.000	0.000	0.000	-250.439
4	USD(max)	J[5]	-75.992	-42.837	0.000	0.000	0.000	-233.715
4	USD(min)	I[4]	-321.702	-109.201	0.000	0.000	0.000	-595.657
4	USD(min)	1/4	-321.702	-103.864	0.000	0.000	0.000	-581.645
4	USD(min)	2/4	-321.702	-98.527	0.000	0.000	0.000	-568.670
4	USD(min)	3/4	-321.702	-93.190	0.000	0.000	0.000	-556.734
4	USD(min)	J[5]	-321.702	-87.853	0.000	0.000	0.000	-545.835
5	USD(max)	I[5]	-75.992	55.045	0.000	0.000	0.000	-304.979
5	USD(max)	1/4	-75.992	60.375	0.000	0.000	0.000	-303.891
5	USD(max)	2/4	-75.992	65.705	0.000	0.000	0.000	-303.676
5	USD(max)	3/4	-75.992	71.035	0.000	0.000	0.000	-304.335
5	USD(max)	J[6]	-75.992	76.366	0.000	0.000	0.000	-305.868
5	USD(min)	I[5]	-321.702	-7.851	0.000	0.000	0.000	-545.885
5	USD(min)	1/4	-321.702	-3.354	0.000	0.000	0.000	-556.775
5	USD(min)	2/4	-321.702	1.144	0.000	0.000	0.000	-568.700
5	USD(min)	3/4	-321.702	5.641	0.000	0.000	0.000	-581.661
5	USD(min)	J[6]	-321.702	10.139	0.000	0.000	0.000	-595.657
6	USD(max)	I[6]	-75.992	188.446	0.000	0.000	0.000	-210.283
6	USD(max)	1/4	-75.992	193.783	0.000	0.000	0.000	-242.256
6	USD(max)	2/4	-75.992	199.121	0.000	0.000	0.000	-265.229
6	USD(max)	3/4	-75.992	204.458	0.000	0.000	0.000	-284.666
6	USD(max)	J[7]	-75.992	209.795	0.000	0.000	0.000	-304.979

6 USD(min)	I[6]	-321.702	88.676	0.000	0.000	0.000	-394.450
6 USD(min)	1/4	-321.702	93.179	0.000	0.000	0.000	-430.752
6 USD(min)	2/4	-321.702	97.682	0.000	0.000	0.000	-468.091
6 USD(min)	3/4	-321.702	102.186	0.000	0.000	0.000	-506.469
6 USD(min)	J[7]	-321.702	106.689	0.000	0.000	0.000	-545.885
7 USD(max)	I[7]	-75.992	327.504	0.000	0.000	0.000	15.545
7 USD(max)	1/4	-75.992	332.841	0.000	0.000	0.000	-39.598
7 USD(max)	2/4	-75.992	338.178	0.000	0.000	0.000	-95.617
7 USD(max)	3/4	-75.992	343.515	0.000	0.000	0.000	-152.512
7 USD(max)	J[8]	-75.992	348.852	0.000	0.000	0.000	-210.283
7 USD(min)	I[7]	-321.702	190.416	0.000	0.000	0.000	-135.927
7 USD(min)	1/4	-321.702	194.919	0.000	0.000	0.000	-199.001
7 USD(min)	2/4	-321.702	199.423	0.000	0.000	0.000	-263.112
7 USD(min)	3/4	-321.702	203.926	0.000	0.000	0.000	-328.262
7 USD(min)	J[8]	-321.702	208.429	0.000	0.000	0.000	-394.450
8 USD(max)	I[8]	-75.992	487.861	0.000	0.000	0.000	371.745
8 USD(max)	1/4	-75.992	493.177	0.000	0.000	0.000	276.707
8 USD(max)	2/4	-75.992	498.494	0.000	0.000	0.000	182.732
8 USD(max)	3/4	-75.992	503.810	0.000	0.000	0.000	99.573
8 USD(max)	J[9]	-75.992	509.127	0.000	0.000	0.000	15.545
8 USD(min)	I[8]	-321.702	309.329	0.000	0.000	0.000	140.263
8 USD(min)	1/4	-321.702	313.814	0.000	0.000	0.000	79.384
8 USD(min)	2/4	-321.702	318.300	0.000	0.000	0.000	17.089
8 USD(min)	3/4	-321.702	322.786	0.000	0.000	0.000	-56.638
8 USD(min)	J[9]	-321.702	327.272	0.000	0.000	0.000	-135.927
9 USD(max)	I[1]	-491.277	-96.236	0.000	0.000	0.000	-251.774
9 USD(max)	1/4	-487.060	-88.115	0.000	0.000	0.000	-236.157
9 USD(max)	2/4	-482.843	-80.128	0.000	0.000	0.000	-221.849
9 USD(max)	3/4	-478.626	-72.276	0.000	0.000	0.000	-208.828
9 USD(max)	J[10]	-474.409	-64.560	0.000	0.000	0.000	-173.198
9 USD(min)	I[1]	-655.607	-333.746	0.000	0.000	0.000	-441.918
9 USD(min)	1/4	-650.609	-312.089	0.000	0.000	0.000	-389.717
9 USD(min)	2/4	-645.611	-290.791	0.000	0.000	0.000	-341.006
9 USD(min)	3/4	-640.613	-269.853	0.000	0.000	0.000	-295.727
9 USD(min)	J[10]	-635.615	-249.275	0.000	0.000	0.000	-253.821
10 USD(max)	I[9]	-405.947	210.081	0.000	0.000	0.000	-59.891
10 USD(max)	1/4	-410.164	230.659	0.000	0.000	0.000	-82.850
10 USD(max)	2/4	-414.381	251.596	0.000	0.000	0.000	-108.579
10 USD(max)	3/4	-418.598	272.894	0.000	0.000	0.000	-137.138
10 USD(max)	J[11]	-422.815	294.552	0.000	0.000	0.000	-164.336
10 USD(min)	I[9]	-635.615	41.409	0.000	0.000	0.000	-233.225
10 USD(min)	1/4	-640.613	47.734	0.000	0.000	0.000	-244.746
10 USD(min)	2/4	-645.611	54.195	0.000	0.000	0.000	-283.514
10 USD(min)	3/4	-650.609	60.791	0.000	0.000	0.000	-325.713
10 USD(min)	J[11]	-655.607	67.522	0.000	0.000	0.000	-371.403
11 USD(max)	I[10]	-474.409	-64.560	0.000	0.000	0.000	-173.198
11 USD(max)	1/4	-470.142	-54.557	0.000	0.000	0.000	-130.909
11 USD(max)	2/4	-465.876	-44.791	0.000	0.000	0.000	-94.288
11 USD(max)	3/4	-461.609	-35.262	0.000	0.000	0.000	-63.197
11 USD(max)	J[12]	-457.342	-25.968	0.000	0.000	0.000	-37.503
11 USD(min)	I[10]	-635.615	-249.275	0.000	0.000	0.000	-253.821
11 USD(min)	1/4	-630.558	-222.603	0.000	0.000	0.000	-220.117
11 USD(min)	2/4	-625.501	-196.560	0.000	0.000	0.000	-209.138
11 USD(min)	3/4	-620.444	-171.147	0.000	0.000	0.000	-200.232
11 USD(min)	J[12]	-615.387	-146.365	0.000	0.000	0.000	-193.350
12 USD(max)	I[11]	-388.880	107.171	0.000	0.000	0.000	17.853
12 USD(max)	1/4	-393.147	131.953	0.000	0.000	0.000	5.064
12 USD(max)	2/4	-397.413	157.365	0.000	0.000	0.000	-12.066
12 USD(max)	3/4	-401.680	183.408	0.000	0.000	0.000	-33.673
12 USD(max)	J[13]	-405.947	210.081	0.000	0.000	0.000	-59.891
12 USD(min)	I[11]	-615.388	10.177	0.000	0.000	0.000	-193.353

12	USD(min)	1/4	-620.445	17.631	0.000	0.000	0.000	-200.235
12	USD(min)	2/4	-625.502	25.320	0.000	0.000	0.000	-209.140
12	USD(min)	3/4	-630.559	33.246	0.000	0.000	0.000	-220.120
12	USD(min)	J[13]	-635.615	41.409	0.000	0.000	0.000	-233.225
13	USD(max)	I[12]	-457.342	-25.968	0.000	0.000	0.000	-37.503
13	USD(max)	1/4	-453.076	-16.911	0.000	0.000	0.000	-17.069
13	USD(max)	2/4	-448.809	-8.090	0.000	0.000	0.000	0.345
13	USD(max)	3/4	-444.542	0.494	0.000	0.000	0.000	19.091
13	USD(max)	J[14]	-440.276	8.842	0.000	0.000	0.000	32.984
13	USD(min)	I[12]	-615.387	-146.365	0.000	0.000	0.000	-193.350
13	USD(min)	1/4	-610.331	-122.213	0.000	0.000	0.000	-188.441
13	USD(min)	2/4	-605.274	-98.691	0.000	0.000	0.000	-185.454
13	USD(min)	3/4	-600.217	-75.798	0.000	0.000	0.000	-184.338
13	USD(min)	J[14]	-595.160	-53.537	0.000	0.000	0.000	-185.042
14	USD(max)	I[13]	-371.813	14.342	0.000	0.000	0.000	28.308
14	USD(max)	1/4	-376.080	36.604	0.000	0.000	0.000	31.528
14	USD(max)	2/4	-380.347	59.496	0.000	0.000	0.000	30.949
14	USD(max)	3/4	-384.613	83.018	0.000	0.000	0.000	26.436
14	USD(max)	J[15]	-388.880	107.171	0.000	0.000	0.000	17.853
14	USD(min)	I[13]	-595.161	-25.574	0.000	0.000	0.000	-185.045
14	USD(min)	1/4	-600.218	-10.765	0.000	0.000	0.000	-184.340
14	USD(min)	2/4	-605.275	-4.020	0.000	0.000	0.000	-185.457
14	USD(min)	3/4	-610.331	2.960	0.000	0.000	0.000	-188.444
14	USD(min)	J[15]	-615.388	10.177	0.000	0.000	0.000	-193.353
15	USD(max)	I[14]	-440.276	8.842	0.000	0.000	0.000	32.984
15	USD(max)	1/4	-436.009	16.954	0.000	0.000	0.000	42.157
15	USD(max)	2/4	-431.742	32.232	0.000	0.000	0.000	46.748
15	USD(max)	3/4	-427.476	52.603	0.000	0.000	0.000	46.891
15	USD(max)	J[16]	-423.209	72.345	0.000	0.000	0.000	42.722
15	USD(min)	I[14]	-595.160	-53.537	0.000	0.000	0.000	-185.042
15	USD(min)	1/4	-590.103	-31.905	0.000	0.000	0.000	-187.515
15	USD(min)	2/4	-585.047	-10.903	0.000	0.000	0.000	-191.708
15	USD(min)	3/4	-579.990	9.468	0.000	0.000	0.000	-197.568
15	USD(min)	J[16]	-574.933	17.405	0.000	0.000	0.000	-205.045
16	USD(max)	I[15]	-354.747	-35.932	0.000	0.000	0.000	-9.946
16	USD(max)	1/4	-359.013	-28.529	0.000	0.000	0.000	2.650
16	USD(max)	2/4	-363.280	-20.890	0.000	0.000	0.000	11.012
16	USD(max)	3/4	-367.547	-7.290	0.000	0.000	0.000	21.424
16	USD(max)	J[17]	-371.813	14.342	0.000	0.000	0.000	28.308
16	USD(min)	I[15]	-574.934	-88.693	0.000	0.000	0.000	-205.047
16	USD(min)	1/4	-579.991	-73.859	0.000	0.000	0.000	-197.570
16	USD(min)	2/4	-585.047	-58.394	0.000	0.000	0.000	-191.710
16	USD(min)	3/4	-590.104	-42.299	0.000	0.000	0.000	-187.518
16	USD(min)	J[17]	-595.161	-25.574	0.000	0.000	0.000	-185.045
17	USD(max)	I[16]	-423.209	72.345	0.000	0.000	0.000	42.722
17	USD(max)	1/4	-418.942	91.456	0.000	0.000	0.000	34.376
17	USD(max)	2/4	-414.675	109.937	0.000	0.000	0.000	21.989
17	USD(max)	3/4	-410.409	127.788	0.000	0.000	0.000	5.696
17	USD(max)	J[18]	-406.142	145.009	0.000	0.000	0.000	-14.367
17	USD(min)	I[16]	-574.933	17.405	0.000	0.000	0.000	-205.045
17	USD(min)	1/4	-569.876	24.571	0.000	0.000	0.000	-214.088
17	USD(min)	2/4	-564.819	31.502	0.000	0.000	0.000	-224.647
17	USD(min)	3/4	-559.763	38.196	0.000	0.000	0.000	-236.670
17	USD(min)	J[18]	-554.706	44.654	0.000	0.000	0.000	-250.108
18	USD(max)	I[17]	-337.680	-58.861	0.000	0.000	0.000	-100.742
18	USD(max)	1/4	-341.947	-54.243	0.000	0.000	0.000	-72.253
18	USD(max)	2/4	-346.213	-49.389	0.000	0.000	0.000	-47.533
18	USD(max)	3/4	-350.480	-43.099	0.000	0.000	0.000	-26.719
18	USD(max)	J[19]	-354.747	-35.932	0.000	0.000	0.000	-9.946
18	USD(min)	I[17]	-554.707	-145.009	0.000	0.000	0.000	-250.110
18	USD(min)	1/4	-559.763	-129.416	0.000	0.000	0.000	-236.673

18	USD(min)	2/4	-564.820	-116.472	0.000	0.000	0.000	-224.650
18	USD(min)	3/4	-569.877	-102.898	0.000	0.000	0.000	-214.091
18	USD(min)	J[19]	-574.934	-88.693	0.000	0.000	0.000	-205.047
19	USD(max)	I[18]	-406.142	145.009	0.000	0.000	0.000	-14.367
19	USD(max)	1/4	-401.875	161.600	0.000	0.000	0.000	-38.065
19	USD(max)	2/4	-397.609	177.561	0.000	0.000	0.000	-65.262
19	USD(max)	3/4	-393.342	192.891	0.000	0.000	0.000	-95.823
19	USD(max)	J[20]	-389.075	207.592	0.000	0.000	0.000	-129.612
19	USD(min)	I[18]	-554.706	44.654	0.000	0.000	0.000	-250.108
19	USD(min)	1/4	-549.649	50.875	0.000	0.000	0.000	-264.908
19	USD(min)	2/4	-544.592	56.861	0.000	0.000	0.000	-281.021
19	USD(min)	3/4	-539.535	62.610	0.000	0.000	0.000	-298.395
19	USD(min)	J[20]	-534.479	68.122	0.000	0.000	0.000	-316.979
20	USD(max)	I[19]	-320.613	-74.969	0.000	0.000	0.000	-229.555
20	USD(max)	1/4	-324.880	-71.296	0.000	0.000	0.000	-207.479
20	USD(max)	2/4	-329.147	-67.387	0.000	0.000	0.000	-168.491
20	USD(max)	3/4	-333.413	-63.242	0.000	0.000	0.000	-132.867
20	USD(max)	J[21]	-337.680	-58.861	0.000	0.000	0.000	-100.742
20	USD(min)	I[19]	-534.479	-207.592	0.000	0.000	0.000	-316.982
20	USD(min)	1/4	-539.536	-192.891	0.000	0.000	0.000	-298.397
20	USD(min)	2/4	-544.593	-177.561	0.000	0.000	0.000	-281.023
20	USD(min)	3/4	-549.650	-161.600	0.000	0.000	0.000	-264.911
20	USD(min)	J[21]	-554.707	-145.009	0.000	0.000	0.000	-250.110
21	USD(max)	I[20]	-389.075	207.592	0.000	0.000	0.000	-129.612
21	USD(max)	1/4	-385.106	214.214	0.000	0.000	0.000	-146.390
21	USD(max)	2/4	-381.137	220.701	0.000	0.000	0.000	-163.824
21	USD(max)	3/4	-377.168	227.051	0.000	0.000	0.000	-181.899
21	USD(max)	J[22]	-373.199	233.265	0.000	0.000	0.000	-200.602
21	USD(min)	I[20]	-534.479	68.122	0.000	0.000	0.000	-316.979
21	USD(min)	1/4	-529.775	70.606	0.000	0.000	0.000	-326.021
21	USD(min)	2/4	-525.071	73.038	0.000	0.000	0.000	-339.265
21	USD(min)	3/4	-520.367	75.419	0.000	0.000	0.000	-361.513
21	USD(min)	J[22]	-515.663	77.750	0.000	0.000	0.000	-384.388
22	USD(max)	I[21]	-304.737	-81.173	0.000	0.000	0.000	-260.811
22	USD(max)	1/4	-308.706	-79.699	0.000	0.000	0.000	-252.767
22	USD(max)	2/4	-312.675	-78.173	0.000	0.000	0.000	-244.873
22	USD(max)	3/4	-316.644	-76.597	0.000	0.000	0.000	-237.134
22	USD(max)	J[30]	-320.613	-74.969	0.000	0.000	0.000	-229.555
22	USD(min)	I[21]	-515.663	-233.265	0.000	0.000	0.000	-384.391
22	USD(min)	1/4	-520.367	-227.051	0.000	0.000	0.000	-361.515
22	USD(min)	2/4	-525.071	-220.701	0.000	0.000	0.000	-339.268
22	USD(min)	3/4	-529.775	-214.214	0.000	0.000	0.000	-326.024
22	USD(min)	J[30]	-534.479	-207.592	0.000	0.000	0.000	-316.982
23	USD(max)	I[22]	-86.559	-318.531	0.000	0.000	0.000	-108.980
23	USD(max)	1/4	-86.559	-304.864	0.000	0.000	0.000	-76.360
23	USD(max)	2/4	-86.559	-291.196	0.000	0.000	0.000	-44.235
23	USD(max)	3/4	-86.559	-277.529	0.000	0.000	0.000	-10.895
23	USD(max)	J[23]	-86.559	-263.862	0.000	0.000	0.000	20.888
23	USD(min)	I[22]	-256.757	-451.873	0.000	0.000	0.000	-288.393
23	USD(min)	1/4	-256.757	-435.925	0.000	0.000	0.000	-244.003
23	USD(min)	2/4	-256.757	-419.978	0.000	0.000	0.000	-201.661
23	USD(min)	3/4	-256.757	-404.030	0.000	0.000	0.000	-161.435
23	USD(min)	J[23]	-256.757	-388.082	0.000	0.000	0.000	-123.054
24	USD(max)	I[23]	-86.559	-263.862	0.000	0.000	0.000	20.888
24	USD(max)	1/4	-86.559	-236.152	0.000	0.000	0.000	82.289
24	USD(max)	2/4	-86.559	-208.442	0.000	0.000	0.000	138.826
24	USD(max)	3/4	-86.559	-180.731	0.000	0.000	0.000	188.808
24	USD(max)	J[24]	-86.559	-153.021	0.000	0.000	0.000	232.234
24	USD(min)	I[23]	-256.757	-388.082	0.000	0.000	0.000	-123.054
24	USD(min)	1/4	-256.757	-355.749	0.000	0.000	0.000	-58.430
24	USD(min)	2/4	-256.757	-323.415	0.000	0.000	0.000	0.575

24 USD(min)	3/4	-256.757	-291.082	0.000	0.000	0.000	53.962
24 USD(min)	J[24]	-256.757	-258.748	0.000	0.000	0.000	101.731
25 USD(max)	I[24]	-86.559	-153.021	0.000	0.000	0.000	232.234
25 USD(max)	1/4	-86.559	-125.311	0.000	0.000	0.000	277.058
25 USD(max)	2/4	-86.559	-97.601	0.000	0.000	0.000	319.686
25 USD(max)	3/4	-86.559	-69.891	0.000	0.000	0.000	355.758
25 USD(max)	J[25]	-86.559	-42.180	0.000	0.000	0.000	385.274
25 USD(min)	I[24]	-256.757	-258.748	0.000	0.000	0.000	101.731
25 USD(min)	1/4	-256.757	-226.415	0.000	0.000	0.000	143.882
25 USD(min)	2/4	-256.757	-194.081	0.000	0.000	0.000	180.414
25 USD(min)	3/4	-256.757	-161.747	0.000	0.000	0.000	210.239
25 USD(min)	J[25]	-256.757	-129.414	0.000	0.000	0.000	221.600
26 USD(max)	I[25]	-86.559	-42.180	0.000	0.000	0.000	385.274
26 USD(max)	1/4	-86.559	-11.383	0.000	0.000	0.000	408.259
26 USD(max)	2/4	-86.559	20.224	0.000	0.000	0.000	424.672
26 USD(max)	3/4	-86.559	51.832	0.000	0.000	0.000	434.514
26 USD(max)	J[26]	-86.559	83.440	0.000	0.000	0.000	437.783
26 USD(min)	I[25]	-256.757	-129.414	0.000	0.000	0.000	221.600
26 USD(min)	1/4	-256.757	-97.040	0.000	0.000	0.000	227.346
26 USD(min)	2/4	-256.757	-64.667	0.000	0.000	0.000	227.461
26 USD(min)	3/4	-256.757	-32.293	0.000	0.000	0.000	221.943
26 USD(min)	J[26]	-256.757	0.069	0.000	0.000	0.000	210.793
27 USD(max)	I[26]	-86.559	83.440	0.000	0.000	0.000	437.783
27 USD(max)	1/4	-86.559	99.146	0.000	0.000	0.000	434.489
27 USD(max)	2/4	-86.559	114.851	0.000	0.000	0.000	424.640
27 USD(max)	3/4	-86.559	131.155	0.000	0.000	0.000	408.234
27 USD(max)	J[27]	-86.559	149.770	0.000	0.000	0.000	385.273
27 USD(min)	I[26]	-256.757	0.069	0.000	0.000	0.000	210.793
27 USD(min)	1/4	-256.757	27.779	0.000	0.000	0.000	195.253
27 USD(min)	2/4	-256.757	55.489	0.000	0.000	0.000	176.527
27 USD(min)	3/4	-256.757	83.199	0.000	0.000	0.000	154.618
27 USD(min)	J[27]	-256.757	110.909	0.000	0.000	0.000	129.524
28 USD(max)	I[27]	-86.559	149.770	0.000	0.000	0.000	385.273
28 USD(max)	1/4	-86.559	168.384	0.000	0.000	0.000	355.757
28 USD(max)	2/4	-86.559	194.082	0.000	0.000	0.000	319.685
28 USD(max)	3/4	-86.559	226.415	0.000	0.000	0.000	277.057
28 USD(max)	J[28]	-86.559	258.749	0.000	0.000	0.000	227.873
28 USD(min)	I[27]	-256.757	110.909	0.000	0.000	0.000	129.524
28 USD(min)	1/4	-256.757	132.825	0.000	0.000	0.000	101.246
28 USD(min)	2/4	-256.757	148.530	0.000	0.000	0.000	69.783
28 USD(min)	3/4	-256.757	164.236	0.000	0.000	0.000	35.136
28 USD(min)	J[28]	-256.757	179.942	0.000	0.000	0.000	-2.695
29 USD(max)	I[28]	-86.559	258.749	0.000	0.000	0.000	227.873
29 USD(max)	1/4	-86.559	291.083	0.000	0.000	0.000	172.134
29 USD(max)	2/4	-86.559	323.416	0.000	0.000	0.000	109.839
29 USD(max)	3/4	-86.559	355.750	0.000	0.000	0.000	40.989
29 USD(max)	J[29]	-86.559	388.083	0.000	0.000	0.000	-34.417
29 USD(min)	I[28]	-256.757	179.942	0.000	0.000	0.000	-2.695
29 USD(min)	1/4	-256.757	195.648	0.000	0.000	0.000	-43.711
29 USD(min)	2/4	-256.757	211.354	0.000	0.000	0.000	-89.278
29 USD(min)	3/4	-256.757	227.060	0.000	0.000	0.000	-139.631
29 USD(min)	J[29]	-256.757	242.766	0.000	0.000	0.000	-193.169
30 USD(max)	I[29]	-86.559	388.083	0.000	0.000	0.000	-34.417
30 USD(max)	1/4	-86.559	404.031	0.000	0.000	0.000	-71.011
30 USD(max)	2/4	-86.559	419.978	0.000	0.000	0.000	-106.321
30 USD(max)	3/4	-86.559	435.926	0.000	0.000	0.000	-142.997
30 USD(max)	J[30]	-86.559	451.873	0.000	0.000	0.000	-178.687
30 USD(min)	I[29]	-256.757	242.766	0.000	0.000	0.000	-193.169
30 USD(min)	1/4	-256.757	250.512	0.000	0.000	0.000	-220.747
30 USD(min)	2/4	-256.757	258.259	0.000	0.000	0.000	-249.100
30 USD(min)	3/4	-256.757	266.005	0.000	0.000	0.000	-280.324
30 USD(min)	J[30]	-256.757	273.752	0.000	0.000	0.000	-313.406

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	WSD(max)	I[1]	-66.087	-214.029	0.000	0.000	0.000	64.798
1	WSD(max)	1/4	-66.087	-210.706	0.000	0.000	0.000	120.782
1	WSD(max)	2/4	-66.087	-207.383	0.000	0.000	0.000	176.122
1	WSD(max)	3/4	-66.087	-204.060	0.000	0.000	0.000	230.818
1	WSD(max)	J[2]	-66.087	-200.737	0.000	0.000	0.000	284.871
1	WSD(min)	I[1]	-66.087	-147.523	0.000	0.000	0.000	-92.629
1	WSD(min)	1/4	-66.087	-144.187	0.000	0.000	0.000	-52.299
1	WSD(min)	2/4	-66.087	-140.852	0.000	0.000	0.000	-12.618
1	WSD(min)	3/4	-66.087	-137.516	0.000	0.000	0.000	26.414
1	WSD(min)	J[2]	-66.087	-134.180	0.000	0.000	0.000	64.798
2	WSD(max)	I[2]	-66.087	-89.760	0.000	0.000	0.000	-161.277
2	WSD(max)	1/4	-66.087	-86.424	0.000	0.000	0.000	-144.143
2	WSD(max)	2/4	-66.087	-83.088	0.000	0.000	0.000	-127.658
2	WSD(max)	3/4	-66.087	-79.753	0.000	0.000	0.000	-111.822
2	WSD(max)	J[3]	-66.087	-76.417	0.000	0.000	0.000	-92.629
2	WSD(min)	I[2]	-66.087	-34.113	0.000	0.000	0.000	-182.627
2	WSD(min)	1/4	-66.087	-30.778	0.000	0.000	0.000	-176.316
2	WSD(min)	2/4	-66.087	-27.442	0.000	0.000	0.000	-170.655
2	WSD(min)	3/4	-66.087	-24.106	0.000	0.000	0.000	-165.641
2	WSD(min)	J[3]	-66.087	-20.771	0.000	0.000	0.000	-161.277
3	WSD(max)	I[3]	-66.087	34.403	0.000	0.000	0.000	-161.300
3	WSD(max)	1/4	-66.087	37.734	0.000	0.000	0.000	-165.661
3	WSD(max)	2/4	-66.087	41.066	0.000	0.000	0.000	-170.669
3	WSD(max)	3/4	-66.087	44.397	0.000	0.000	0.000	-176.325
3	WSD(max)	J[4]	-66.087	47.729	0.000	0.000	0.000	-182.627
3	WSD(min)	I[3]	-66.087	117.779	0.000	0.000	0.000	-96.646
3	WSD(min)	1/4	-66.087	121.115	0.000	0.000	0.000	-111.837
3	WSD(min)	2/4	-66.087	124.450	0.000	0.000	0.000	-127.676
3	WSD(min)	3/4	-66.087	127.786	0.000	0.000	0.000	-144.163
3	WSD(min)	J[4]	-66.087	131.122	0.000	0.000	0.000	-161.300
4	WSD(max)	I[4]	-66.087	204.690	0.000	0.000	0.000	12.944
4	WSD(max)	1/4	-66.087	208.025	0.000	0.000	0.000	-13.480
4	WSD(max)	2/4	-66.087	211.361	0.000	0.000	0.000	-40.554
4	WSD(max)	3/4	-66.087	214.697	0.000	0.000	0.000	-68.276
4	WSD(max)	J[5]	-66.087	218.032	0.000	0.000	0.000	-96.646
4	WSD(min)	I[4]	-66.087	304.913	0.000	0.000	0.000	232.341
4	WSD(min)	1/4	-66.087	308.236	0.000	0.000	0.000	172.942
4	WSD(min)	2/4	-66.087	311.559	0.000	0.000	0.000	112.899
4	WSD(min)	3/4	-66.087	314.881	0.000	0.000	0.000	54.091
4	WSD(min)	J[5]	-66.087	318.204	0.000	0.000	0.000	12.944
5	WSD(max)	I[5]	-273.006	-85.328	0.000	0.000	0.000	-167.131
5	WSD(max)	1/4	-269.883	-78.560	0.000	0.000	0.000	-143.596
5	WSD(max)	2/4	-266.759	-71.904	0.000	0.000	0.000	-121.866
5	WSD(max)	3/4	-263.635	-65.361	0.000	0.000	0.000	-101.904
5	WSD(max)	J[6]	-260.511	-58.931	0.000	0.000	0.000	-83.673
5	WSD(min)	I[5]	-260.512	129.721	0.000	0.000	0.000	-56.196
5	WSD(min)	1/4	-263.635	142.582	0.000	0.000	0.000	-70.377
5	WSD(min)	2/4	-266.759	155.668	0.000	0.000	0.000	-86.290
5	WSD(min)	3/4	-269.883	168.979	0.000	0.000	0.000	-103.972
5	WSD(min)	J[6]	-273.007	182.515	0.000	0.000	0.000	-121.334
6	WSD(max)	I[6]	-260.511	-58.931	0.000	0.000	0.000	-83.673
6	WSD(max)	1/4	-257.351	-50.595	0.000	0.000	0.000	-62.152
6	WSD(max)	2/4	-254.190	-42.457	0.000	0.000	0.000	-43.513
6	WSD(max)	3/4	-251.030	-34.516	0.000	0.000	0.000	-27.672
6	WSD(max)	J[7]	-247.869	-26.771	0.000	0.000	0.000	-14.543

6	WSD(min)	I[6]	-247.870	65.402	0.000	0.000	0.000	-8.494
6	WSD(min)	1/4	-251.030	80.891	0.000	0.000	0.000	-16.265
6	WSD(min)	2/4	-254.191	96.774	0.000	0.000	0.000	-26.749
6	WSD(min)	3/4	-257.351	113.051	0.000	0.000	0.000	-40.031
6	WSD(min)	J[7]	-260.512	129.721	0.000	0.000	0.000	-56.196
7	WSD(max)	I[7]	-247.869	-26.771	0.000	0.000	0.000	-14.543
7	WSD(max)	1/4	-244.709	-19.224	0.000	0.000	0.000	-4.044
7	WSD(max)	2/4	-241.548	-11.873	0.000	0.000	0.000	3.912
7	WSD(max)	3/4	-238.388	-4.719	0.000	0.000	0.000	9.409
7	WSD(max)	J[8]	-235.227	2.238	0.000	0.000	0.000	12.531
7	WSD(min)	I[7]	-235.228	9.132	0.000	0.000	0.000	12.530
7	WSD(min)	1/4	-238.388	21.298	0.000	0.000	0.000	9.408
7	WSD(min)	2/4	-241.549	35.606	0.000	0.000	0.000	3.911
7	WSD(min)	3/4	-244.709	50.307	0.000	0.000	0.000	-3.351
7	WSD(min)	J[8]	-247.870	65.402	0.000	0.000	0.000	-8.494
8	WSD(max)	I[8]	-235.227	2.238	0.000	0.000	0.000	12.531
8	WSD(max)	1/4	-232.067	8.998	0.000	0.000	0.000	13.364
8	WSD(max)	2/4	-228.906	19.262	0.000	0.000	0.000	11.991
8	WSD(max)	3/4	-225.746	31.994	0.000	0.000	0.000	8.499
8	WSD(max)	J[9]	-222.585	44.332	0.000	0.000	0.000	3.933
8	WSD(min)	I[8]	-222.586	-28.096	0.000	0.000	0.000	2.969
8	WSD(min)	1/4	-225.746	-21.046	0.000	0.000	0.000	8.497
8	WSD(min)	2/4	-228.907	-11.380	0.000	0.000	0.000	11.990
8	WSD(min)	3/4	-232.067	-1.321	0.000	0.000	0.000	13.363
8	WSD(min)	J[9]	-235.228	9.132	0.000	0.000	0.000	12.530
9	WSD(max)	I[1]	-222.585	44.332	0.000	0.000	0.000	3.933
9	WSD(max)	1/4	-219.425	56.277	0.000	0.000	0.000	-1.505
9	WSD(max)	2/4	-216.264	67.827	0.000	0.000	0.000	-9.469
9	WSD(max)	3/4	-213.104	78.984	0.000	0.000	0.000	-19.874
9	WSD(max)	J[10]	-209.943	89.747	0.000	0.000	0.000	-32.635
9	WSD(min)	I[1]	-209.944	-47.933	0.000	0.000	0.000	-37.810
9	WSD(min)	1/4	-213.104	-44.085	0.000	0.000	0.000	-24.985
9	WSD(min)	2/4	-216.265	-39.844	0.000	0.000	0.000	-13.857
9	WSD(min)	3/4	-219.425	-34.068	0.000	0.000	0.000	-4.511
9	WSD(min)	J[10]	-222.586	-28.096	0.000	0.000	0.000	2.969
10	WSD(max)	I[9]	-209.943	89.747	0.000	0.000	0.000	-32.635
10	WSD(max)	1/4	-206.783	100.117	0.000	0.000	0.000	-47.668
10	WSD(max)	2/4	-203.622	110.092	0.000	0.000	0.000	-64.888
10	WSD(max)	3/4	-200.462	119.674	0.000	0.000	0.000	-84.211
10	WSD(max)	J[11]	-197.301	128.862	0.000	0.000	0.000	-104.385
10	WSD(min)	I[9]	-197.302	-61.356	0.000	0.000	0.000	-104.386
10	WSD(min)	1/4	-200.462	-58.296	0.000	0.000	0.000	-85.620
10	WSD(min)	2/4	-203.623	-55.038	0.000	0.000	0.000	-68.212
10	WSD(min)	3/4	-206.783	-51.584	0.000	0.000	0.000	-52.247
10	WSD(min)	J[11]	-209.944	-47.933	0.000	0.000	0.000	-37.810
11	WSD(max)	I[10]	-197.301	128.862	0.000	0.000	0.000	-104.385
11	WSD(max)	1/4	-194.361	133.001	0.000	0.000	0.000	-113.552
11	WSD(max)	2/4	-191.421	137.055	0.000	0.000	0.000	-122.987
11	WSD(max)	3/4	-188.481	141.024	0.000	0.000	0.000	-132.680
11	WSD(max)	J[12]	-185.541	144.907	0.000	0.000	0.000	-142.623
11	WSD(min)	I[10]	-185.542	-66.526	0.000	0.000	0.000	-142.624
11	WSD(min)	1/4	-188.482	-65.298	0.000	0.000	0.000	-132.681
11	WSD(min)	2/4	-191.422	-64.026	0.000	0.000	0.000	-122.988
11	WSD(min)	3/4	-194.362	-62.713	0.000	0.000	0.000	-113.554
11	WSD(min)	J[12]	-197.302	-61.356	0.000	0.000	0.000	-104.386
12	WSD(max)	I[11]	-71.015	-162.589	0.000	0.000	0.000	-82.077
12	WSD(max)	1/4	-71.015	-156.851	0.000	0.000	0.000	-58.310
12	WSD(max)	2/4	-71.015	-151.113	0.000	0.000	0.000	-35.540
12	WSD(max)	3/4	-71.015	-145.375	0.000	0.000	0.000	-13.767
12	WSD(max)	J[13]	-71.015	-139.636	0.000	0.000	0.000	7.010
12	WSD(min)	I[11]	-71.015	-139.636	0.000	0.000	0.000	7.010

12	WSD(min)	1/4	-71.015	-128.002	0.000	0.000	0.000	46.075
12	WSD(min)	2/4	-71.015	-116.368	0.000	0.000	0.000	81.044
12	WSD(min)	3/4	-71.015	-104.734	0.000	0.000	0.000	111.915
12	WSD(min)	J[13]	-71.015	-93.100	0.000	0.000	0.000	138.688
13	WSD(max)	I[12]	-71.015	-93.100	0.000	0.000	0.000	138.688
13	WSD(max)	1/4	-71.015	-81.466	0.000	0.000	0.000	162.413
13	WSD(max)	2/4	-71.015	-69.832	0.000	0.000	0.000	189.055
13	WSD(max)	3/4	-71.015	-54.072	0.000	0.000	0.000	211.600
13	WSD(max)	J[14]	-71.015	-33.864	0.000	0.000	0.000	230.048
13	WSD(min)	I[12]	-71.015	-33.864	0.000	0.000	0.000	230.048
13	WSD(min)	1/4	-71.015	-13.630	0.000	0.000	0.000	244.414
13	WSD(min)	2/4	-71.015	6.603	0.000	0.000	0.000	254.672
13	WSD(min)	3/4	-71.015	26.837	0.000	0.000	0.000	260.823
13	WSD(min)	J[14]	-71.015	47.070	0.000	0.000	0.000	262.866
14	WSD(max)	I[13]	-71.015	47.070	0.000	0.000	0.000	262.866
14	WSD(max)	1/4	-71.015	58.704	0.000	0.000	0.000	260.808
14	WSD(max)	2/4	-71.015	70.338	0.000	0.000	0.000	254.652
14	WSD(max)	3/4	-71.015	81.972	0.000	0.000	0.000	244.398
14	WSD(max)	J[15]	-71.015	93.606	0.000	0.000	0.000	230.048
14	WSD(min)	I[13]	-71.015	93.606	0.000	0.000	0.000	230.048
14	WSD(min)	1/4	-71.015	105.240	0.000	0.000	0.000	211.600
14	WSD(min)	2/4	-71.015	121.301	0.000	0.000	0.000	189.055
14	WSD(min)	3/4	-71.015	141.510	0.000	0.000	0.000	162.412
14	WSD(min)	J[15]	-71.015	161.718	0.000	0.000	0.000	131.672
15	WSD(max)	I[14]	-71.015	161.718	0.000	0.000	0.000	131.672
15	WSD(max)	1/4	-71.015	181.927	0.000	0.000	0.000	96.835
15	WSD(max)	2/4	-71.015	202.135	0.000	0.000	0.000	57.901
15	WSD(max)	3/4	-71.015	222.344	0.000	0.000	0.000	14.870
15	WSD(max)	J[16]	-71.015	242.552	0.000	0.000	0.000	-32.259
15	WSD(min)	I[14]	-71.015	242.552	0.000	0.000	0.000	-32.259
15	WSD(min)	1/4	-71.015	252.519	0.000	0.000	0.000	-57.013
15	WSD(min)	2/4	-71.015	262.486	0.000	0.000	0.000	-82.763
15	WSD(min)	3/4	-71.015	272.454	0.000	0.000	0.000	-99.128
15	WSD(min)	J[16]	-71.015	282.421	0.000	0.000	0.000	-115.100
16	WSD(max)	I[15]	-199.484	-318.196	0.000	0.000	0.000	-69.781
16	WSD(max)	1/4	-199.484	-314.873	0.000	0.000	0.000	-8.920
16	WSD(max)	2/4	-199.484	-311.550	0.000	0.000	0.000	51.297
16	WSD(max)	3/4	-199.484	-308.228	0.000	0.000	0.000	110.870
16	WSD(max)	J[17]	-199.484	-304.905	0.000	0.000	0.000	169.800
16	WSD(min)	I[15]	-199.484	-218.018	0.000	0.000	0.000	-231.920
16	WSD(min)	1/4	-199.484	-214.682	0.000	0.000	0.000	-190.412
16	WSD(min)	2/4	-199.484	-211.347	0.000	0.000	0.000	-149.553
16	WSD(min)	3/4	-199.484	-208.011	0.000	0.000	0.000	-109.343
16	WSD(min)	J[17]	-199.484	-204.675	0.000	0.000	0.000	-69.781
17	WSD(max)	I[16]	-199.484	-137.465	0.000	0.000	0.000	-326.987
17	WSD(max)	1/4	-199.484	-134.129	0.000	0.000	0.000	-302.247
17	WSD(max)	2/4	-199.484	-130.794	0.000	0.000	0.000	-278.156
17	WSD(max)	3/4	-199.484	-127.458	0.000	0.000	0.000	-254.713
17	WSD(max)	J[18]	-199.484	-124.122	0.000	0.000	0.000	-231.920
17	WSD(min)	I[16]	-199.484	-68.251	0.000	0.000	0.000	-358.286
17	WSD(min)	1/4	-199.484	-64.915	0.000	0.000	0.000	-349.488
17	WSD(min)	2/4	-199.484	-61.580	0.000	0.000	0.000	-341.339
17	WSD(min)	3/4	-199.484	-58.244	0.000	0.000	0.000	-333.839
17	WSD(min)	J[18]	-199.484	-54.908	0.000	0.000	0.000	-326.987
18	WSD(max)	I[17]	-199.484	0.270	0.000	0.000	0.000	-327.018
18	WSD(max)	1/4	-199.484	3.601	0.000	0.000	0.000	-333.864
18	WSD(max)	2/4	-199.484	6.933	0.000	0.000	0.000	-341.358
18	WSD(max)	3/4	-199.484	10.264	0.000	0.000	0.000	-349.498
18	WSD(max)	J[19]	-199.484	13.596	0.000	0.000	0.000	-358.286
18	WSD(min)	I[17]	-199.484	70.092	0.000	0.000	0.000	-231.936
18	WSD(min)	1/4	-199.484	73.428	0.000	0.000	0.000	-254.733

18	WSD(min)	2/4	-199.484	76.764	0.000	0.000	0.000	-278.180
18	WSD(min)	3/4	-199.484	80.099	0.000	0.000	0.000	-302.274
18	WSD(min)	J[19]	-199.484	83.435	0.000	0.000	0.000	-327.018
19	WSD(max)	I[18]	-199.484	134.191	0.000	0.000	0.000	-77.888
19	WSD(max)	1/4	-199.484	137.526	0.000	0.000	0.000	-109.351
19	WSD(max)	2/4	-199.484	140.862	0.000	0.000	0.000	-149.564
19	WSD(max)	3/4	-199.484	144.198	0.000	0.000	0.000	-190.426
19	WSD(max)	J[20]	-199.484	147.533	0.000	0.000	0.000	-231.936
19	WSD(min)	I[18]	-199.484	200.743	0.000	0.000	0.000	105.266
19	WSD(min)	1/4	-199.484	204.066	0.000	0.000	0.000	60.443
19	WSD(min)	2/4	-199.484	207.389	0.000	0.000	0.000	14.977
19	WSD(min)	3/4	-199.484	210.712	0.000	0.000	0.000	-31.134
19	WSD(min)	J[20]	-199.484	214.034	0.000	0.000	0.000	-77.888
20	WSD(max)	I[19]	-409.754	-207.559	0.000	0.000	0.000	-276.198
20	WSD(max)	1/4	-406.630	-194.023	0.000	0.000	0.000	-243.573
20	WSD(max)	2/4	-403.507	-180.712	0.000	0.000	0.000	-213.129
20	WSD(max)	3/4	-400.383	-167.626	0.000	0.000	0.000	-184.829
20	WSD(max)	J[21]	-397.259	-154.765	0.000	0.000	0.000	-158.638
20	WSD(min)	I[19]	-397.260	37.268	0.000	0.000	0.000	-142.781
20	WSD(min)	1/4	-400.383	42.539	0.000	0.000	0.000	-152.966
20	WSD(min)	2/4	-403.507	47.923	0.000	0.000	0.000	-177.196
20	WSD(min)	3/4	-406.631	53.420	0.000	0.000	0.000	-203.571
20	WSD(min)	J[21]	-409.755	59.029	0.000	0.000	0.000	-232.127
21	WSD(max)	I[20]	-397.259	-154.765	0.000	0.000	0.000	-158.638
21	WSD(max)	1/4	-394.099	-138.094	0.000	0.000	0.000	-131.785
21	WSD(max)	2/4	-390.938	-121.818	0.000	0.000	0.000	-121.009
21	WSD(max)	3/4	-387.778	-105.935	0.000	0.000	0.000	-112.738
21	WSD(max)	J[22]	-384.617	-90.446	0.000	0.000	0.000	-106.154
21	WSD(min)	I[20]	-384.618	11.242	0.000	0.000	0.000	-106.155
21	WSD(min)	1/4	-387.778	17.453	0.000	0.000	0.000	-112.740
21	WSD(min)	2/4	-390.939	23.861	0.000	0.000	0.000	-121.011
21	WSD(min)	3/4	-394.099	30.466	0.000	0.000	0.000	-131.011
21	WSD(min)	J[22]	-397.260	37.268	0.000	0.000	0.000	-142.781
22	WSD(max)	I[21]	-384.617	-90.446	0.000	0.000	0.000	-106.154
22	WSD(max)	1/4	-381.457	-75.351	0.000	0.000	0.000	-101.213
22	WSD(max)	2/4	-378.296	-60.649	0.000	0.000	0.000	-97.873
22	WSD(max)	3/4	-375.136	-46.342	0.000	0.000	0.000	-96.093
22	WSD(max)	J[30]	-371.975	-32.428	0.000	0.000	0.000	-95.830
22	WSD(min)	I[21]	-371.976	-15.784	0.000	0.000	0.000	-95.832
22	WSD(min)	1/4	-375.136	-6.210	0.000	0.000	0.000	-96.095
22	WSD(min)	2/4	-378.297	-0.590	0.000	0.000	0.000	-97.875
22	WSD(min)	3/4	-381.457	5.227	0.000	0.000	0.000	-101.214
22	WSD(min)	J[30]	-384.618	11.242	0.000	0.000	0.000	-106.155
23	WSD(max)	I[22]	-371.975	-32.428	0.000	0.000	0.000	-95.830
23	WSD(max)	1/4	-368.815	-18.908	0.000	0.000	0.000	-97.041
23	WSD(max)	2/4	-365.654	-5.782	0.000	0.000	0.000	-99.685
23	WSD(max)	3/4	-362.494	6.950	0.000	0.000	0.000	-103.718
23	WSD(max)	J[23]	-359.333	13.386	0.000	0.000	0.000	-109.099
23	WSD(min)	I[22]	-359.334	-55.234	0.000	0.000	0.000	-109.101
23	WSD(min)	1/4	-362.494	-45.962	0.000	0.000	0.000	-103.720
23	WSD(min)	2/4	-365.655	-36.297	0.000	0.000	0.000	-99.686
23	WSD(min)	3/4	-368.815	-26.237	0.000	0.000	0.000	-97.043
23	WSD(min)	J[23]	-371.976	-15.784	0.000	0.000	0.000	-95.832
24	WSD(max)	I[23]	-359.333	13.386	0.000	0.000	0.000	-109.099
24	WSD(max)	1/4	-356.173	19.358	0.000	0.000	0.000	-115.785
24	WSD(max)	2/4	-353.012	25.134	0.000	0.000	0.000	-123.734
24	WSD(max)	3/4	-349.852	30.712	0.000	0.000	0.000	-132.904
24	WSD(max)	J[24]	-346.691	36.094	0.000	0.000	0.000	-143.252
24	WSD(min)	I[23]	-346.692	-89.747	0.000	0.000	0.000	-143.254
24	WSD(min)	1/4	-349.852	-80.686	0.000	0.000	0.000	-132.906
24	WSD(min)	2/4	-353.013	-72.596	0.000	0.000	0.000	-123.736

24	WSD(min)	3/4	-356.173	-64.112	0.000	0.000	0.000	-115.787
24	WSD(min)	J[24]	-359.334	-55.234	0.000	0.000	0.000	-109.101
25	WSD(max)	I[24]	-346.691	36.094	0.000	0.000	0.000	-143.252
25	WSD(max)	1/4	-343.531	41.278	0.000	0.000	0.000	-154.735
25	WSD(max)	2/4	-340.370	46.266	0.000	0.000	0.000	-167.313
25	WSD(max)	3/4	-337.210	51.057	0.000	0.000	0.000	-180.941
25	WSD(max)	J[25]	-334.049	55.651	0.000	0.000	0.000	-195.578
25	WSD(min)	I[24]	-334.050	-128.862	0.000	0.000	0.000	-195.580
25	WSD(min)	1/4	-337.210	-119.674	0.000	0.000	0.000	-180.943
25	WSD(min)	2/4	-340.371	-110.092	0.000	0.000	0.000	-167.314
25	WSD(min)	3/4	-343.531	-100.117	0.000	0.000	0.000	-154.737
25	WSD(min)	J[25]	-346.692	-89.747	0.000	0.000	0.000	-143.254
26	WSD(max)	I[25]	-334.049	55.651	0.000	0.000	0.000	-195.578
26	WSD(max)	1/4	-331.109	57.720	0.000	0.000	0.000	-202.718
26	WSD(max)	2/4	-328.169	59.747	0.000	0.000	0.000	-212.041
26	WSD(max)	3/4	-325.229	61.732	0.000	0.000	0.000	-225.945
26	WSD(max)	J[26]	-322.289	63.673	0.000	0.000	0.000	-240.243
26	WSD(min)	I[25]	-322.290	-144.907	0.000	0.000	0.000	-240.244
26	WSD(min)	1/4	-325.230	-141.024	0.000	0.000	0.000	-225.947
26	WSD(min)	2/4	-328.170	-137.055	0.000	0.000	0.000	-212.042
26	WSD(min)	3/4	-331.110	-133.001	0.000	0.000	0.000	-202.720
26	WSD(min)	J[26]	-334.050	-128.862	0.000	0.000	0.000	-195.580
27	WSD(max)	I[26]	-159.590	-282.420	0.000	0.000	0.000	-180.245
27	WSD(max)	1/4	-159.590	-272.453	0.000	0.000	0.000	-152.502
27	WSD(max)	2/4	-159.590	-262.486	0.000	0.000	0.000	-125.755
27	WSD(max)	3/4	-159.590	-252.519	0.000	0.000	0.000	-100.005
27	WSD(max)	J[27]	-159.590	-242.552	0.000	0.000	0.000	-75.251
27	WSD(min)	I[26]	-159.590	-242.552	0.000	0.000	0.000	-75.251
27	WSD(min)	1/4	-159.590	-222.343	0.000	0.000	0.000	-28.122
27	WSD(min)	2/4	-159.590	-202.135	0.000	0.000	0.000	-2.749
27	WSD(min)	3/4	-159.590	-181.926	0.000	0.000	0.000	19.665
27	WSD(min)	J[27]	-159.590	-161.718	0.000	0.000	0.000	39.721
28	WSD(max)	I[27]	-159.590	-161.718	0.000	0.000	0.000	39.721
28	WSD(max)	1/4	-159.590	-141.509	0.000	0.000	0.000	57.418
28	WSD(max)	2/4	-159.590	-121.301	0.000	0.000	0.000	72.755
28	WSD(max)	3/4	-159.590	-101.092	0.000	0.000	0.000	85.735
28	WSD(max)	J[28]	-159.590	-80.884	0.000	0.000	0.000	96.355
28	WSD(min)	I[27]	-159.590	-80.884	0.000	0.000	0.000	96.355
28	WSD(min)	1/4	-159.590	-60.650	0.000	0.000	0.000	104.625
28	WSD(min)	2/4	-159.590	-40.417	0.000	0.000	0.000	110.531
28	WSD(min)	3/4	-159.590	-20.183	0.000	0.000	0.000	114.072
28	WSD(min)	J[28]	-159.590	0.029	0.000	0.000	0.000	115.248
29	WSD(max)	I[28]	-159.590	0.029	0.000	0.000	0.000	115.248
29	WSD(max)	1/4	-159.590	11.663	0.000	0.000	0.000	114.063
29	WSD(max)	2/4	-159.590	23.297	0.000	0.000	0.000	110.519
29	WSD(max)	3/4	-159.590	34.931	0.000	0.000	0.000	104.616
29	WSD(max)	J[29]	-159.590	46.565	0.000	0.000	0.000	96.355
29	WSD(min)	I[28]	-159.590	46.565	0.000	0.000	0.000	96.355
29	WSD(min)	1/4	-159.590	58.199	0.000	0.000	0.000	85.734
29	WSD(min)	2/4	-159.590	69.833	0.000	0.000	0.000	68.019
29	WSD(min)	3/4	-159.590	81.467	0.000	0.000	0.000	43.143
29	WSD(min)	J[29]	-159.590	93.101	0.000	0.000	0.000	15.909
30	WSD(max)	I[29]	-159.590	93.101	0.000	0.000	0.000	15.909
30	WSD(max)	1/4	-159.590	104.735	0.000	0.000	0.000	-13.684
30	WSD(max)	2/4	-159.590	116.369	0.000	0.000	0.000	-45.636
30	WSD(max)	3/4	-159.590	128.003	0.000	0.000	0.000	-79.947
30	WSD(max)	J[30]	-159.590	139.637	0.000	0.000	0.000	-116.617
30	WSD(min)	I[29]	-159.590	139.637	0.000	0.000	0.000	-116.617
30	WSD(min)	1/4	-159.590	145.375	0.000	0.000	0.000	-135.571
30	WSD(min)	2/4	-159.590	151.113	0.000	0.000	0.000	-155.100
30	WSD(min)	3/4	-159.590	156.851	0.000	0.000	0.000	-175.202
30	WSD(min)	J[30]	-159.590	162.589	0.000	0.000	0.000	-195.878

9.2 지진시

FRAME ELEMENT FORCES

FRAME	LOAD	LOC	P	V2	V3	T	M2	M3
1	COMB1	I[1]	-162.615	-153.979	0.000	0.000	0.000	-334.419
1	COMB1	1/4	-151.734	-157.302	0.000	0.000	0.000	-304.263
1	COMB1	2/4	-140.852	-160.624	0.000	0.000	0.000	-273.464
1	COMB1	3/4	-129.971	-163.947	0.000	0.000	0.000	-242.022
1	COMB1	J[2]	-119.090	-167.270	0.000	0.000	0.000	-209.935
2	COMB1	I[2]	-118.965	-128.118	0.000	0.000	0.000	-209.935
2	COMB1	1/4	-109.559	-131.454	0.000	0.000	0.000	-184.691
2	COMB1	2/4	-100.152	-134.789	0.000	0.000	0.000	-158.799
2	COMB1	3/4	-90.746	-138.125	0.000	0.000	0.000	-132.258
2	COMB1	J[3]	-81.340	-141.461	0.000	0.000	0.000	-105.069
3	COMB1	I[3]	-81.257	-107.580	0.000	0.000	0.000	-105.069
3	COMB1	1/4	-71.851	-110.915	0.000	0.000	0.000	-83.820
3	COMB1	2/4	-62.444	-114.251	0.000	0.000	0.000	-61.923
3	COMB1	3/4	-53.038	-117.587	0.000	0.000	0.000	-39.376
3	COMB1	J[4]	-43.632	-120.922	0.000	0.000	0.000	-16.181
4	COMB1	I[4]	-43.569	-91.447	0.000	0.000	0.000	-16.181
4	COMB1	1/4	-34.163	-94.783	0.000	0.000	0.000	1.929
4	COMB1	2/4	-24.757	-98.118	0.000	0.000	0.000	20.689
4	COMB1	3/4	-15.351	-101.454	0.000	0.000	0.000	40.098
4	COMB1	J[5]	-5.944	-104.790	0.000	0.000	0.000	60.155
5	COMB1	I[5]	-5.890	-80.035	0.000	0.000	0.000	60.155
5	COMB1	1/4	3.504	-83.366	0.000	0.000	0.000	76.025
5	COMB1	2/4	12.898	-86.697	0.000	0.000	0.000	92.542
5	COMB1	3/4	22.292	-90.029	0.000	0.000	0.000	109.707
5	COMB1	J[6]	31.686	-93.360	0.000	0.000	0.000	127.519
6	COMB1	I[6]	31.745	-72.203	0.000	0.000	0.000	127.519
6	COMB1	1/4	41.151	-75.538	0.000	0.000	0.000	141.887
6	COMB1	2/4	50.558	-78.874	0.000	0.000	0.000	156.903
6	COMB1	3/4	59.964	-82.210	0.000	0.000	0.000	172.569
6	COMB1	J[7]	69.370	-85.545	0.000	0.000	0.000	188.883
7	COMB1	I[7]	69.445	-65.606	0.000	0.000	0.000	188.883
7	COMB1	1/4	78.851	-68.942	0.000	0.000	0.000	201.968
7	COMB1	2/4	88.258	-72.278	0.000	0.000	0.000	215.701
7	COMB1	3/4	97.664	-75.613	0.000	0.000	0.000	230.083
7	COMB1	J[8]	107.070	-78.949	0.000	0.000	0.000	245.115
8	COMB1	I[8]	107.183	-54.941	0.000	0.000	0.000	245.115
8	COMB1	1/4	118.064	-58.264	0.000	0.000	0.000	256.081
8	COMB1	2/4	128.945	-61.586	0.000	0.000	0.000	267.692
8	COMB1	3/4	139.826	-64.909	0.000	0.000	0.000	279.946
8	COMB1	J[9]	150.708	-68.232	0.000	0.000	0.000	292.844
9	COMB1	I[1]	-195.769	-161.974	0.000	0.000	0.000	-320.981
9	COMB1	1/4	-185.867	-159.766	0.000	0.000	0.000	-294.826
9	COMB1	2/4	-175.966	-156.527	0.000	0.000	0.000	-269.113
9	COMB1	3/4	-166.064	-152.257	0.000	0.000	0.000	-244.010
9	COMB1	J[10]	-156.162	-146.957	0.000	0.000	0.000	-219.685
10	COMB1	I[9]	30.739	150.003	0.000	0.000	0.000	271.350
10	COMB1	1/4	27.085	147.795	0.000	0.000	0.000	247.140
10	COMB1	2/4	23.431	144.556	0.000	0.000	0.000	223.372
10	COMB1	3/4	19.777	140.286	0.000	0.000	0.000	200.215
10	COMB1	J[11]	16.123	134.986	0.000	0.000	0.000	177.835
11	COMB1	I[10]	-168.519	-156.790	0.000	0.000	0.000	-219.685
11	COMB1	1/4	-158.501	-148.280	0.000	0.000	0.000	-186.861
11	COMB1	2/4	-148.483	-138.137	0.000	0.000	0.000	-156.042
11	COMB1	3/4	-138.465	-126.361	0.000	0.000	0.000	-127.579
11	COMB1	J[12]	-128.447	-112.952	0.000	0.000	0.000	-101.824

12	COMB1	I[11]	5.057	150.044	0.000	0.000	0.000	177.835
12	COMB1	1/4	1.360	141.534	0.000	0.000	0.000	146.461
12	COMB1	2/4	-2.337	131.391	0.000	0.000	0.000	117.093
12	COMB1	3/4	-6.035	119.615	0.000	0.000	0.000	90.080
12	COMB1	J[13]	-9.732	106.206	0.000	0.000	0.000	65.776
13	COMB1	I[12]	-140.945	-140.687	0.000	0.000	0.000	-101.824
13	COMB1	1/4	-130.927	-125.740	0.000	0.000	0.000	-73.157
13	COMB1	2/4	-120.909	-109.350	0.000	0.000	0.000	-47.859
13	COMB1	3/4	-110.891	-91.516	0.000	0.000	0.000	-26.240
13	COMB1	J[14]	-100.873	-72.239	0.000	0.000	0.000	-8.611
14	COMB1	I[13]	-20.864	142.951	0.000	0.000	0.000	65.776
14	COMB1	1/4	-24.561	128.003	0.000	0.000	0.000	36.622
14	COMB1	2/4	-28.258	111.613	0.000	0.000	0.000	10.837
14	COMB1	3/4	-31.955	93.780	0.000	0.000	0.000	-11.268
14	COMB1	J[15]	-35.652	74.503	0.000	0.000	0.000	-29.384
15	COMB1	I[14]	-113.427	-121.757	0.000	0.000	0.000	-8.611
15	COMB1	1/4	-103.409	-101.140	0.000	0.000	0.000	15.373
15	COMB1	2/4	-93.391	-79.284	0.000	0.000	0.000	34.791
15	COMB1	3/4	-83.372	-56.189	0.000	0.000	0.000	49.376
15	COMB1	J[16]	-73.354	-31.856	0.000	0.000	0.000	58.863
16	COMB1	I[15]	-46.797	135.335	0.000	0.000	0.000	-29.384
16	COMB1	1/4	-50.494	114.718	0.000	0.000	0.000	-56.287
16	COMB1	2/4	-54.191	92.862	0.000	0.000	0.000	-78.624
16	COMB1	3/4	-57.888	69.767	0.000	0.000	0.000	-96.129
16	COMB1	J[17]	-61.586	45.434	0.000	0.000	0.000	-108.535
17	COMB1	I[16]	-85.952	-103.326	0.000	0.000	0.000	58.863
17	COMB1	1/4	-75.934	-77.863	0.000	0.000	0.000	78.360
17	COMB1	2/4	-65.915	-51.378	0.000	0.000	0.000	92.271
17	COMB1	3/4	-55.897	-23.871	0.000	0.000	0.000	100.379
17	COMB1	J[18]	-45.879	4.658	0.000	0.000	0.000	102.463
18	COMB1	I[17]	-72.756	128.994	0.000	0.000	0.000	-108.535
18	COMB1	1/4	-76.453	103.531	0.000	0.000	0.000	-133.550
18	COMB1	2/4	-80.150	77.046	0.000	0.000	0.000	-152.981
18	COMB1	3/4	-83.847	49.539	0.000	0.000	0.000	-166.607
18	COMB1	J[19]	-87.544	21.010	0.000	0.000	0.000	-174.209
19	COMB1	I[18]	-58.507	-86.192	0.000	0.000	0.000	102.463
19	COMB1	1/4	-48.489	-56.754	0.000	0.000	0.000	117.844
19	COMB1	2/4	-38.471	-26.520	0.000	0.000	0.000	126.810
19	COMB1	3/4	-28.453	4.510	0.000	0.000	0.000	129.190
19	COMB1	J[20]	-18.434	36.335	0.000	0.000	0.000	124.813
20	COMB1	I[19]	-98.751	122.729	0.000	0.000	0.000	-174.209
20	COMB1	1/4	-102.448	93.291	0.000	0.000	0.000	-197.446
20	COMB1	2/4	-106.146	63.058	0.000	0.000	0.000	-214.267
20	COMB1	3/4	-109.843	32.028	0.000	0.000	0.000	-224.503
20	COMB1	J[21]	-113.540	0.203	0.000	0.000	0.000	-227.982
21	COMB1	I[20]	-30.639	-65.845	0.000	0.000	0.000	124.813
21	COMB1	1/4	-21.319	-50.796	0.000	0.000	0.000	130.646
21	COMB1	2/4	-12.000	-35.625	0.000	0.000	0.000	134.969
21	COMB1	3/4	-2.681	-20.332	0.000	0.000	0.000	137.767
21	COMB1	J[22]	6.638	-4.916	0.000	0.000	0.000	139.031
22	COMB1	I[21]	-124.403	108.926	0.000	0.000	0.000	-227.982
22	COMB1	1/4	-127.842	93.877	0.000	0.000	0.000	-238.124
22	COMB1	2/4	-131.281	78.706	0.000	0.000	0.000	-246.754
22	COMB1	3/4	-134.720	63.413	0.000	0.000	0.000	-253.861
22	COMB1	J[30]	-138.160	47.997	0.000	0.000	0.000	-259.432
23	COMB1	I[22]	68.154	-3.614	0.000	0.000	0.000	136.213
23	COMB1	1/4	54.626	4.238	0.000	0.000	0.000	136.182
23	COMB1	2/4	41.098	12.091	0.000	0.000	0.000	135.366
23	COMB1	3/4	27.570	19.944	0.000	0.000	0.000	133.764
23	COMB1	J[23]	14.042	27.796	0.000	0.000	0.000	131.377
24	COMB1	I[23]	50.764	-16.519	0.000	0.000	0.000	131.377

24	COMB1	1/4	37.050	-0.597	0.000	0.000	0.000	133.112
24	COMB1	2/4	23.336	15.324	0.000	0.000	0.000	131.619
24	COMB1	3/4	9.622	31.245	0.000	0.000	0.000	126.898
24	COMB1	J[24]	-4.091	47.166	0.000	0.000	0.000	118.949
25	COMB1	I[24]	32.896	-1.899	0.000	0.000	0.000	118.949
25	COMB1	1/4	19.183	14.022	0.000	0.000	0.000	117.720
25	COMB1	2/4	5.469	29.944	0.000	0.000	0.000	113.263
25	COMB1	3/4	-8.245	45.865	0.000	0.000	0.000	105.578
25	COMB1	J[25]	-21.959	61.786	0.000	0.000	0.000	94.665
26	COMB1	I[25]	15.031	12.433	0.000	0.000	0.000	94.665
26	COMB1	1/4	1.300	28.374	0.000	0.000	0.000	90.523
26	COMB1	2/4	-12.430	44.315	0.000	0.000	0.000	83.145
26	COMB1	3/4	-26.161	60.256	0.000	0.000	0.000	72.531
26	COMB1	J[26]	-39.892	76.196	0.000	0.000	0.000	58.682
27	COMB1	I[26]	-2.907	29.896	0.000	0.000	0.000	58.682
27	COMB1	1/4	-16.621	45.817	0.000	0.000	0.000	51.006
27	COMB1	2/4	-30.335	61.739	0.000	0.000	0.000	40.103
27	COMB1	3/4	-44.048	77.660	0.000	0.000	0.000	25.971
27	COMB1	J[27]	-57.762	93.581	0.000	0.000	0.000	8.612
28	COMB1	I[27]	-20.790	52.445	0.000	0.000	0.000	8.612
28	COMB1	1/4	-34.504	68.367	0.000	0.000	0.000	-3.636
28	COMB1	2/4	-48.218	84.288	0.000	0.000	0.000	-19.111
28	COMB1	3/4	-61.932	100.209	0.000	0.000	0.000	-37.815
28	COMB1	J[28]	-75.645	116.130	0.000	0.000	0.000	-59.746
29	COMB1	I[28]	-38.693	80.574	0.000	0.000	0.000	-59.746
29	COMB1	1/4	-52.407	96.495	0.000	0.000	0.000	-77.696
29	COMB1	2/4	-66.121	112.416	0.000	0.000	0.000	-98.875
29	COMB1	3/4	-79.835	128.337	0.000	0.000	0.000	-123.281
29	COMB1	J[29]	-93.549	144.259	0.000	0.000	0.000	-150.916
30	COMB1	I[29]	-56.880	112.594	0.000	0.000	0.000	-150.916
30	COMB1	1/4	-70.408	120.447	0.000	0.000	0.000	-162.568
30	COMB1	2/4	-83.936	128.299	0.000	0.000	0.000	-175.005
30	COMB1	3/4	-97.464	136.152	0.000	0.000	0.000	-188.227
30	COMB1	J[30]	-110.992	144.005	0.000	0.000	0.000	-202.235

10. 단면력 요약

(1) 평상시 단면력 집계

구분	위치	부재	극한하중			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	23, 30	313.41	451.87	—	195.88	
	중앙부	26, 27	437.78	129.41	—	240.24	
벽체	상단부 (축력최대)	21, 22	316.98	68.12	534.48	142.78	
	상단부 (모멘트최대)	21, 22	384.39	233.27	515.66	158.64	
	중앙부 (축력최대)	15, 16	185.05	25.57	595.16	69.78	(외측)
	중앙부 (모멘트최대)	15, 16	205.05	88.69	574.93	231.92	(외측)
	하단부 (축력최대)	9, 10	441.92	333.75	655.61	2.97	
	하단부 (모멘트최대)	9, 10	441.92	333.75	655.61	104.39	
하부슬래브	단부	1, 8	455.79	509.13	—	284.87	
	중앙부	4, 5	595.66	109.20	—	232.34	

(2) 지진시 단면력 집계

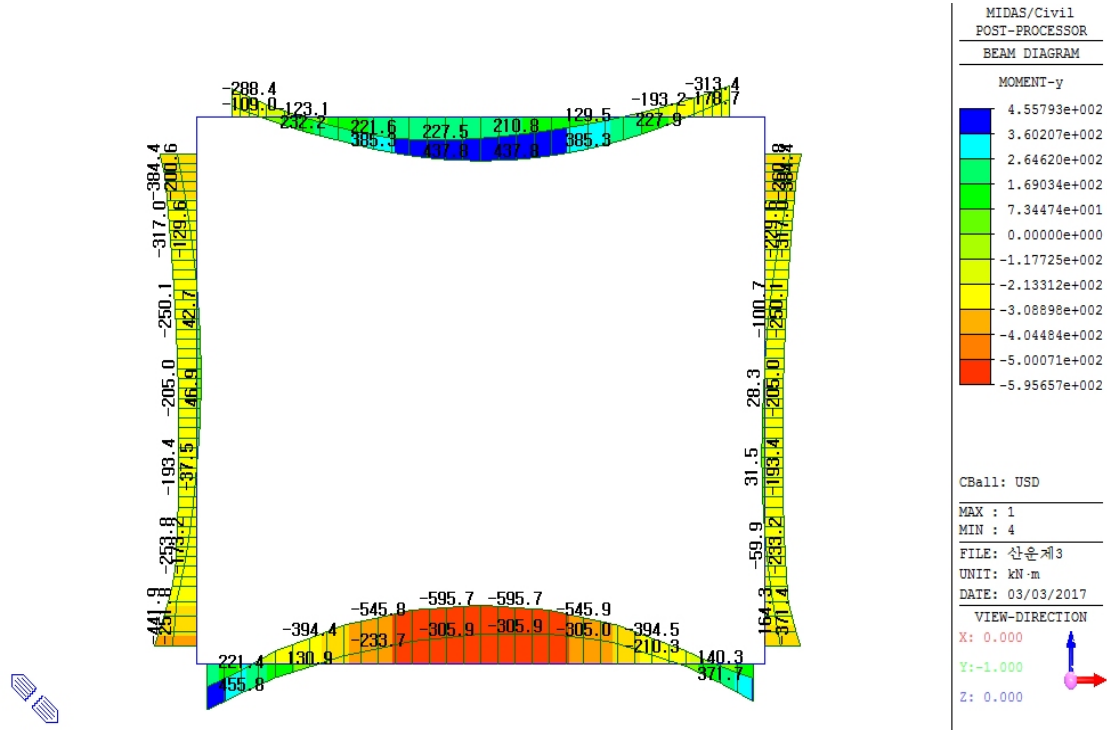
구분	위치	부재	지진하중			비고
			Me(kN · m)	Se(kN)	Pe(kN)	
상부슬래브	단부	23, 30	202.24	144.01		
	중앙부	26, 27	94.67	76.20		
벽체	내측부인장 (상단)	21, 22	139.03	4.92	6.64	(내측)
	상단부 (축력최대)	21, 22	259.43	48.00	138.16	
	상단부 (모멘트최대)	21, 22	259.43	48.00	138.16	
	중앙부 (축력최대)	15, 16	8.61	121.76	113.43	(외측)
	중앙부 (모멘트최대)	15, 16	108.54	45.43	61.59	(외측)
	하단부 (축력최대)	9, 10	320.98	161.97	195.77	
	하단부 (모멘트최대)	9, 10	320.98	161.97	195.77	
	내측부인장 (하단)	9, 10	271.35	150.00	30.74	
하부슬래브	단부	1, 8	334.42	161.97		
	중앙부	4, 5	127.52	167.27		

(3) 적용 단면력 집계

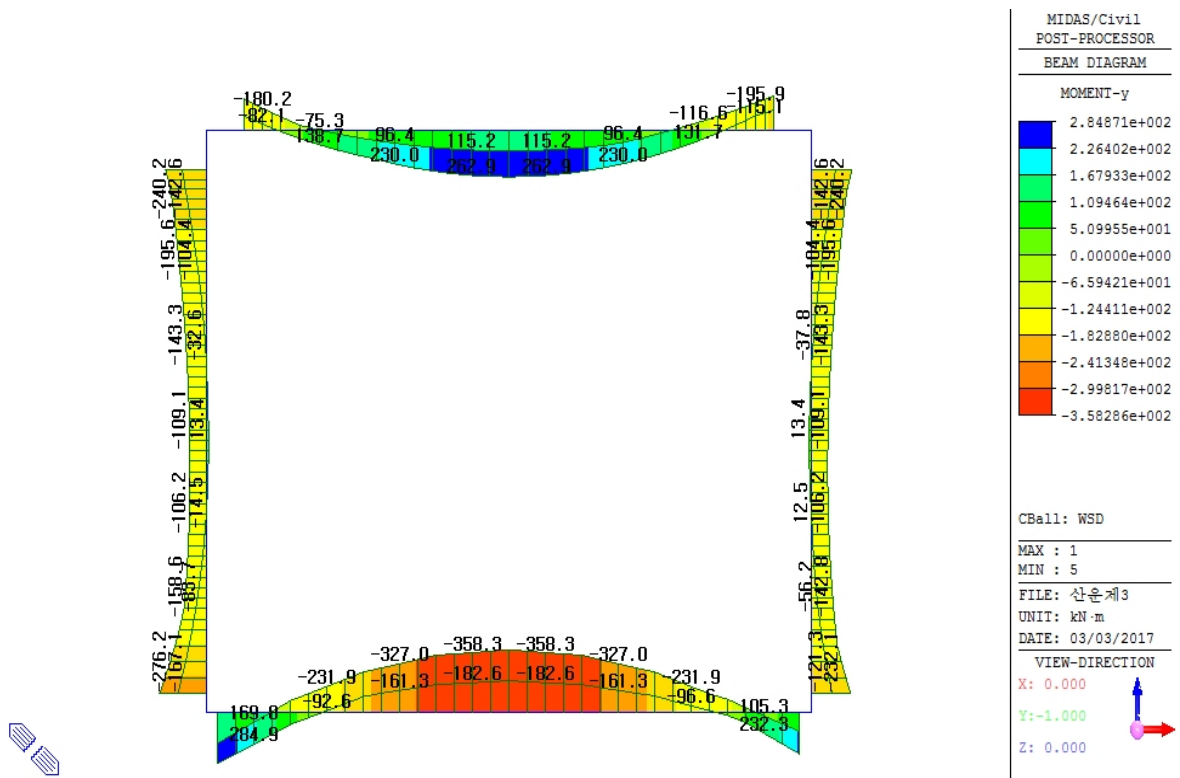
구분	위치	부재	극한하중(지진시 포함)			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	23, 30	313.41	451.87	-	195.88	
	중앙부	26, 27	437.78	129.41	-	240.24	
벽체	내측부인장 (상단)	21, 22	139.03	4.92	6.64	139.03	(내측)
	상단부 (축력최대)	21, 22	316.98	68.12	534.48	142.78	
	상단부 (모멘트최대)	21, 22	384.39	233.27	515.66	158.64	
	중앙부 (축력최대)	15, 16	185.05	121.76	595.16	69.78	(외측)
	중앙부 (모멘트최대)	15, 16	205.05	88.69	574.93	231.92	(외측)
	하단부 (축력최대)	9, 10	441.92	333.75	655.61	2.97	
	하단부 (모멘트최대)	9, 10	441.92	333.75	655.61	104.39	
	내측부인장 (하단)	1, 8	271.35	150.00	30.74	271.35	
하부슬래브	단부	1, 8	455.79	509.13	-	284.87	
	중앙부	4, 5	595.66	167.27	-	232.34	

10. 단면력도

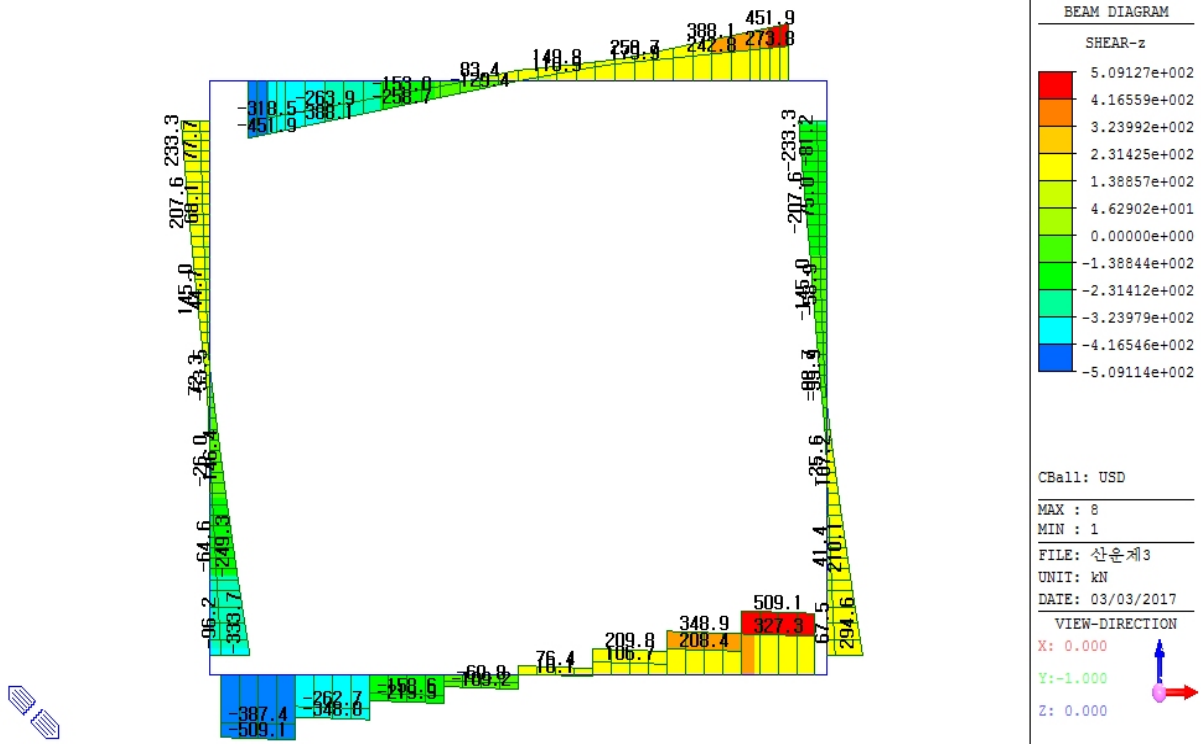
(1) 상시 - 극한하중 모멘트도



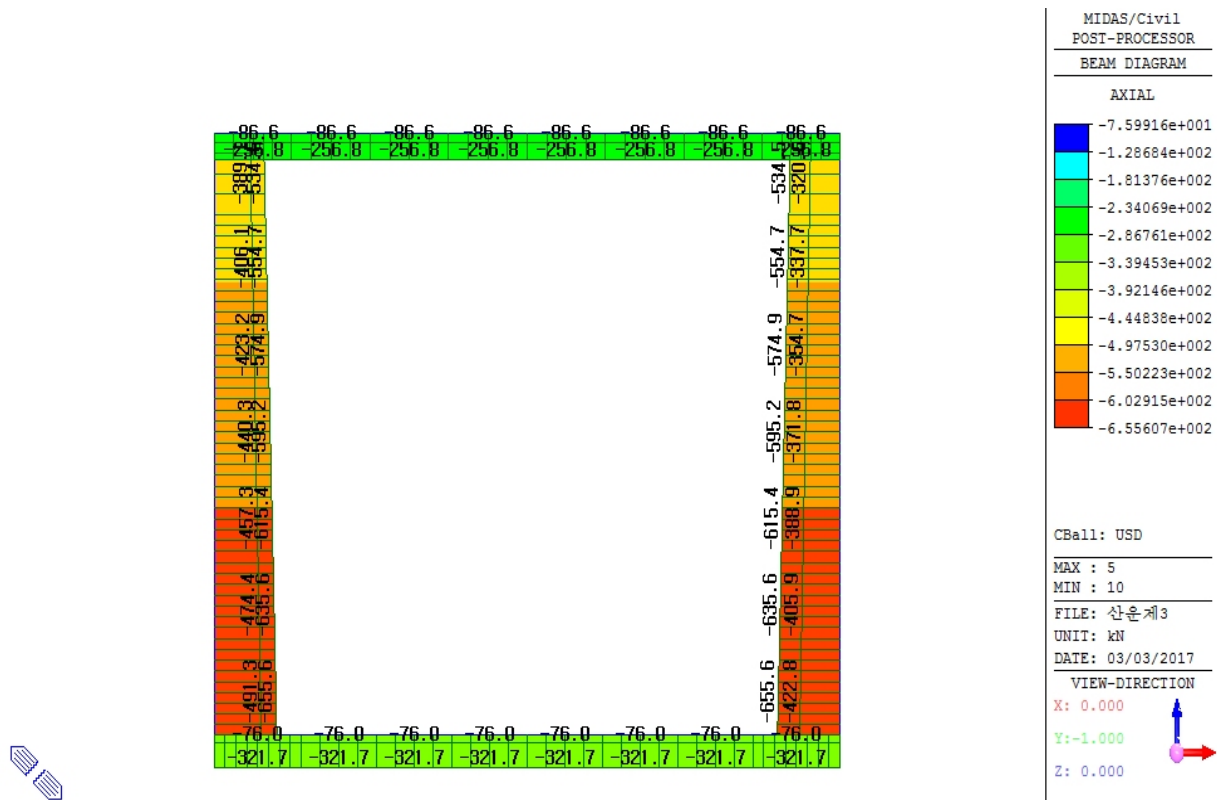
(2) 상시 - 사용하중 모멘트도



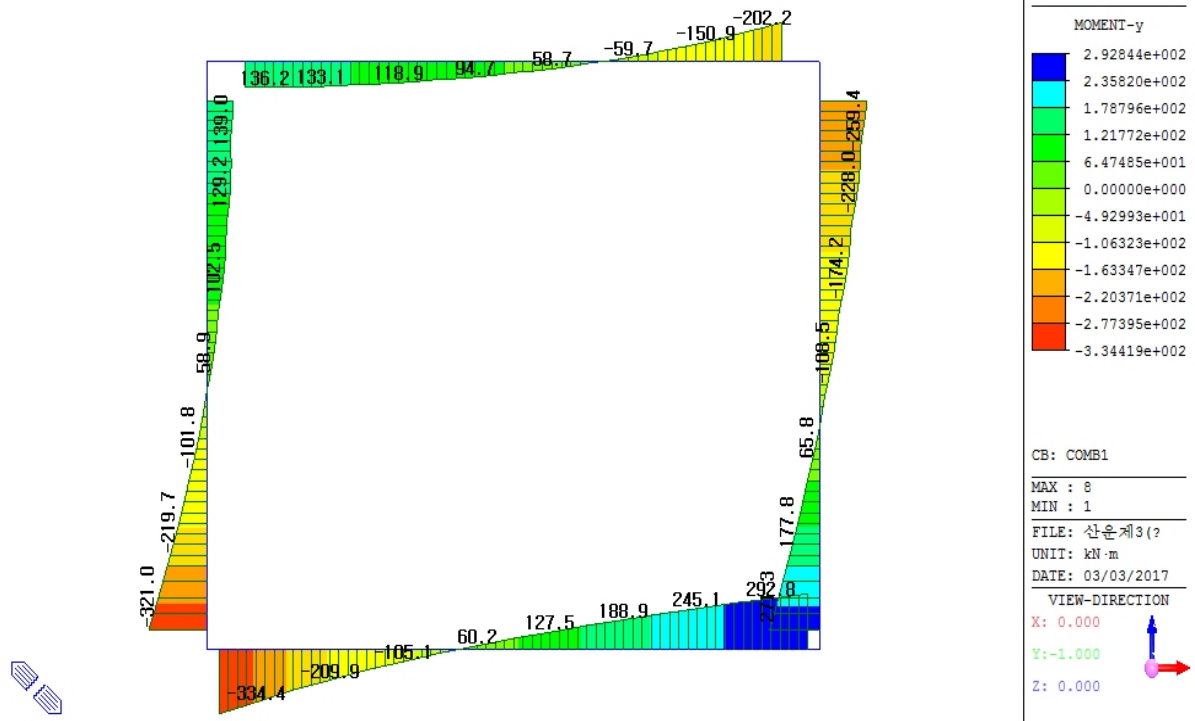
(3) 상시 - 극한하중 전단력도



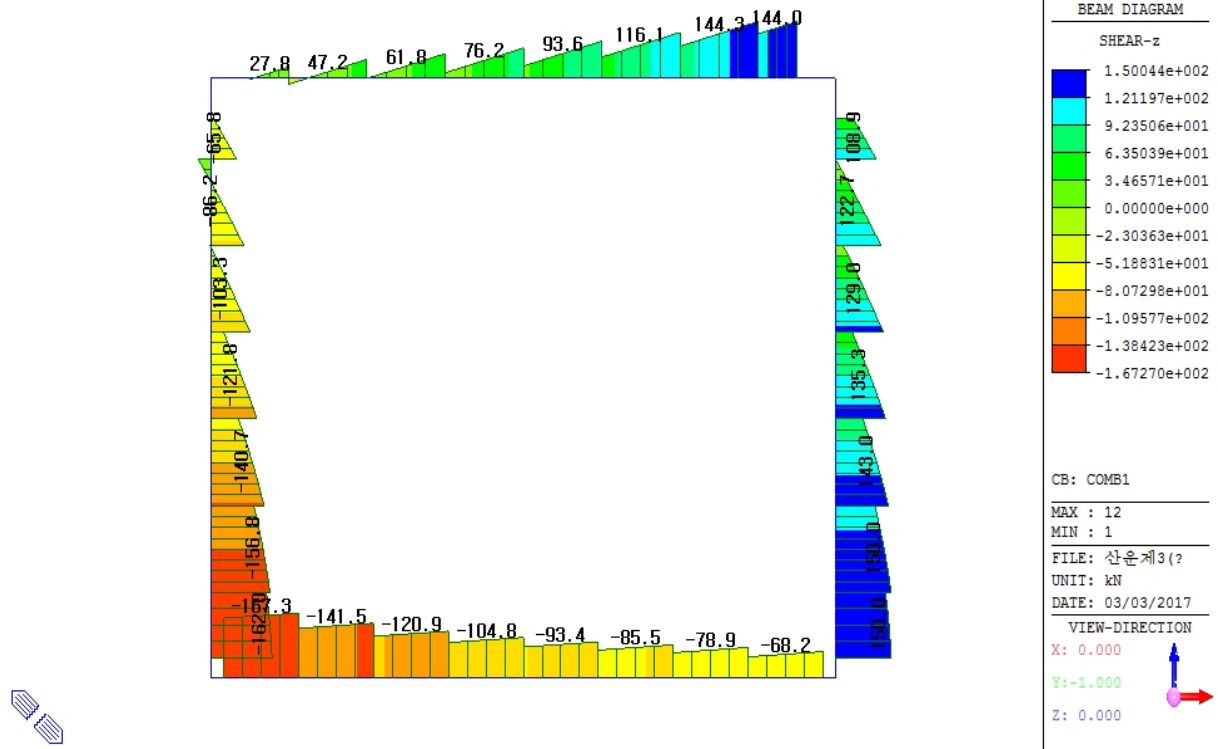
(4) 상시 - 극한하중 축력도



(5) 지진시 - 모멘트도



(6) 지진시 - 전단력도



12. 단면검토

① 상부 슬래브 단부

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	ϕ_f	ϕ_v	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	195.878
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Su (kN)
1000.0	733.3	633.3	100.0	313.406	451.873

전단설계시 단면의 유효높이 $d_s = 500.0$ $d_1' = 100$ $d_2' = 0$

* 휨모멘트 검토

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 35.953 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.04118 \geq 0.004 \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1)$$

$0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_f = 0.900$ 를 적용한다.

㉠ 필요철근량 및 철근비 검토

$$M_u / \phi = A_s \times f_y / (d - a / 2) \text{ ----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \text{ ----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0$$

$$\text{필요 철근량 } req.A_s = 1398.819 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근비 : } P_{use} = A_s / (B \times D) = 0.00362$$

$$\text{최대철근비 : } P_{max} = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02283$$

$$\text{최소철근비 : } \begin{cases} P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350 \\ P_{min} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00342 \\ \text{적용} = 0.0035 \end{cases}$$

$$A_s(req) = 1398.819 \text{ mm}^2 \qquad A_s(min) = 2216.667 \text{ mm}^2$$

$$4/3 \times A_s(req) = 1865.092 \text{ mm}^2 \qquad * A_s = 1865.092 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} = H_{19} \times 8_{ea} = 2292.000 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

㉢ 휨강도 검토

$$\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a / 2) = 507743230 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 507.743 \text{ kN} \cdot \text{m} > 313.406 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ ----- } \therefore \text{O.K.} \quad [\text{사용률} = 1.620]$$

★ 전단력 검토

$$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 387.970 \text{ kN}$$

$V_u > \phi_v \cdot V_c \therefore$ 전단철근보강이 필요하다.

$$\begin{aligned} \text{Req } A_v &= (451.9 - 387.970) \times 10^3 \times 150.0 / (400.0 \times 500.0 \times 0.85) \\ &= 56.385 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_v = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16} \times 2 \text{ EA, 간격 } s = 150.0 \text{ mm)}$$

$$\phi_v \cdot A_s = \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times B) = 450.160 \text{ kN}$$

$$s = 150.0 \text{ mm} < \text{Min (600, 0.5D)} = 250.0 \text{ mm} \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 838.130 \text{ kN} < V_u \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

■ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

① 응력산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] \\ &= 195.878 \times 1000000 / [2292 \times (633.333333333333 - 127.413/3)] \\ &= 144.639 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 633.333333333333 / (7 \times 2292)} \\ &= 127.413 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= 2292.000 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100 mm)} \\ &1\text{단 H19 @ 125 (= 2292 mm}^2 \text{)} \end{aligned}$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 19 / 2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$\begin{aligned} S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c &= 375 \times (210 / 144.639) - 2.5 \times 90.5 = 318.210 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) &= 300 \times (210 / 144.639) = 435.568 \text{ mm} \end{aligned}$$

S_a 는 작은 값인 318.210 mm 를 적용

$$S = 125.00 \leq S_a \text{ (= 318.21 mm)} \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

② 상부슬래브 중앙부

* 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	ϕ_f	ϕ_v	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	240.244
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	600.0	500.0	100.0	437.783	129.414

전단설계시 단면의 유효높이 $d_s = 500.0$ $d_1' = 100$ $d_2' = 0$

* 휨모멘트 검토

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 48.577 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.02281 \geq 0.004 \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1)$$

$0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\phi_f = 0.900$ 를 적용한다.

㉠ 필요철근량 및 철근비 검토

$$M_u / \phi = A_s \times f_y / (d - a / 2) \text{ ----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \text{ ----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0$$

$$\text{필요 철근량 } req.A_s = 2532.753 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근비 : } P_{use} = A_s / (B \times D) = 0.00619$$

$$\text{최대철근비 : } P_{max} = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02283$$

$$\text{최소철근비 : } \begin{cases} P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350 \\ P_{min} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00342 \\ \text{적용} = 0.0035 \end{cases}$$

$$A_s(req) = 2532.753 \text{ mm}^2 \qquad A_s(min) = 1750.000 \text{ mm}^2$$

$$4/3 \times A_s(req) = 3377.004 \text{ mm}^2 \qquad * A_s = 2532.753 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} = H_{22} \times 8ea = 3096.800 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

㉢ 휨강도 검토

$$\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a / 2) = 530346014 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 530.346 \text{ kN} \cdot \text{m} > 437.783 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ ----- } \therefore \text{O.K.} \quad [\text{사용률} = 1.211]$$

★ 전단력 검토

$$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 387.970 \text{ kN}$$

∴ 전단철근이 필요없음.

■ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

㉠ 응력산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi / 3)] \\ &= 240.244 \times 1000000 / [3096.8 \times (500 - 127.143/3)] \\ &= 169.526 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 500 / (7 \times 3096.8)} \\ &= 127.143 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= 3096.800 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100 mm)} \\ &1\text{단 H22 @ 125 (= 3096.8 mm}^2 \text{)} \end{aligned}$$

㉡ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$\begin{aligned} S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c &= 375 \times (210 / 169.526) - 2.5 \times 89 = 242.032 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) &= 300 \times (210 / 169.526) = 371.625 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sa는 작은 값인 242.032 mm 를 적용

$$S = 125.00 \leq S_a \text{ (= 242.032 mm)} \text{ ----- } \therefore \text{ O.K.}$$

③ 하부슬래브 단부

★ 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	ϕ_f	ϕ_v	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	284.871
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	700.0	600.0	100.0	455.793	509.127

$$\text{전단설계시 단면의 유효높이 } d_s = 600.0 \quad d_1' = 100 \quad d_2' = 0$$

★ 휨모멘트 검토

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 48.577 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.02798 \geq 0.004 \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1)$$

0.005 ≤ ϵ_t 이므로 인장지배단면, $\phi_f = 0.900$ 를 적용한다.

㉠ 필요철근량 및 철근비 검토

$$M_u / \phi = A_s \times f_y / (d - a / 2) \text{ ----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \text{ ----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\phi} = 0$$

$$\text{필요 철근량 } req.A_s = 2171.810 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근비 : } P_{use} = A_s / (B \times D) = 0.00516$$

$$\text{최대철근비 : } P_{max} = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02283$$

$$\text{최소철근비 : } \begin{cases} P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350 \\ P_{min} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00342 \\ \text{적용} = 0.0035 \end{cases}$$

$$A_s(req) = 2171.810 \text{ mm}^2 \quad A_s(min) = 2100.000 \text{ mm}^2$$

$$4/3 \times A_s(req) = 2895.746 \text{ mm}^2 \quad * A_s = 2171.810 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} = H_{22} \times 8ea = 3096.800 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

㉢ 휨강도 검토

$$\phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a / 2) = 641830814 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 641.831 \text{ kN} \cdot \text{m} > 455.793 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ ----- } \therefore \text{O.K.} \quad [\text{사용률} = 1.408]$$

★ 전단력 검토

$$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 465.564 \text{ kN}$$

$V_u > \phi_v \cdot V_c \therefore$ 전단철근보강이 필요하다.

$$\begin{aligned} \text{Req } A_v &= (509.1 - 465.564) \times 10^3 \times 150.0 / (400.0 \times 600.0 \times 0.85) \\ &= 32.031 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Use } A_v = 397.200 \text{ mm}^2 \text{ (H16} \times 2 \text{ EA, 간격 } s = 150.0 \text{ mm)}$$

$$\phi_v \cdot A_s = \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times B) = 540.192 \text{ kN}$$

$$s = 150.0 \text{ mm} < \text{Min (600, 0.5D)} = 300.0 \text{ mm} \text{ ----- } \therefore \text{ O.K}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 1005.756 \text{ kN} < V_u \text{ ----- } \therefore \text{ O.K}$$

■ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

㉠ 응력산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi / 3)] \\ &= 284.871 \times 1000000 / [3096.8 \times (600 - 141.059/3)] \\ &= 166.351 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 600/(7 \times 3096.8)} \\ &= 141.059 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.800 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100 mm)}$$

$$1\text{단 H22 @ 125 (= 3096.8 mm}^2 \text{)}$$

㉡ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$\begin{aligned} S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c &= 375 \times (210 / 166.351) - 2.5 \times 89 = 250.897 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) &= 300 \times (210 / 166.351) = 378.717 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sa는 작은 값인 250.897 mm 를 적용

$$S = 125.00 \leq S_a \text{ (= 250.897 mm)} \text{ ----- } \therefore \text{ O.K.}$$

④ 하부슬래브 중앙부

★ 검토 조건

$$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	$\beta 1$	Φf	Φv	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	232.341
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	700.0	600.0	100.0	595.657	167.270

전단설계시 단면의 유효높이 $d_s = 600.0$ $d1' = 100$ $d2' = 0$

★ 휨모멘트 검토

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 63.586 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.02067 \geq 0.004 \text{ ----- } \therefore \text{O.K}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a / \beta 1 - D_{c\_min}) / (a / \beta 1)$$

0.005 $\leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi f = 0.900$ 를 적용한다.

㉠ 필요철근량 및 철근비 검토

$$M_u / \Phi = A_s \times f_y / (d - a / 2) \text{ ----- (1)}$$

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \text{ ----- (2)}$$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0$$

$$\text{필요 철근량 } req.A_s = 2864.966 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근비 : } P_{use} = A_s / (B \times D) = 0.00676$$

$$\text{최대철근비 : } P_{max} = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02283$$

$$\text{최소철근비 : } \begin{cases} P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350 \\ P_{min} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00342 \\ \text{적용} = 0.0035 \end{cases}$$

$$A_s(req) = 2864.966 \text{ mm}^2 \qquad A_s(min) = 2100.000 \text{ mm}^2$$

$$4/3 \times A_s(req) = 3819.954 \text{ mm}^2 \qquad * A_s = 2864.966 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} = H25 \times 8ea = 4053.600 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

㉢ 휨강도 검토

$$\Phi M_n = \Phi f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 829182202 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 829.182 \text{ kN} \cdot \text{m} > 595.657 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ ----- } \therefore \text{O.K} \quad [\text{사용률} = 1.392]$$

★ 전단력 검토

$$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 465.564 \text{ kN}$$

∴ 전단철근이 필요없음.

■ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

① 응력산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] \\ &= 232.341 \times 1000000 / [4053.6 \times (600 - 158.321/3)] \\ &= 104.741 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 4053.6/1000 + 7 \times 4053.6/1000 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 600/(7 \times 4053.6)} \\ &= 158.321 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= 4053.600 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100 mm)} \\ &1\text{단 H25 @ 125 (= 4053.6 mm}^2 \text{)} \end{aligned}$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 25 / 2 = 87.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$\begin{aligned} S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c &= 375 \times (210 / 104.741) - 2.5 \times 87.5 = 533.102 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) &= 300 \times (210 / 104.741) = 601.482 \text{ mm} \end{aligned}$$

S_a 는 작은 값인 533.102 mm 를 적용

$$S = 125.00 \leq S_a \text{ (= 533.102 mm)} \text{ ----- } \therefore \text{ O.K.}$$

⑤ 벽체 내측인장부

★ 검토 조건

$p_{min} = \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$

fck (Mpa)	fy (Mpa)	β_1	Φ_f	Φ_v	Mo (kN.m)
30.0	400.0	0.836	0.900	0.850	69.781
B (mm)	H (mm)	d (mm)	피복 (mm)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
1000.0	600.0	500.0	100.0	271.350	150.003

전단설계시 단면의 유효높이 $d_s = 500.0$ $d_1' = 100.0$ $d_2' = 0$

★ 휨모멘트 검토

공칭강도시 등가응력깊이 $a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 35.953 \text{ mm}$

최외단 인장철근 변형률 $\epsilon_t = 0.03188 \geq 0.004 \text{ -----} \therefore \text{O.K.}$

여기서 $\epsilon_t = 0.003 \times (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1)$

$0.005 \leq \epsilon_t$ 이므로 인장지배단면, $\Phi_f = 0.900$ 를 적용한다.

㉠ 필요철근량 및 철근비 검토

$M_u / \Phi = A_s \times f_y / (d - a / 2) \text{ ----- (1)}$

$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) \text{ ----- (2)}$

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s 를 구한다.

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} \times A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0$$

필요 철근량 $req.A_s = 1544.941 \text{ mm}^2$

사용철근비 : $P_{use} = A_s / (B \times D) = 0.00458$

최대철근비 : $P_{max} = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02283$

최소철근비 : $\left\{ \begin{array}{l} P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350 \\ P_{min} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00342 \\ \text{적용} = 0.0035 \end{array} \right.$

$A_s(req) = 1544.941 \text{ mm}^2$ $A_s(min) = 1750.000 \text{ mm}^2$

$4/3 \times A_s(req) = 2059.921 \text{ mm}^2$ ※ $A_s = 1750.000 \text{ mm}^2$

사용철근량 $= H_{19} \times 8ea = 2292.000 \text{ mm}^2 \text{ -----} \therefore \text{O.K.}$

⑥ 휨강도 검토

$\Phi M_n = \Phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 397727230 \text{ N} \cdot \text{mm}$

$= 397.727 \text{ kN} \cdot \text{m} > 271.350 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ -----} \therefore \text{O.K.} \quad [\text{사용률} = 1.466]$

★ 전단력 검토

$$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 387.970 \text{ kN}$$

∴ 전단철근이 필요없음.

■ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

㉠ 응력산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi / 3)]$$

$$= 69.781 \times 1000000 / [2292 \times (500 - 111.633/3)]$$

$$= 65.787 \text{ Mpa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 500 / (7 \times 2292)}$$

$$= 111.633 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.000 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100 mm)}$$

$$1\text{단 H19 @ 125 (= 2292 mm}^2 \text{)}$$

㉡ 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 19 / 2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 65.787) - 2.5 \times 90.5 = 970.797 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 65.787) = 957.637 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 957.637 mm 를 적용

$$S = 125.00 \leq S_a (= 957.637 \text{ mm}) \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

⑤ 벽체 상단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	$P_u = 534.48$	(kN),	설계모멘트	:	$M_u = 316.98$	(kN·m)
설계전단력	:	$V_u = 68.12$	(kN),	사용 모멘트	:	$M = 142.78$	(kN·m)
부재높이	:	$H = 733.3$	(mm),	$f_y = 400$	MPa	$f_{ck} = 30$	MPa
폭	:	$b = 1000$	(mm),	$\phi_f = 0.90$	,	$\phi_v = 0.85$	
유효높이(휨)	:	$d = 633.3$	(mm),	$d' = 100$	(mm),	$\phi_c = 0.70$	
유효높이(전단)	:	$d = 500.0$	(mm),	$k_1 = 0.836$	,	$e = 593.06$	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

$$A_s = H \ 19 \ @ \ 8 \ EA = 22.920 \text{ cm}^2, \quad d_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$\Sigma = 22.920 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = H \ 19 \ @ \ 8 \ EA = 22.920 \text{ cm}^2, \quad d'_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$P_{min} (0.0015) < P_{use} (0.0063) < P_{max} (0.0800) \text{ ----- } 0.K!!!$$

- 평형하중 산정

소성중심 계산

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 733.33 \times 1000.00 = 18392000.000 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times f_y = 916800.00 \text{ N}, \quad C_s' = A_{sf} \times f_y = 916800.000 \text{ N}$$

$$X_p = (18392000.00 \times 366.7 + 916800.0 \times 100.0 + 916800.0 \times 633.3) / 20225600.000 \\ = 366.667 \text{ mm}$$

- 평형상태 계산

$$C_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 380.000 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 317.680 \text{ mm}$$

$$f_s' = 600 \times (380.000 - 100.0) / 380.000 = 400 \text{ Mpa} \quad (f_s' \leq f_y)$$

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 317.680 \times 1000 = 7967414.400 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times (f_s' - 0.9 \times f_{ck}) = 854916.000 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \times f_s = 916800.000 \text{ N}$$

$$P_b = 7967414.400 + 854916.000 - 916800.000 = 7905530.400 \text{ N}$$

$$M_b = 7967414.400 \times (633.3 - 317.680/2) + 854916.000 \times (633.3 - 100.0) - 916800.000 \times (366.667 - 100.0) \\ = 2128298776.704 \text{ N·mm}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 269.216 \text{ mm})$$

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 $c = 121.073 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 101.217 \text{ mm}$ 사용

$$f_s = 600 \times (633.333 - 121.073) / 121.073 = 400 \text{ Mpa} \quad (f_s \leq f_y)$$

$$f_s' = 600 \times (121.073 - 100.000) / 121.073 = 104.43 \text{ Mpa} \quad (f_s \leq f_y)$$

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 101.217 \times 1000 = 2538516.772 \text{ N}$$

$$C_s = 2292.000 \times (104.430 - 0.85 \times 30) = 181870.161 \text{ N}$$

$$T_s = 2292.000 \times 400.000 = 916800.000 \text{ N}$$

$$P_n = 2538516.772 + 181870.161 - 916800.000 = 1803586.933 \text{ N}$$

$$M_n' = 2538516.772 \times (633.3 - 101.217 / 2) + 181870.161 \times (633.3 - 100.0) \\ = 1576254464.962 \text{ N·mm}$$

- 편심오차 : $|e' - M_n' / P_n| = 14.227 > 0.001$ ($e' = e + X_p - d_c = 859.728321 \text{ mm}$)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} (\max) P_n &= 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \} = 16333366.400 \text{ N} \geq P_n = 1803586.933 \\ \phi P_n &= 1262510.853 < \phi P_b = 5533871.280, 0.1 \times f_{ck} \times A_g = 2200000.000 \\ \therefore \phi &= 0.760 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.76 \times 1803586.933 = 1370.726 \text{ kN} \geq P_u = 534.479 \text{ kN} \text{ ----- O.K!!!} \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 593.062 = 812.925 \text{ kN.m} \geq M_u = 316.979 \text{ kN.m} \text{ ----- O.K!!!} \end{aligned}$$

○ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.85 \times 1/6 \times (1 + P_u / (14 \times A_g)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d = 408167.732 \text{ N} \\ \text{여기서, } V_u &< 1/2 \phi V_c \text{ 이므로 전단철근보강 불필요} \end{aligned}$$

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] \\ &= 142.781 \times 1000000 / [2292 \times (633.3333333333 - 127.413/3)] \\ &= 105.431 \text{ Mpa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 633.3333333333 / (7 \times 2292)} \\ &= 127.413 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= 2292.000 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100 mm)} \\ &1\text{단 H19 @ 125 (= 2292 mm}^2 \text{)} \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 19 / 2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$\begin{aligned} S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C &= 375 \times (210 / 105.431) - 2.5 \times 90.5 = 520.682 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) &= 300 \times (210 / 105.431) = 597.546 \text{ mm} \end{aligned}$$

S_a 는 작은 값인 520.682 mm 를 적용

$$S = 125.00 \leq S_a \text{ (= 520.682 mm)} \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

⑥ 벽체 상단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	$P_u = 515.66$	(kN),	설계모멘트	:	$M_u = 384.39$	(kN · m)
설계전단력	:	$V_u = 233.27$	(kN),	사용 모멘트	:	$M = 158.64$	(kN.m)
부재높이	:	$H = 733.3$	(mm),	$f_y = 400$	MPa	$f_{ck} = 30$	MPa
폭	:	$b = 1000$	(mm),	$\phi_f = 0.90$,	$\phi_v = 0.85$		
유효높이(휨)	:	$d = 633.3$	(mm),	$d' = 100$	(mm),	$\phi_c = 0.70$	
유효높이(전단)	:	$d = 500.0$	(mm),	$k_1 = 0.836$,	$e = 745.43$	(mm)	

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

$$A_s = H \ 19 \ @ \ 8 \ EA = 22.920 \text{ cm}^2, \quad d_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$\Sigma = 22.920 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = H \ 19 \ @ \ 8 \ EA = 22.920 \text{ cm}^2, \quad d'_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$P_{min} (0.0015) < P_{use} (0.0063) < P_{max} (0.0800) \quad \text{-----} \quad 0.K!!!$$

- 평형하중 산정

소성중심 계산

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 733.33 \times 1000.00 = 18392000.000 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times f_y = 916800.00 \text{ N}, \quad C_s' = A_{sf} \times f_y = 916800.000 \text{ N}$$

$$X_p = (18392000.00 \times 366.7 + 916800.0 \times 100.0 + 916800.0 \times 633.3) / 20225600.000 \\ = 366.667 \text{ mm}$$

- 평형상태 계산

$$C_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 380.000 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 317.680 \text{ mm}$$

$$f_s' = 600 \times (380.000 - 100.0) / 380.000 = 400 \text{ Mpa} \quad (f_s' \leq f_y)$$

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 317.680 \times 1000 = 7967414.400 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times (f_s' - 0.9 \times f_{ck}) = 854916.000 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \times f_s = 916800.000 \text{ N}$$

$$P_b = 7967414.400 + 854916.000 - 916800.000 = 7905530.400 \text{ N}$$

$$M_b = 7967414.400 \times (633.3 - 317.680/2) + 854916.000 \times (633.3 - 100.0) - 916800.000 \times (366.667 - 100.0) \\ = 2128298776.704 \text{ N.mm}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 269.216 \text{ mm})$$

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 $c = 102.594 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 85.769 \text{ mm}$ 사용

$$f_s = 600 \times (633.333 - 102.594) / 102.594 = 400 \text{ Mpa} \quad (f_s \leq f_y)$$

$$f_s' = 600 \times (102.594 - 100.000) / 102.594 = 15.16991 \text{ Mpa} \quad (f_s \leq f_y)$$

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 85.769 \times 1000 = 2151073.990 \text{ N}$$

$$C_s = 2292.000 \times (15.170 - 0.85 \times 30) = (22713.931) \text{ N}$$

$$T_s = 2292.000 \times 400.000 = 916800.000 \text{ N}$$

$$P_n = 2151073.990 + -22713.931 - 916800.000 = 1211560.059 \text{ N}$$

$$M_n' = 2151073.990 \times (633.3 - 85.769 / 2) + -22713.931 \times (633.3 - 100.0) \\ = 1257985568.415 \text{ N.mm}$$

- 편심오차 : $|e' - M_n' / P_n| = 26.221 > 0.001 \quad (e' = e + X_p - d_c = 1012.097306 \text{ mm})$

- 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} (\max) P_n &= 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \} = 16333366.400 \text{ N} \geq P_n = 1211560.059 \\ \Phi P_n &= 848092.041 < \Phi P_b = 5533871.280, 0.1 \times f_{ck} \times A_g = 2200000.000 \\ \therefore \Phi &= 0.790 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 0.79 \times 1211560.059 = 957.132 \text{ kN} \geq P_u = 515.663 \text{ kN} \text{ ----- } 0.K!!! \\ \Phi M_n &= \Phi P_n \times 745.431 = 713.476 \text{ kN.m} \geq M_u = 384.391 \text{ kN.m} \text{ ----- } 0.K!!! \end{aligned}$$

○ 전단력 검토

$$\phi V_c = 0.85 \times 1/6 \times (1 + P_u / (14 \times A_g)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d = 407456.689 \text{ N}$$

여기서, $1/2 \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$ 이므로 최소 전단 철근 필요

$$\text{- 계산된 스테럽 : } \min. A_v = 0.35 \times (b_o \times s / f_y) = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{- 배근할 스테럽 : } H \text{ 16 } \quad \text{다리수: } N = 2 \quad \text{스테럽 간격 : } s = 15 \text{ cm}$$

$$A_v(\text{req}) = 1.31 \text{ cm}^2 < A_v = 3.972 \text{ cm}^2 \quad 0.K !!!$$

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)]$$

$$= 158.638 \times 1000000 / [2292 \times (633.333333333333 - 127.413/3)]$$

$$= 117.140 \text{ Mpa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)}$$

$$= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 633.333333333333 / (7 \times 2292)}$$

$$= 127.413 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100 \text{ mm})$$

$$1\text{단 } H19 @ 125 \quad (= 2292 \text{ mm}^2)$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 19 / 2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 117.14) - 2.5 \times 90.5 = 446.021 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 117.14) = 537.817 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 446.021 mm 를 적용

$$S = 125.00 \leq S_a (= 446.021 \text{ mm}) \text{ ----- } \therefore 0.K.$$

⑦ 벽체 중앙부 - Pmax 일 경우

(외측)

설계축력	:	$P_u = 595.16$	(kN),	설계모멘트	:	$M_u = 185.05$	(kN · m)
설계전단력	:	$V_u = 121.76$	(kN),	사용 모멘트	:	$M = 69.78$	(kN.m)
부재높이	:	$H = 600.0$	(mm),	$f_y = 400$	MPa	$f_{ck} = 30$	MPa
폭	:	$b = 1000$	(mm),	$\phi_f = 0.90$	,	$\phi_v = 0.85$	
유효높이(휨)	:	$d = 500.0$	(mm),	$d' = 100$	(mm),	$\phi_c = 0.70$	
유효높이(전단)	:	$d = 500.0$	(mm),	$k_1 = 0.836$	,	$e = 310.92$	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

$$A_s = H \ 19 \ @ \ 8 \ EA = 22.920 \text{ cm}^2, \quad d_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$\Sigma = 22.920 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = H \ 19 \ @ \ 8 \ EA = 22.920 \text{ cm}^2, \quad d'_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$P_{min} (0.0015) < P_{use} (0.0076) < P_{max} (0.0800) \text{ ----- } 0.K!!!$$

- 평형하중 산정

소성중심 계산

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 600.00 \times 1000.00 = 15048000.000 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times f_y = 916800.00 \text{ N}, \quad C_s' = A_{sf} \times f_y = 916800.000 \text{ N}$$

$$X_p = (15048000.00 \times 300.0 + 916800.0 \times 100.0 + 916800.0 \times 500.0) / 16881600.000 \\ = 300.000 \text{ mm}$$

- 평형상태 계산

$$C_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 300.000 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 250.800 \text{ mm}$$

$$f_s' = 600 \times (300.000 - 100.0) / 300.000 = 400 \text{ Mpa} \quad (f_s' \leq f_y)$$

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 250.800 \times 1000 = 6290064.000 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times (f_s' - 0.9 \times f_{ck}) = 854916.000 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \times f_s = 916800.000 \text{ N}$$

$$P_b = 6290064.000 + 854916.000 - 916800.000 = 6228180.000 \text{ N}$$

$$M_b = 6290064.000 \times (500.0 - 250.800/2) + 854916.000 \times (500.0 - 100.0) - 6228180.000 \times (300.000 - 100.0) \\ = 1452588374.400 \text{ N.mm}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 233.228 \text{ mm})$$

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 $c = 195.981 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 163.840 \text{ mm}$ 사용

$$f_s = 600 \times (500.000 - 195.981) / 195.981 = 400 \text{ Mpa} \quad (f_s \leq f_y)$$

$$f_s' = 600 \times (195.981 - 100.000) / 195.981 = 293.848 \text{ Mpa} \quad (f_s \leq f_y)$$

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 163.840 \times 1000 = 4109112.206 \text{ N}$$

$$C_s = 2292.000 \times (293.848 - 0.85 \times 30) = 616016.323 \text{ N}$$

$$T_s = 2292.000 \times 400.000 = 916800.000 \text{ N}$$

$$P_n = 4109112.206 + 616016.323 - 916800.000 = 3808328.529 \text{ N}$$

$$M_n' = 4109112.206 \times (500.0 - 163.840 / 2) + 616016.323 \times (500.0 - 100.0) \\ = 1964343750.174 \text{ N.mm}$$

- 편심오차 : $|e' - M_n' / P_n| = 4.886 > 0.001$ ($e' = e + X_p - d_c = 510.915870 \text{ mm}$)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} (\max) P_n &= 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \} = 13613366.400 \text{ N} \geq P_n = 3808328.529 \\ \phi P_n &= 2665829.970 > \phi P_b = 4359726.000, 0.1 \times f_{ck} \times A_g = 1800000.000 \\ \therefore \phi &= 0.700 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.70 \times 3808328.529 = 2665.830 \text{ kN} \geq P_u = 595.161 \text{ kN} \text{ ----- O.K!!!} \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 310.916 = 828.849 \text{ kN.m} \geq M_u = 185.045 \text{ kN.m} \text{ ----- O.K!!!} \end{aligned}$$

○ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.85 \times 1/6 \times (1 + P_u / (14 \times A_g)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d = 415458.800 \text{ N} \\ \text{여기서, } V_u &< 1/2 \phi V_c \text{ 이므로 전단철근보강 불필요} \end{aligned}$$

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] \\ &= 69.781 \times 1000000 / [2292 \times (500 - 111.633/3)] \\ &= 65.787 \text{ Mpa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 500 / (7 \times 2292)} \\ &= 111.633 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= 2292.000 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100 mm)} \\ &1\text{단 H19 @ 125 (= 2292 mm}^2 \text{)} \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 19 / 2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$\begin{aligned} S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C &= 375 \times (210 / 65.787) - 2.5 \times 90.5 = 970.797 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) &= 300 \times (210 / 65.787) = 957.637 \text{ mm} \end{aligned}$$

S_a 는 작은 값인 957.637 mm 를 적용

$$S = 125.00 \leq S_a \text{ (= 957.637 mm)} \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

⑧ 벽체 중앙부 - Mmax 일 경우

(외측)

설계축력	:	$P_u = 574.93$	(kN),	설계모멘트	:	$M_u = 205.05$	(kN · m)
설계전단력	:	$V_u = 88.69$	(kN),	사용 모멘트	:	$M = 231.92$	(kN.m)
부재높이	:	$H = 600.0$	(mm),	$f_y = 400$	MPa	$f_{ck} = 30$	MPa
폭	:	$b = 1000$	(mm),	$\phi_f = 0.90$,		$\phi_v = 0.85$	
유효높이(휨)	:	$d = 500.0$	(mm),	$d' = 100$	(mm),	$\phi_c = 0.70$	
유효높이(전단)	:	$d = 500.0$	(mm),	$k_1 = 0.836$,		$e = 356.64$	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

$$A_s = H \ 19 \ @ \ 8 \ EA = 22.920 \text{ cm}^2, \quad d_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$\Sigma = 22.920 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = H \ 19 \ @ \ 8 \ EA = 22.920 \text{ cm}^2, \quad d'_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$P_{min} (0.0015) < P_{use} (0.0076) < P_{max} (0.0800) \quad \text{-----} \quad 0.K!!!$$

- 평형하중 산정

소성중심 계산

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 600.00 \times 1000.00 = 15048000.000 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times f_y = 916800.00 \text{ N}, \quad C_s' = A_{sf} \times f_y = 916800.000 \text{ N}$$

$$X_p = (15048000.00 \times 300.0 + 916800.0 \times 100.0 + 916800.0 \times 500.0) / 16881600.000 \\ = 300.000 \text{ mm}$$

- 평형상태 계산

$$C_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 300.000 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 250.800 \text{ mm}$$

$$f_s' = 600 \times (300.000 - 100.0) / 300.000 = 400 \text{ Mpa} \quad (f_s' \leq f_y)$$

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 250.800 \times 1000 = 6290064.000 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times (f_s' - 0.9 \times f_{ck}) = 854916.000 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \times f_s = 916800.000 \text{ N}$$

$$P_b = 6290064.000 + 854916.000 - 916800.000 = 6228180.000 \text{ N}$$

$$M_b = 6290064.000 \times (500.0 - 250.800/2) + 854916.000 \times (500.0 - 100.0) - 6228180.000 \times (300.000 - 100.0) \\ = 1452588374.400 \text{ N.mm}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 233.228 \text{ mm})$$

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 $c = 161.282 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 134.831 \text{ mm}$ 사용

$$f_s = 600 \times (500.000 - 161.282) / 161.282 = 400 \text{ Mpa} \quad (f_s \leq f_y)$$

$$f_s' = 600 \times (161.282 - 100.000) / 161.282 = 227.9797 \text{ Mpa} \quad (f_s \leq f_y)$$

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 134.831 \times 1000 = 3381569.857 \text{ N}$$

$$C_s = 2292.000 \times (227.980 - 0.85 \times 30) = 465045.999 \text{ N}$$

$$T_s = 2292.000 \times 400.000 = 916800.000 \text{ N}$$

$$P_n = 3381569.857 + 465045.999 - 916800.000 = 2929815.856 \text{ N}$$

$$M_n' = 3381569.857 \times (500.0 - 134.831 / 2) + 465045.999 \times (500.0 - 100.0) \\ = 1648832540.529 \text{ N.mm}$$

- 편심오차 : $|e' - M_n' / P_n| = 6.132 > 0.001 \quad (e' = e + X_p - d_c = 556.644415 \text{ mm})$

- 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} (\max) P_n &= 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \} = 13613366.400 \text{ N} \geq P_n = 2929815.856 \\ \phi P_n &= 2050871.099 > \phi P_b = 4359726.000, 0.1 \times f_{ck} \times A_g = 1800000.000 \\ \therefore \phi &= 0.700 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi P_n &= 0.70 \times 2929815.856 = 2050.871 \text{ kN} \geq P_u = 574.934 \text{ kN} \text{ ----- } 0.K!!! \\ \phi M_n &= \phi P_n \times 356.644 = 731.432 \text{ kN.m} \geq M_u = 205.047 \text{ kN.m} \text{ ----- } 0.K!!! \end{aligned}$$

○ 전단력 검토

$$\phi V_c = 0.85 \times 1/6 \times (1 + P_u / (14 \times A_g)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d = 414524.577 \text{ N}$$

여기서, $V_u < 1/2 \phi V_c$ 이므로 전단철근보강 불필요

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] \\ &= 231.92 \times 1000000 / [2292 \times (500 - 111.633/3)] \\ &= 218.646 \text{ Mpa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 500 / (7 \times 2292)} \\ &= 111.633 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= 2292.000 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100 mm)} \\ &1\text{단 H19 @ 125 (= 2292 mm}^2 \text{)} \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 19 / 2 = 90.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$\begin{aligned} S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c &= 375 \times (210 / 218.646) - 2.5 \times 90.5 = 133.922 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) &= 300 \times (210 / 218.646) = 288.138 \text{ mm} \end{aligned}$$

S_a 는 작은 값인 133.922 mm 를 적용

$$S = 125.00 \leq S_a \text{ (= 133.922 mm)} \text{ ----- } \therefore 0.K.$$

⑨ 벽체 하단부 - Pmax 일 경우

설계축력	:	$P_u = 655.61$	(kN),	설계모멘트	:	$M_u = 441.92$	(kN·m)
설계전단력	:	$V_u = 333.75$	(kN),	사용 모멘트	:	$M = 2.97$	(kN.m)
부재높이	:	$H = 600.0$	(mm),	$f_y = 400$	MPa	$f_{ck} = 30$	MPa
폭	:	$b = 1000$	(mm),	$\phi_f = 0.90$	,	$\phi_v = 0.85$	
유효높이(휨)	:	$d = 500.0$	(mm),	$d' = 100$	(mm),	$\phi_c = 0.70$	
유효높이(전단)	:	$d = 500.0$	(mm),	$k_1 = 0.836$	,	$e = 674.06$	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

$$A_s = H \ 22 \ @ \ 8 \ EA = 30.968 \text{ cm}^2, \quad d_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$\Sigma = 30.968 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = H \ 19 \ @ \ 8 \ EA = 22.920 \text{ cm}^2, \quad d'_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$P_{min} (0.0015) < P_{use} (0.0090) < P_{max} (0.0800) \text{ ----- } 0.K!!!$$

- 평형하중 산정

소성중심 계산

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 600.00 \times 1000.00 = 15048000.000 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times f_y = 1238720.00 \text{ N}, \quad C_s' = A_{sf} \times f_y = 916800.000 \text{ N}$$

$$X_p = (15048000.00 \times 300.0 + 1238720.0 \times 100.0 + 916800.0 \times 500.0) / 17203520.000 \\ = 296.258 \text{ mm}$$

- 평형상태 계산

$$C_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 300.000 \text{ mm}, \quad a_b = k_1 \times c_b = 250.800 \text{ mm}$$

$$f_s' = 600 \times (300.000 - 100.0) / 300.000 = 400 \text{ Mpa} \quad (f_s' \leq f_y)$$

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 250.800 \times 1000 = 6290064.000 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times (f_s' - 0.9 \times f_{ck}) = 854916.000 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \times f_s = 1238720.000 \text{ N}$$

$$P_b = 6290064.000 + 854916.000 - 1238720.000 = 5906260.000 \text{ N}$$

$$M_b = 6290064.000 \times (500.0 - 250.800/2) + 854916.000 \times (500.0 - 100.0) - 5906260.000 \times (296.258 - 100.0) \\ = 1539076492.850 \text{ N.mm}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 260.584 \text{ mm})$$

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 $c = 113.426 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 94.824 \text{ mm}$ 사용

$$f_s = 600 \times (500.000 - 113.426) / 113.426 = 400 \text{ Mpa} \quad (f_s \leq f_y)$$

$$f_s' = 600 \times (113.426 - 100.000) / 113.426 = 71.01935 \text{ Mpa} \quad (f_s \leq f_y)$$

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 94.824 \times 1000 = 2378183.041 \text{ N}$$

$$C_s = 2292.000 \times (71.019 - 0.85 \times 30) = 105293.001 \text{ N}$$

$$T_s = 3096.800 \times 400.000 = 1238720.000 \text{ N}$$

$$P_n = 2378183.041 + 105293.001 - 1238720.000 = 1244756.041 \text{ N}$$

$$M_n' = 2378183.041 \times (500.0 - 94.824 / 2) + 105293.001 \times (500.0 - 100.0) \\ = 1118454442.809 \text{ N.mm}$$

- 편심오차 : $|e' - M_n' / P_n| = 28.216 > 0.001 \quad (e' = e + X_p - d_c = 870.316817 \text{ mm})$

- 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} (\max) P_n &= 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \} = 13854484.480 \text{ N} \geq P_n = 1244756.041 \\ \Phi P_n &= 871329.229 < \Phi P_b = 4134382.000, 0.1 \times f_{ck} \times A_g = 1800000.000 \\ \therefore \Phi &= 0.780 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 0.78 \times 1244756.041 = 970.910 \text{ kN} \geq P_u = 655.607 \text{ kN} \text{ ----- } 0.K!!! \\ \Phi M_n &= \Phi P_n \times 674.059 = 654.451 \text{ kN.m} \geq M_u = 441.918 \text{ kN.m} \text{ ----- } 0.K!!! \end{aligned}$$

○ 전단력 검토

$$\phi V_c = 0.85 \times 1/6 \times (1 + P_u / (14 \times A_g)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d = 418250.614 \text{ N}$$

여기서, $1/2 \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$ 이므로 최소 전단 철근 필요

$$\text{- 계산된 스테럽 : } \min. A_v = 0.35 \times (b_o \times s / f_y) = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{- 배근할 스테럽 : } H \text{ 16 } \quad \text{다리수: } N = 2 \quad \text{스테럽 간격 : } s = 15 \text{ cm}$$

$$A_v(\text{req}) = 1.31 \text{ cm}^2 < A_v = 3.972 \text{ cm}^2 \quad 0.K !!!$$

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] \\ &= 2.969 \times 1000000 / [3096.8 \times (500 - 127.143/3)] \\ &= 2.095 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 500 / (7 \times 3096.8)} \\ &= 127.143 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100 \text{ mm})$$

$$1\text{단 H22 @ 125 } (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 2.095) - 2.5 \times 89 = \text{##### mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 2.095) = \text{##### mm}$$

S_a 는 작은 값인 ##### mm 를 적용

$$S = 125.00 \leq S_a (= 30070.982 \text{ mm}) \text{ ----- } \therefore 0.K.$$

⑩ 벽체 하단부 - Mmax 일 경우

설계축력	:	$P_u = 655.61$	(kN),	설계모멘트	:	$M_u = 441.92$	(kN · m)
설계전단력	:	$V_u = 333.75$	(kN),	사용 모멘트	:	$M = 104.39$	(kN.m)
부재높이	:	$H = 600.0$	(mm),	$f_y = 400$	MPa	$f_{ck} = 30$	MPa
폭	:	$b = 1000$	(mm),	$\phi_f = 0.90$	,	$\phi_v = 0.85$	
유효높이(휨)	:	$d = 500.0$	(mm),	$d' = 100$	(mm),	$\phi_c = 0.70$	
유효높이(전단)	:	$d = 500.0$	(mm),	$k_1 = 0.836$	,	$e = 674.06$	(mm)

○ 휨철근량 계산

- 철근비검토

$$A_s = H \ 22 \ @ \ 8 \ EA = 30.968 \text{ cm}^2, \quad d_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$\Sigma = 30.968 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = H \ 19 \ @ \ 8 \ EA = 22.920 \text{ cm}^2, \quad d'_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$P_{min} (0.0015) < P_{use} (0.0090) < P_{max} (0.0800) \text{ ----- } 0.K!!!$$

- 평형하중 산정

소성중심 계산

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 600.00 \times 1000.00 = 15048000.000 \text{ N}$$

$$C_s = A_s \times f_y = 1238720.00 \text{ N}, \quad C_s' = A_{sf} \times f_y = 916800.000 \text{ N}$$

$$X_p = (15048000.00 \times 300.0 + 1238720.0 \times 100.0 + 916800.0 \times 500.0) / 17203520.000 \\ = 296.258 \text{ mm}$$

- 평형상태 계산

$$C_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 300.000 \text{ mm}, \quad ab = k_1 \times c_b = 250.800 \text{ mm}$$

$$f_s' = 600 \times (300.000 - 100.0) / 300.000 = 400 \text{ Mpa} \quad (f_s' \leq f_y)$$

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 250.800 \times 1000 = 6290064.000 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times (f_s' - 0.9 \times f_{ck}) = 854916.000 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \times f_s = 1238720.000 \text{ N}$$

$$P_b = 6290064.000 + 854916.000 - 1238720.000 = 5906260.000 \text{ N}$$

$$M_b = 6290064.000 \times (500.0 - 250.800/2) + 854916.000 \times (500.0 - 100.0) - 5906260.000 \times (296.258 - 100.0) \\ = 1539076492.850 \text{ N.mm}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 260.584 \text{ mm})$$

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 $c = 113.426 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 94.824 \text{ mm}$ 사용

$$f_s = 600 \times (500.000 - 113.426) / 113.426 = 400 \text{ Mpa} \quad (f_s \leq f_y)$$

$$f_s' = 600 \times (113.426 - 100.000) / 113.426 = 71.01898 \text{ Mpa} \quad (f_s \leq f_y)$$

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 94.824 \times 1000 = 2378181.363 \text{ N}$$

$$C_s = 2292.000 \times (71.019 - 0.85 \times 30) = 105292.145 \text{ N}$$

$$T_s = 3096.800 \times 400.000 = 1238720.000 \text{ N}$$

$$P_n = 2378181.363 + 105292.145 - 1238720.000 = 1244753.509 \text{ N}$$

$$M_n' = 2378181.363 \times (500.0 - 94.824 / 2) + 105292.145 \times (500.0 - 100.0) \\ = 1118453421.133 \text{ N.mm}$$

- 편심오차 : $|e' - M_n' / P_n| = 28.217 > 0.001$ ($e' = e + X_p - d_c = 870.316817 \text{ mm}$)

- 축방향력 및 휨에대한 검토

$$\begin{aligned} (\max) P_n &= 0.80 \times \{ 0.85 f_{ck} \times (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st} \} = 13854484.480 \text{ N} \geq P_n = 1244753.509 \\ \Phi P_n &= 871327.456 < \Phi P_b = 4134382.000, 0.1 \times f_{ck} \times A_g = 1800000.000 \\ \therefore \Phi &= 0.780 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 0.78 \times 1244753.509 = 970.908 \text{ kN} \geq P_u = 655.607 \text{ kN} \text{ ----- } 0.K!!! \\ \Phi M_n &= \Phi P_n \times 674.059 = 654.449 \text{ kN.m} \geq M_u = 441.918 \text{ kN.m} \text{ ----- } 0.K!!! \end{aligned}$$

○ 전단력 검토

$$\phi V_c = 0.85 \times 1/6 \times (1 + P_u / (14 \times A_g)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d = 418250.614 \text{ N}$$

여기서, $1/2 \phi V_c < V_u \leq \phi V_c$ 이므로 최소 전단 철근 필요

$$\text{- 계산된 스테럽 : } \min. A_v = 0.35 \times (b_o \times s / f_y) = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{- 배근할 스테럽 : } H \text{ 16 } \quad \text{다리수: } N = 2 \quad \text{스테럽 간격 : } s = 15 \text{ cm}$$

$$A_v(\text{req}) = 1.31 \text{ cm}^2 < A_v = 3.972 \text{ cm}^2 \quad 0.K !!!$$

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] \\ &= 104.386 \times 1000000 / [3096.8 \times (500 - 127.143/3)] \\ &= 73.659 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 3096.8/1000 + 7 \times 3096.8/1000 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 500 / (7 \times 3096.8)} \\ &= 127.143 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 100 \text{ mm})$$

$$1 \text{ 단 H22 @ 125 } (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

- 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 100 - 22 / 2 = 89.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 73.659) - 2.5 \times 89 = 846.618 \text{ mm}$$

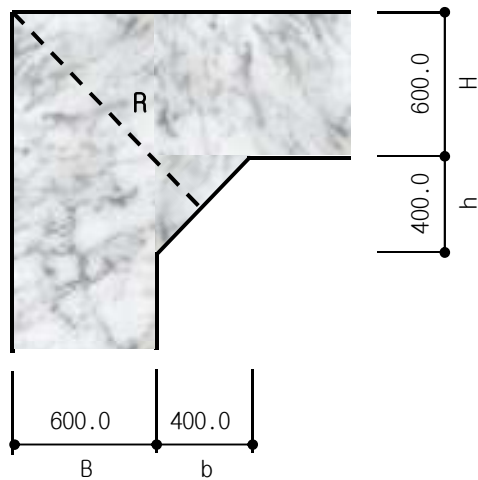
$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 73.659) = 855.294 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 846.618 mm 를 적용

$$S = 125.00 \leq S_a (= 846.618 \text{ mm}) \text{ ----- } \therefore 0.K.$$

13. 우각부 검토

1) 상부 슬래브 외측인장시 절점부 보강



CON'C 설계기준강도(fck)	:	30.0	MPa
CON'C 허용휨인장응력(f _{ta}) = 0.13√fck Mpa	:	0.712	MPa
철근 항복강도(f _y)	:	400.0	MPa
철근 허용응력(f _{sa})	:	180.0	MPa
사용 모멘트 M _o	:	195.88	kN · m

$$R = \sqrt{2} \times b / (b+h) \times [B + h + (H \times h/b)]$$

$$= 1131.37 \text{ mm}$$

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 195878000}{1131.37^2 \times 1000.0} = 0.765 \text{ MPa}$$

$$f_{tmax} = 0.765 \text{ MPa} > f_{ta} = 0.712 \text{ MPa} \quad \text{이므로 보강철근 필요.}$$

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(As_f)

$$As_f = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 195878000}{1131.37 \times 180.0} = 1923.70 \text{ mm}^2$$

$$\blacktriangleright \text{보강 } As = As_f - \text{주철근사용 } As = 1923.70 - 1146 = 777.70 \text{ mm}^2$$

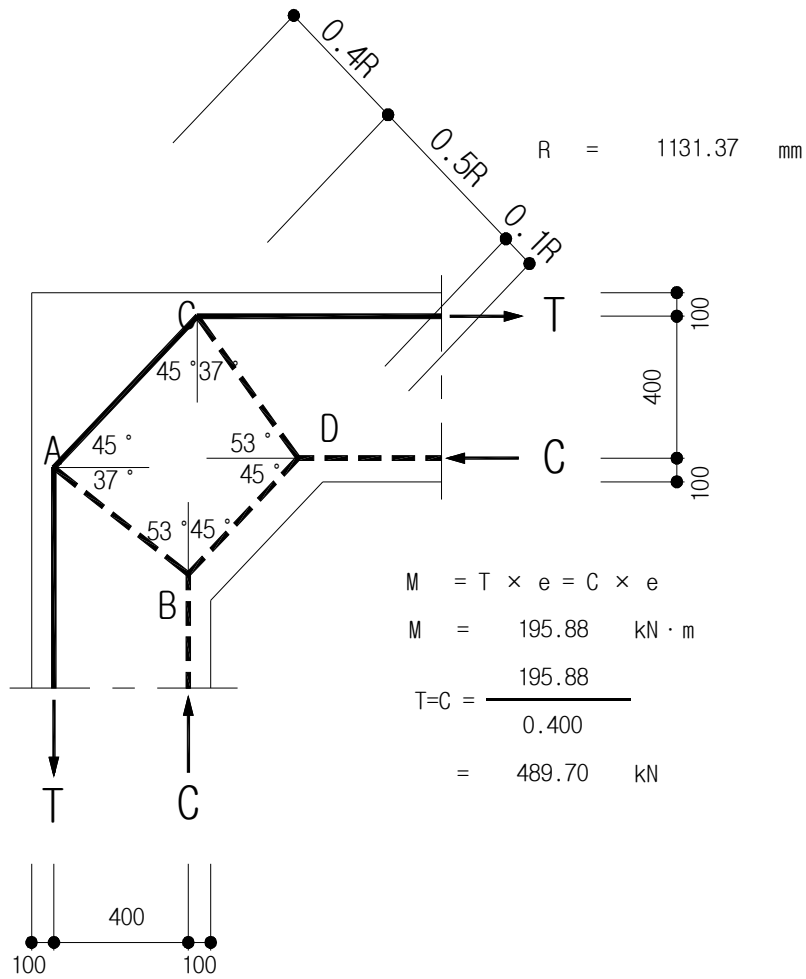
----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

$$As = H16 @ 250 - 1 \text{ 단} = 794.40 \text{ mm}^2$$

$$\text{보강 } As = 777.70 \text{ mm}^2 < As = 794.40 \text{ mm}^2 \quad \text{----- } \therefore \text{O.K.}$$

③ Strut-Tie 모델을 이용한 해석



▷ Strut-Tie의 단면력 산정

절점 A $\sin 45^\circ \times \text{AC 부재} - \sin 37^\circ \times \text{AB 부재} = 489.70 \text{ kN} \text{ ----- (a)}$

$$\cos 45^\circ \times \text{AC 부재} + \cos 37^\circ \times \text{AB 부재} = 0.00 \text{ kN} \text{ ----- ⑥}$$

① a와 b식에 의하여

AC 부재 = 394.93 kN (인장부재)

AB 부재 = -349.67 kN (압축부재)

절점 B $\sin 45^\circ \times \text{BD 부재} + \sin 53^\circ \times \text{AB 부재} = 0.00 \text{ kN}$

BD 부재 = -394.93 kN (압축부재)

▷ Strut-Tie의 보강철근 검토

$$\text{필요 } A_s = \frac{T}{\phi \cdot F_y} = \frac{394.93 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 1097.03 \text{ mm}^2$$

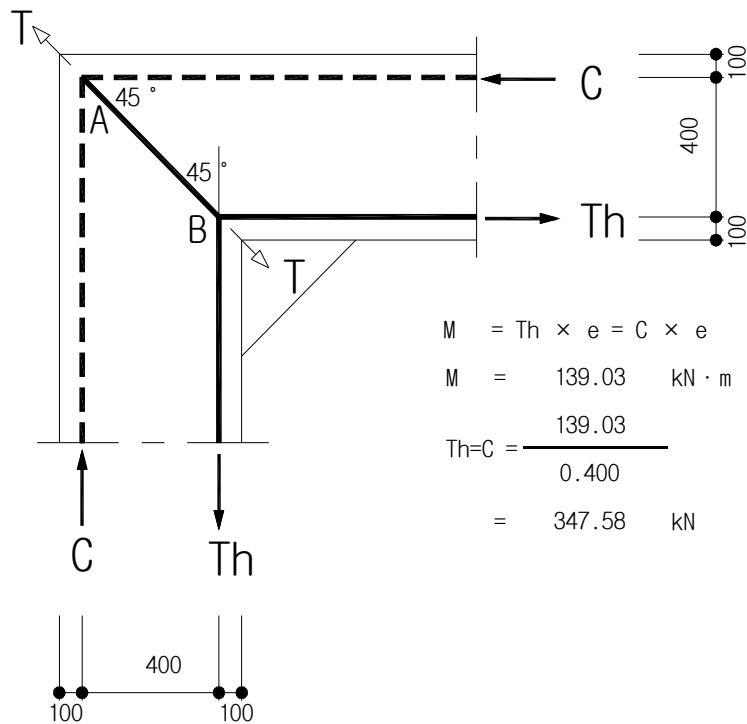
사용 $A_s =$ H16 @ 250 - 1 단 = 794.40 mm²

주철근사용 $A_s/2$ = 1146.00 mm²

$$= 1940.40 \text{ mm}^2 > \text{As req} \text{ --- } \therefore \text{O.K.}$$

2) 상부 슬래브 내측인장시 절점부 보강

- 내측인장

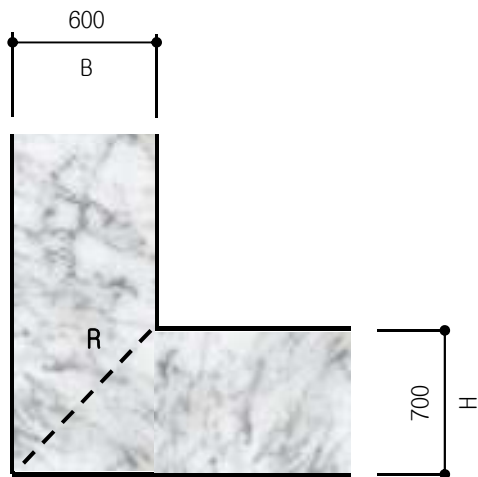


$$T = \sqrt{2} \cdot Th = 491.549 \text{ kN}$$

$$\text{필요 } A_s = \frac{T}{\phi \cdot F_y} = \frac{491.55 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 1365.41 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 } A_s = \text{H19 @ 250 - 2EA} = 2292.00 \text{ mm}^2 > A_s \text{ req} \therefore \text{O.K.}$$

3) 하부 슬래브 외측인장시 절점부 보강



CON'C 설계기준강도(f_{ck}) : 30.0 MPa
 CON'C 허용휨인장응력(f_{ta}) = $0.13\sqrt{f_{ck}}$ MPa
 : 0.712 MPa
 철근 항복강도(f_y) : 400.0 MPa
 철근 허용응력(f_{sa}) : 180.0 MPa
 사용 모멘트 M_o : 284.87 kN · m

$$R = \sqrt{(B^2 + H_2^2)} = 921.95 \text{ mm}$$

① 보강철근 필요여부 판정

$$f_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 284871000}{921.95^2 \times 1000.0} = 1.676 \text{ MPa}$$

$$f_{tmax} = 1.676 \text{ MPa} > f_{ta} = 0.712 \text{ MPa} \quad \text{이므로 보강철근 필요.}$$

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(As_f)

$$As_f = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 284871000}{921.95 \times 180.0} = 3433.18 \text{ mm}^2$$

$$\blacktriangleright \text{보강 } As = As_f - \text{주철근사용 } As = 3433.18 - 1548.4 = 1884.78 \text{ mm}^2$$

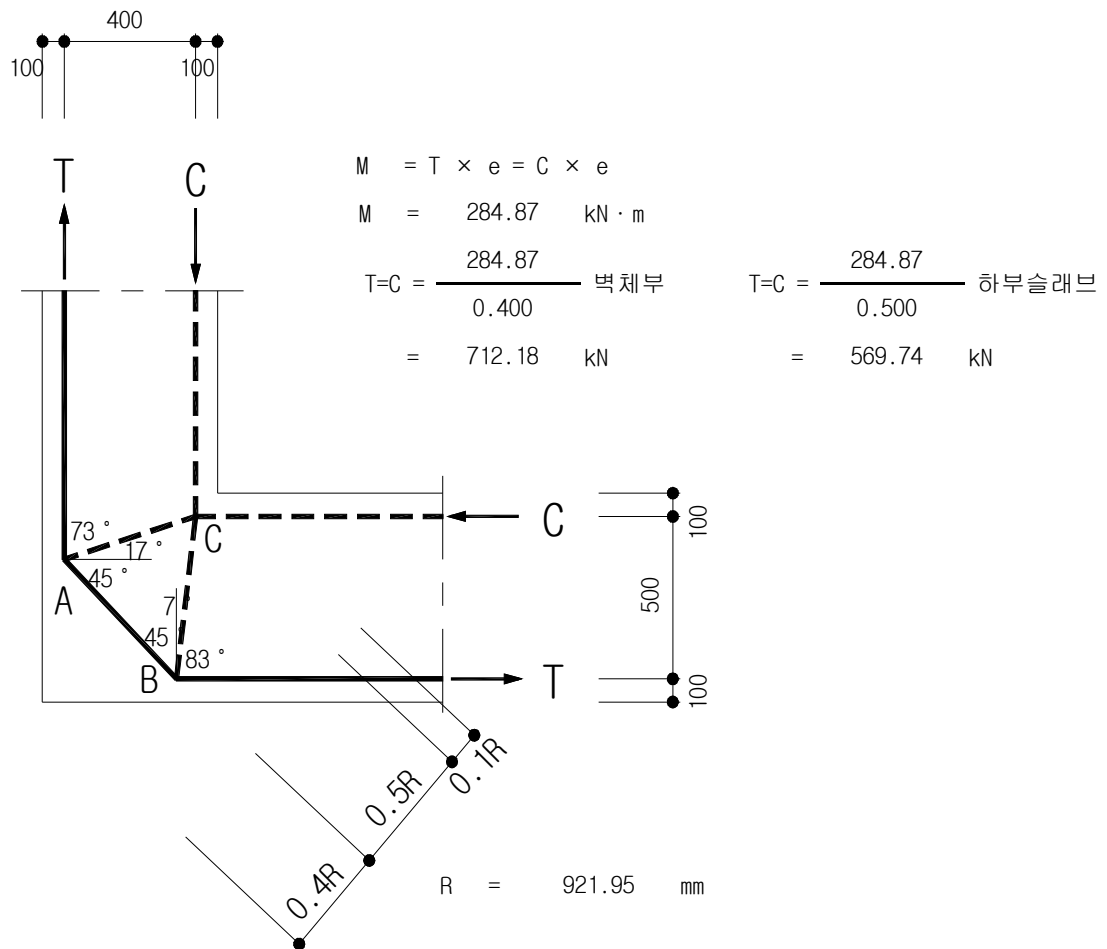
----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

$$As = H25 @ 250 - 1 \text{ 단} = 2026.80 \text{ mm}^2$$

$$As_f = 1884.78 \text{ mm}^2 < As = 2026.80 \text{ mm}^2 \quad \text{----- } \therefore \text{O.K.}$$

③ Strut-Tie 모델을 이용한 해석



▷ Strut-Tie의 단면력 산정

절점 A $\cos 73^\circ \times \text{AC 부재} - \sin 45^\circ \times \text{AB 부재} = -712.18 \text{ kN}$ ----- ②

$$\cos 17^\circ \times AC \text{ 부재} + \cos 45^\circ \times AB \text{ 부재} = 0.00 \text{ kN} \text{ ----- } \textcircled{b}$$

㉠와 ㉡식에 의하여

AB 부재 = 771.35 kN (인장부재)

AC 부재 = -570.35 kN (압축부재)

절점 B $\cos 45^\circ \times AB \text{ 부재} + \cos 7^\circ \times BC \text{ 부재} = 0.00 \text{ kN}$

BC 부재 = -549.52 kN (압축부재)

▷ Strut-Tie의 보강철근 검토

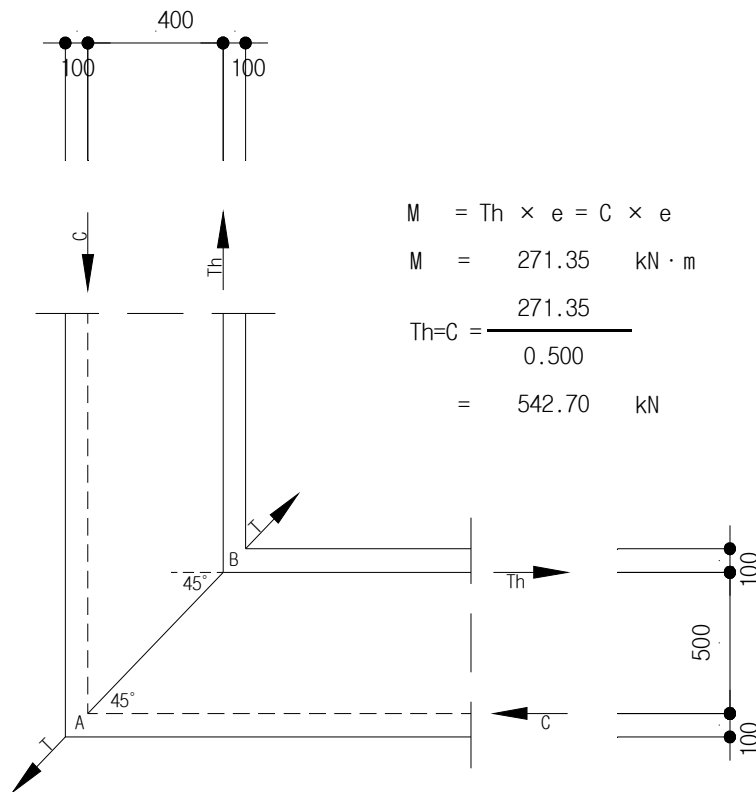
$$\text{필요 } A_s = \frac{T}{\phi \cdot F_y} = \frac{771.35 \times 1000}{0.9 \times 400} = 2142.63 \text{ mm}^2$$

사용 As = H25 @ 250 - 1 단 = 2026.80 mm²

$$\text{주철근사용 } A_s/2 = 1548.40 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 3575.20 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} \text{ --- } \therefore \text{O.K.}$$

- 내측인장



$$T = \sqrt{2} \cdot T_h = 767.494 \text{ kN}$$

$$\text{필요 } A_s = \frac{T}{\phi \cdot F_y} = \frac{767.49 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 2131.93 \text{ mm}^2$$

사용 $A_s = H22 @ 250 - 2EA = 3096.80 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ req}} \therefore \text{O.K.}$

14. 배력철근 검토

1) 구조상세 - 철도설계기준(노반편) p.5-18

- 다. 종방향으로 영향을 받는 경우로써 상부슬래브, 하부슬래브와 벽체에 있어서 종방향 최소철근량은 복토의 깊이가 3.0 m 이하인 경우에는 콘크리트 단면적의 0.4%, 복토가 3.0m 이상인 경우에는 복토 깊이가 30m인 경우의 사용량인 1.0%를 기준으로 선형변화량을 사용하되, 종방향 철근량은 주철근량 미만이어야 한다.
- 라. 단단한 지반 위에 놓인 경우와 말뚝기초로 지지되는 경우로써 종방향 부등침하가 우려되지 않은 경우에는 다.항의 기준을 적용하지 않는다. 따라서 어느 정도 견고한 지반위에 놓이는 일반적인 구교로써 신축이음매가 설치되어 상세한 종방향해석이 필요하지 않다고 판단되는 경우 종방향 철근량은 슬래브의 경우 콘크리트단면적의 0.25%, 벽체의 경우 0.3%를 적용한다.
- 마. 배력철근은 단위폭주변의 인장 주철근 단면의 1/5 이상으로 하여 종단방향에 계산외의 응력이 발생하는 것을 고려하여야 한다.

2) 배력철근의 최소 철근비

슬래브의 배력 철근비 = 0.25 % 벽체의 배력 철근비 = 0.30 %

① 상부슬래브

$$\begin{array}{rcl}
 \text{배력철근 최소 철근비 (Asreq)} & = & 1,000.0 \times 600.0 \times 0.25 = 1500.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{사용철근 인장측 ; H 16 @ 150} & = & 1324.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{압축측 ; H 16 @ 150} & = & 1324.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \Sigma As & = & 2648.00 \text{ mm}^2
 \end{array}$$

$$\text{주철근 단면의 } 1/5 = 619.360 \text{ mm}^2$$

$$\text{따라서, } As = 2648.00 \text{ mm}^2 > Asreq = 1500.00 \text{ mm}^2 \quad \text{-----} \therefore \text{O.K.}$$

② 하부슬래브

$$\begin{array}{rcl}
 \text{배력철근 최소 철근비 (Asreq)} & = & 1,000.0 \times 700.0 \times 0.25 = 1750.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{사용철근 인장측 ; H 16 @ 150} & = & 1324.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{압축측 ; H 16 @ 150} & = & 1324.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \Sigma As & = & 2648.00 \text{ mm}^2
 \end{array}$$

$$\text{주철근 단면의 } 1/5 = 810.720 \text{ mm}^2$$

$$\text{따라서, } As = 2648.00 \text{ mm}^2 > Asreq = 1750.00 \text{ mm}^2 \quad \text{-----} \therefore \text{O.K.}$$

③ 벽체

$$\begin{array}{rcl}
 \text{배력철근 최소 철근비 (Asreq)} & = & 1,000.0 \times 600.0 \times 0.30 = 1800.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{사용철근 인장측 ; H 16 @ 150} & = & 1324.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{압축측 ; H 16 @ 150} & = & 1324.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \Sigma As & = & 2648.00 \text{ mm}^2
 \end{array}$$

$$\text{주철근 단면의 } 1/5 = 619.360 \text{ mm}^2$$

$$\text{따라서, } As = 2648.00 \text{ mm}^2 > Asreq = 1800.00 \text{ mm}^2 \quad \text{-----} \therefore \text{O.K.}$$

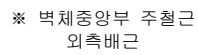
15. 기초지지력 검토

1) 지지력검토 (지반 보고서 참조)

지반스프링 최대반력 : **114.050** kN

$$Q_{\max} = 114.050 / 0.839 = 135.949 \text{ kN/m}^2 < 250.00 \text{ kN/m}^2 \text{ --- } \therefore \text{O.K.}$$

16. 주철근 조립도



▶ 배력철근

- 상부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:150
- 하부 지점부 : H16, 인장측:150, 압축측:150
- 벽체부 : H16, 인장측:150, 압축측:150

B(함)산운제3,4 - 날개벽

17. 날개벽 설계

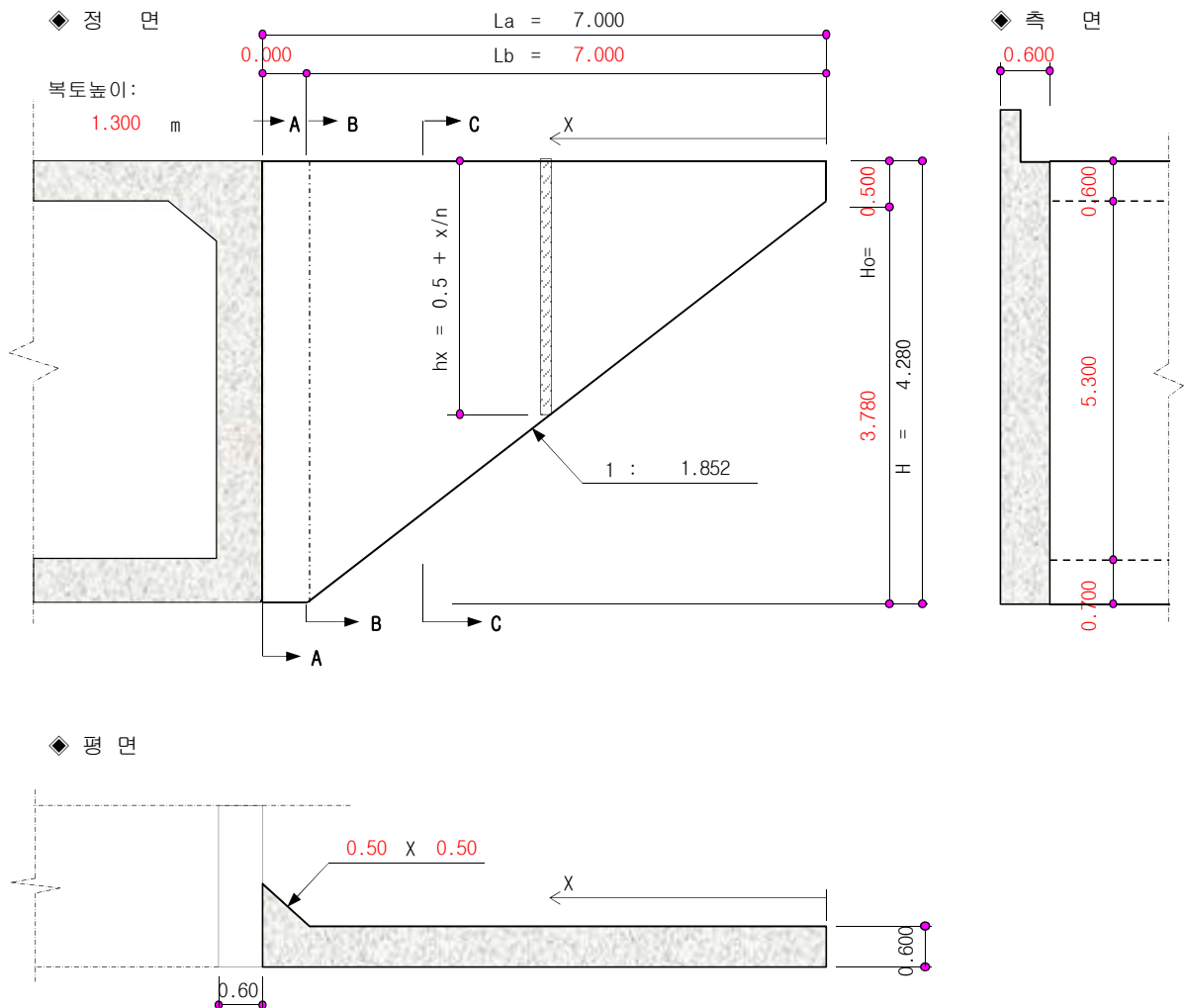
17.1 W1~W2

17.1.1 설 계 조 건

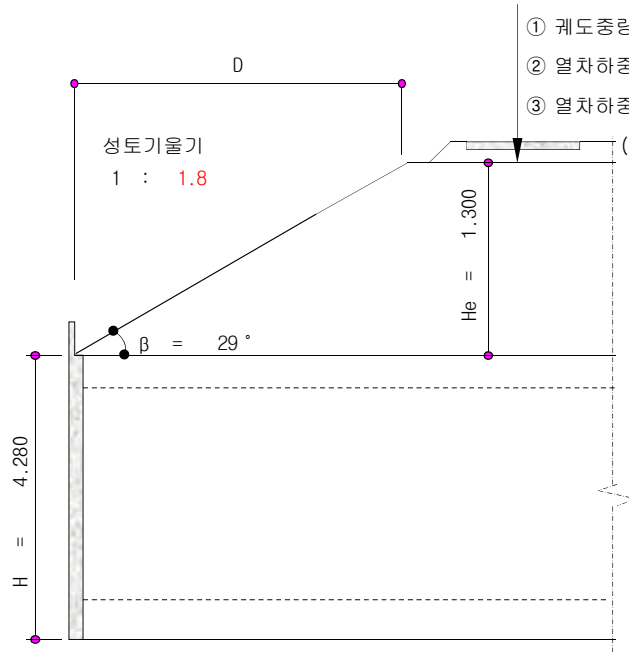
- ① 날개벽 형식 : 평 행 날 개 벽
- ② 단 위 중 량 : $\gamma_t = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- ③ 내부 마찰각 : $\phi = 35.0^\circ$
- ④ 토 압 계 수 : $K_o = (1 - \sin \phi) \times (1 + \sin \beta) = 0.634$
- ⑤ 면벽 기울기 : 1 : 1.852 (평균구배 적용)
- ⑥ 콘크리트 강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- ⑦ 철근 항복응력 : $f_y = 400 \text{ MPa}$

17.1.2 날개벽 단면

; 범용계산을 위하여 단면가정이 일반도와 상이할 수 있으나, 적용치수는 일반도와 같이 적용됨.



17.1.3 하 중 계 산 (상재하중 : q)



① 궤도중량에 의한 상재하중 ($q_1 = 15.00 \text{ kN/m}^2$)

② 열차하중에 의한 상재하중 ($q_2 = 35.00 \text{ kN/m}^2$)

③ 열차하중에 의한 상재하중 ($q_3 = 80/B \text{ kN/m}^2$)

($q_3 =$ 궤도가 근접해 있는 경우, 열차하중에 의한 상재하중)

1) 옹벽으로부터 궤도까지의 거리

$$- B = 8.900 > 2.00 \therefore q_3 = 0.00$$

$$- D = 1.300 \times 1.8 = 2.340$$

2) 평행날개벽에 작용하는 상재하중(q)

① 기타 상재하중 = 15.000 kN/m^2

② 궤도중량에 의한 상재하중 = 35.000 kN/m^2

③ 열차하중에 의한 상재하중 = 0.000 kN/m^2

$$\therefore \text{TOTAL} = 50.000 \text{ kN/m}^2$$

17.1.4 설계단면력계산

1) 단 면 A-A [x = La = 7.000 m]

① Moment

$$\begin{aligned}
 -Ma &= \frac{1}{2} K_o \cdot \gamma \left[\frac{x^4}{12n^2} + \frac{x^3 \cdot Ho}{3n} + \frac{x^2 \cdot Ho^2}{2} \right] + K_o \cdot q \left[\frac{x^3}{6n} + \frac{x^2 \cdot Ho}{2} \right] \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.63 \times 20.0 \left[\frac{7.000^4}{12 \times 1.85^2} + \frac{7.000^3 \times 0.500}{3 \times 1.85} + \frac{7.000^2 \times 0.500^2}{2} \right] \\
 &\quad + 0.63 \times 50.00 \left[\frac{7.000^3}{6 \times 1.85} + \frac{7.000^2 \times 0.500}{2} \right] = 1971.355 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② Shear Force

$$\begin{aligned}
 -Sa &= \frac{1}{2} K_o \cdot \gamma \left[\frac{x^3}{3n^2} + \frac{x^2 \cdot Ho}{n} + x \cdot Ho^2 \right] + K_o \cdot q \left[\frac{x^2}{2n} + x \cdot Ho \right] \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.63 \times 20.0 \left[\frac{7.000^3}{3 \times 1.85^2} + \frac{7.000^2 \times 0.500}{1.85185} + 7.000 \times 0.500^2 \right] \\
 &\quad + 0.63 \times 50.00 \left[\frac{7.000^2}{2 \times 1.85^2} + 7.000 \times 0.500 \right] = 836.687 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \therefore \text{USD} : Ma &= 1.6 \times 1971.355 \div 4.280 \times 1.2 = 884.346 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\
 \text{WSD} : Ma &= 1.0 \times 1971.355 \div 4.280 \times 1.2 = 552.716 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\
 \text{USD} : Sa &= 1.6 \times 836.687 \div 4.280 \times 1.2 = 375.336 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

적용위치(x)	La	Lb / 4				비 고
	7.000	7.000	5.250	3.500	1.750	
hx	4.280	4.280	3.300	2.400	1.400	[hx=Ho+x/n]
Moment	1971.355	1971.355	852.721	276.695	46.491	kN · m
Mx[USD]	884.346	884.346	496.129	184.463	53.133	kN · m/m
Mx[WSD]	552.716	552.716	310.080	115.290	33.208	kN · m/m
Shear Force	836.6870	836.687	463.796	213.261	65.268	kN
Sx[USD]	375.336	375.336	269.845	142.174	74.592	kN/m

2) 단 면 B-B [x = Lb = 7.000 m]

: 위의 표 17-1 참조

3) 단 면 C-C [x = 5.250 m]

: 위의 표 17-1 참조

17.1.5 단면설계(날개벽 단면A-A)

1) 단면계산 조건

- 단 면 폭 :	$b_w = 1000$ mm	- 콘크리트 강도 :	$f_{ck} = 30.0$ MPa
- 단 면 높 이 :	$h = 600$ mm	- 철근 항복응력 :	$f_y = 400$ MPa
- 현 치 :	$H = 500$ mm	- 강도 감소계수 :	$\phi = 0.9$ (휨)
- 유효 높 이 :	$d_1 = 500$ mm (단면계산시)		$\phi = 0.85$ (전단)
	$d_2 = 500$ mm (전단계산시)		
- 피 복 두 개 :	$d_1' = 100$ mm (인장1단)		
- 피 복 두 개 :	$d_2' = 0$ mm (인장2단)		
- 계수 모멘트 :	USD : $M_u = 884.35$ kN·m		
	WSD : $M_s = 552.72$ kN·m		
- 계수전단강도 :	USD : $V_u = 375.34$ kN		

2) 단면 계산

(1) 철근량 산정

- 최소철근량(A_s) :	$(1.4 / f_y \cdot b \cdot d)$	=	1750 mm ²
- 필요철근량(A_s) :	$[d - \sqrt{(d^2 - 4M_u / 1.7 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot \phi)}] / [2 \cdot f_y / 1.7 \cdot f_{ck} \cdot b]$	=	5364 mm ²
- 최대철근량(A_s) :	$0.75 \cdot 0.85 \cdot \beta \cdot f_{ck} \cdot 600 / [f_y \cdot (600 + f_y)] \cdot b \cdot d$	=	12192 mm ²
- 4/3 (요구 철근량 (A_s))		=	7152 mm ²

(2) 사용 철근량 (A_s)

- 인장 철근량	: 1단 : H 29 @ 100 - 10 ea = 6424 mm ²		
	2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 mm ²	; Total :	6,424 mm ²

(3) 철근비검토

- 최소철근비 :	$\rho_{min} = 0.25 \times \sqrt{(f_{ck})} / f_y = 0.00342 < 1.4 / f_y = 0.00350$		
- 균형철근비 :	$\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.03198$	($\beta_1 = 0.836$)	
$\therefore$	$\rho_{min} = 0.00350 < \rho = 0.01285 < \rho_{max} = 0.02283$		= OK =

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 :	$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 100.77$ mm		
- 극한 모멘트 :	$M_u = 884.35$ kN·m		
- 공칭 모멘트 :	$M_n = A_s \cdot f_y (d - a/2) = 1155.33$ kN·m		
- 설계 모멘트 :	$M_d = \phi \cdot M_n = 1039.80$ kN·m		
	$\therefore M_d > M_u$		= OK =

3) 전단 검토

- $V_c = 1/6 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d = 456.44$ kN	
- $\phi \cdot V_c = 387.974$ kN	

$$\therefore V_u < \phi \cdot V_c$$

== 전단철근 불필요 !!!

4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (d_c) = 100 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (d_c') = 100 mm
- $d = 767 - 100 = 667$ mm
- $f_s = M / \{A_s (d - x/3)\}$
 $= 552716355 \div (6424 \times (500 - 172 \div 3)) = 194.3$ N/mm²
- 철근 유효단면적 : $A = 1000 \times 100 \times 2 \div 10 = 20000$ mm²
- 압축응력 깊이 : $x = k \cdot d = 172$ mm
- 중립축 비 : $k = -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.34363$ ($n = 7$)
- 철근 비 : $p = A_s / [b \cdot d]$
 $= 6424 \div (1000 \times 500) = 0.01285$
- 인장철근의 간격 검토

$$C_c = 100 - 29 / 2 = 85.5 \text{ mm}$$

$$sa1 = 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c$$

$$= 375 \times (210 / 194.3) - 2.5 \times 86 = 191.5 \text{ mm}$$

$$sa2 = 300 \times (210 / f_s)$$

$$= 300 \times (210 / 194.3) = 324.2 \text{ mm}$$

$$sa = \text{Min} (191.5, 324.2) = 191.5 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm} < sa = 191.5 \text{ mm} \quad \text{= OK =}$$

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : $A_{min1} = 1/5 \times 6424 = 1285$ mm²
- 단면적의 0.30% : $A_{min2} = 0.003 \times A_g = 0.003 \times 1000 \times 600 = 1800$ mm²
- 배력철근량 : **H 16**, 인장측 : **100** mm, 압축측 : **200** mm
 - * 인장측 배력철근량 : $198.6 \times (1000 \div 100) \times 2 = 3972$ mm²
 - * 압축측 배력철근량 : $198.6 \times (600 \div 200) = 596$ mm²
- 배력철근량 : $4568 \text{ mm}^2 > 1800 \text{ mm}^2 = A_{min} \quad \text{= 0.K =}$
- 인장측 배력철근량 : $1800 \text{ mm}^2 < 6424 \text{ mm}^2 = \text{인장측 주철근량} \quad \text{= 0.K =}$

17.1.6 단면설계(날개벽 단면B-B)

1) 단면계산 조건

- 단 면 폭 :	$b_w = 1000$ mm	- 콘크리트 강도 :	$f_{ck} = 30.0$ MPa
- 단 면 높 이 :	$h = 600$ mm	- 철근 항복응력 :	$f_y = 400$ MPa
- 유효 높 이 :	$d_1 = 500$ mm (단면계산시)	- 강도 감소계수 :	$\phi = 0.9$ (휨)
	$d_2 = 500$ mm (전단계산시)		$\phi = 0.85$ (전단)
- 피복 두께 :	$d_1' = 100$ mm (인장1단)		
- 피복 두께 :	$d_2' = 0$ mm (인장2단)		
- 계수 모멘트 :	USD : $M_u = 884.35$ kN·m		
	WSD : $M_s = 552.72$ kN·m		
- 계수전단강도 :	USD : $V_u = 375.34$ kN		

2) 단면 계산

(1) 철근량 산정

- 최소철근량(A_s) :	$(1.4 / f_y \cdot b \cdot d)$	=	1750 mm ²
- 필요철근량(A_s) :	$[d - \sqrt{(d^2 - 4M_u / 1.7 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot \phi)}] / [2 \cdot f_y / 1.7 \cdot f_{ck} \cdot b]$	=	5364 mm ²
- 최대철근량(A_s) :	$0.75 \cdot 0.85 \cdot \beta \cdot f_{ck} \cdot 600 / [f_y \cdot (600 + f_y)] \cdot b \cdot d$	=	12192 mm ²
- 4/3 (요구 철근량 (A_s))		=	7152 mm ²

(2) 사용 철근량 (A_s)

- 인장 철근량	: 1단 : H 29 @ 100 - 10 ea = 6424 mm ²		
	2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 mm ²	; Total :	6,424 mm ²

(3) 철근비검토

- 최소철근비 :	$\rho_{min} = 0.25 \times \sqrt{(f_{ck}) / f_y} = 0.00342 < 1.4 / f_y = 0.00350$	
- 균형철근비 :	$\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.03198$ ($\beta_1 = 0.836$)	
$\therefore \rho_{min} = 0.00350 < \rho = 0.01285 < \rho_{max} = 0.02283$		= OK =

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 :	$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 100.77$ mm	
- 극한 모멘트 :	$M_u = 884.35$ kN·m	
- 공칭 모멘트 :	$M_n = A_s \cdot f_y (d - a/2) = 1155.33$ kN·m	
- 설계 모멘트 :	$M_d = \phi \cdot M_n = 1039.80$ kN·m	
	$\therefore M_d > M_u$	= OK =

3) 전단 검토

- $V_c = 1/6 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d = 456.44$ kN	
- $\phi \cdot V_c = 387.974$ kN	

$$\therefore V_u < \phi \cdot V_c$$

== 전단철근 불필요 !!!

4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (dc) = 100 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (dc') = 100 mm
- $d = 600 - 100 = 500$ mm
- $f_s = M / \{A_s (d - x/3)\}$
 $= 552716355 \div (6424 \times (500 - 172 \div 3)) = 194.3$ N/mm²
- 철근 유효단면적 : $A = 1000 \times 100 \times 2 \div 10 = 20000$ mm²
- 압축응력 깊이 : $x = k \cdot d = 172$ mm
- 종립축비 : $k = -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.34363$ ($n = 7$)
- 철근비 : $p = A_s / [b \cdot d]$
 $= 6424 \div (1000 \times 500) = 0.01285$
- 인장철근의 간격 검토

$$C_c = 100 - 29 / 2 = 85.5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} sa_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 194.3) - 2.5 \times 86 = 191.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} sa_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 194.3) = 324.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$sa = \text{Min} (191.5, 324.2) = 191.5 \text{ mm}$$

$$s = 100 \text{ mm} < sa = 191.5 \text{ mm} \quad \text{= OK =}$$

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : $A_{min1} = 1/5 \times 6424 = 1285$ mm²
- 단면적의 0.30% : $A_{min2} = 0.003 \times A_g = 0.003 \times 1000 \times 600 = 1800$ mm²
- 배력철근량 : **H 16** , 인장측 : **100** mm , 압축측 : **200** mm
 - * 인장측 배력철근량 : $198.6 \times (1000 \div 100) \times 2 = 3972$ mm²
 - * 압축측 배력철근량 : $198.6 \times (600 \div 200) = 596$ mm²
- 배력철근량 : 4568 mm² > 1800 mm² = A_{min} = 0.K =
- 인장측 배력철근량 : 1800 mm² < 6424 mm² = 인장측 주철근량 = 0.K =

17.1.7 단면설계(날개벽 단면C-C)

1) 단면계산 조건

- 단 면 폭 :	$b_w = 1000$ mm	- 콘크리트 강도 :	$f_{ck} = 30.0$ MPa
- 단 면 높 이 :	$h = 600$ mm	- 철근 항복응력 :	$f_y = 400$ MPa
- 유 효 높 이 :	$d_1 = 500$ mm (단면계산시)	- 강도 감소계수 :	$\phi = 0.9$ (휨)
	$d_2 = 500$ mm (전단계산시)		$\phi = 0.85$ (전단)
- 피 복 두 개 :	$d_1' = 100$ mm (인장1단)		
- 피 복 두 개 :	$d_2' = 0$ mm (인장2단)		
- 계수 모멘트 :	USD : $M_u = 496.13$ kN·m		
	WSD : $M_s = 310.08$ kN·m		
- 계수전단강도 :	USD : $V_u = 269.84$ kN		

2) 단면 계산

(1) 철근량 산정

- 최소철근량(A_s) :	$(1.4 / f_y \cdot b \cdot d)$	=	1750 mm ²
- 필요철근량(A_s) :	$[d - \sqrt{(d^2 - 4M_u / 1.7 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot \Phi)}] / [2 \cdot f_y / 1.7 \cdot f_{ck} \cdot b]$	=	2887 mm ²
- 최대철근량(A_s) :	$0.75 \cdot 0.85 \cdot \beta \cdot f_{ck} \cdot 600 / [f_y \cdot (600 + f_y)] \cdot b \cdot d$	=	12192 mm ²
- 4/3 (요구 철근량 (A_s))		=	3849.33 mm ²

(2) 사용 철근량 (A_s)

- 인장 철근량	: 1단 : H 29 @ 100 - 10 ea = 6424 mm ²		
	2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 mm ²	; Total:	6,424 mm ²

(3) 철근비검토

- 최소철근비 :	$\rho_{min} = 0.25 \times \sqrt{(f_{ck}) / f_y} = 0.00342 < 1.4 / f_y = 0.00350$	
- 균형철근비 :	$\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.03198$ ($\beta_1 = 0.84$)	
$\therefore$	$\rho_{min} = 0.00350 < \rho = 0.01285 < \rho_{max} = 0.02283$	= OK =

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 :	$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 100.77$ mm	
- 극한 모멘트 :	$M_u = 496.13$ kN·m	
- 공칭 모멘트 :	$M_n = A_s \cdot f_y (d - a/2) = 1155.33$ kN·m	
- 설계 모멘트 :	$M_d = \Phi \cdot M_n = 1039.80$ kN·m	
	$\therefore M_d > M_u$	= OK =

3) 전단 검토

- $V_c = 1/6 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d = 456.44$ kN	
- $\Phi \cdot V_c = 387.974$ kN	

$$\therefore V_u < \Phi \cdot V_c$$

== 전단철근 불필요 !!!

4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (d_c) = 100 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (d_c') = 100 mm
- $d = 600 - 100 = 500$ mm

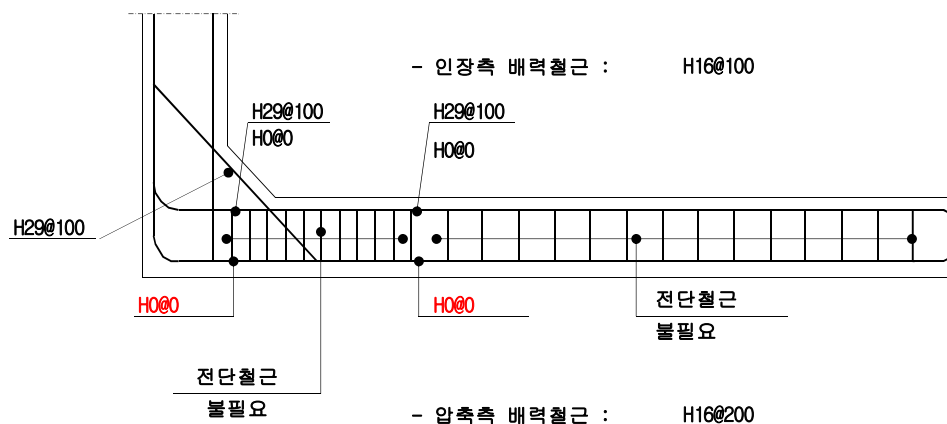
- $f_s = M / \{A_s (d - x/3)\}$
 $= 310080364 \div (6424 \times (500 - 172 \div 3)) = 109.0$ N/mm²
- 철근 유효단면적 : $A = 1000 \times 100 \times 2 \div 10 = 20000$ mm²
- 압축응력 깊이 : $x = k \cdot d = 172$ mm
- 중립축비 : $k = -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.34363$ ($n = 7$)
- 철근비 : $p = A_s / [b \cdot d] = 6424 \div (1000 \times 500) = 0.01285$

- 인장철근의 간격 검토
 $C_c = 100 - 29 / 2 = 86$ mm
 $sa1 = 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 109.0) - 2.5 \times 86 = 508.5$ mm
 $sa2 = 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 109.0) = 577.8$ mm
 $sa = \text{Min} (508.5, 577.8) = 508.5$ mm
 $s = 100$ mm < $sa = 508.5$ mm = OK =

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : $A_{min1} = 1/5 \times 6424 = 1285$ mm²
- 단면적의 0.30% : $A_{min2} = 0.003 \times A_g = 0.003 \times 1000 \times 600 = 1800$ mm²
- 배력철근량 : **H 16** , 인장측 : **100** mm , 압축측 : **200** mm
 - * 인장측 배력철근량 : $198.6 \times (1000 \div 100) \times 2 = 3972$ mm²
 - * 압축측 배력철근량 : $198.6 \times (600 \div 200) = 596$ mm²
- 배력철근량 : 4568 mm² > 1800 mm² = A_{min} = 0.K =
- 인장측 배력철근량 : 1800 mm² < 6424 mm² = 인장측 주철근량 = 0.K =

17.1.8 날개벽 주철근조립도



B(함)산운제5 - 날개벽

17. 날개벽 설계

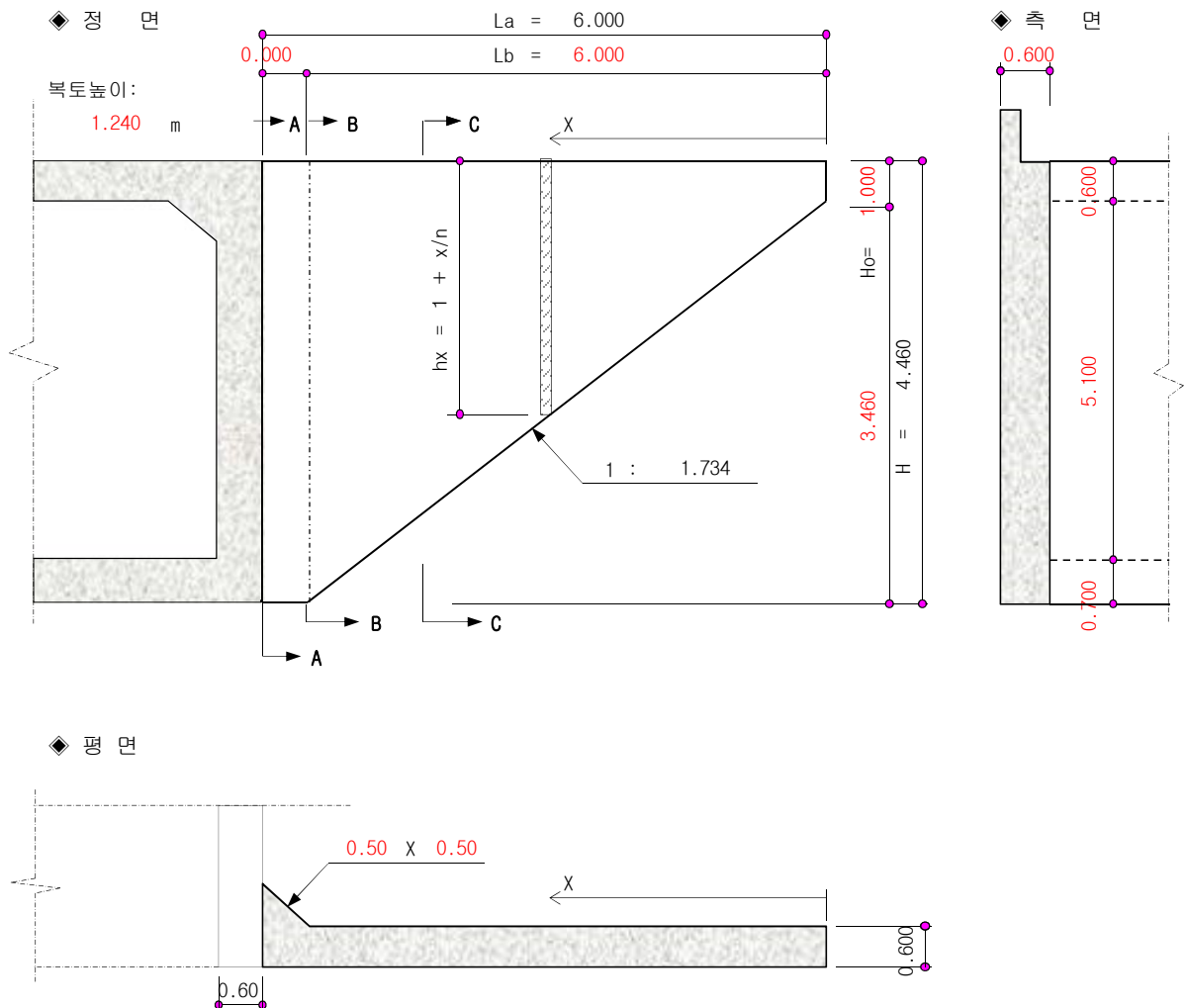
17.1 W1~W2

17.1.1 설 계 조 건

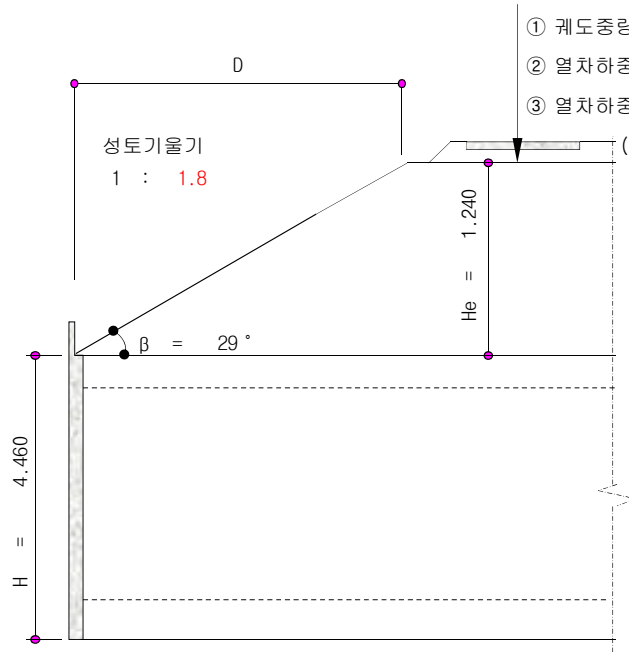
- ① 날개벽 형식 : 평 행 날 개 벽
- ② 단 위 중 량 : $\gamma_t = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- ③ 내부 마찰각 : $\phi = 35.0^\circ$
- ④ 토 압 계 수 : $K_o = (1 - \sin \phi) \times (1 + \sin \beta) = 0.634$
- ⑤ 면벽 기울기 : 1 : 1.734 (평균구배 적용)
- ⑥ 콘크리트 강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- ⑦ 철근 항복응력 : $f_y = 400 \text{ MPa}$

17.1.2 날개벽 단면

; 범용계산을 위하여 단면가정이 일반도와 상이할 수 있으나, 적용치수는 일반도와 같이 적용됨.



17.1.3 하 중 계 산 (상재하중 : q)



① 궤도중량에 의한 상재하중 ($q_1 = 15.00 \text{ kN/m}^2$)

② 열차하중에 의한 상재하중 ($q_2 = 35.00 \text{ kN/m}^2$)

③ 열차하중에 의한 상재하중 ($q_3 = 80/B \text{ kN/m}^2$)

(q_3 = 궤도가 근접해 있는 경우, 열차하중에 의한 상재하중)

1) 옹벽으로부터 궤도까지의 거리

$$- B = 9.125 > 2.00 \therefore q_3 = 0.00$$

$$- D = 1.240 \times 1.8 = 2.232$$

2) 평행날개벽에 작용하는 상재하중(q)

① 기타 상재하중 = 15.000 kN/m^2

② 궤도중량에 의한 상재하중 = 35.000 kN/m^2

③ 열차하중에 의한 상재하중 = 0.000 kN/m^2

$\therefore \text{TOTAL} = 50.000 \text{ kN/m}^2$

17.1.4 설계단면력계산

1) 단 면 A-A [x = La = 6.000 m]

① Moment

$$\begin{aligned}
 - Ma &= \frac{1}{2} K_o \cdot \gamma \left[\frac{x^4}{12n^2} + \frac{x^3 \cdot Ho}{3n} + \frac{x^2 \cdot Ho^2}{2} \right] + K_o \cdot q \left[\frac{x^3}{6n} + \frac{x^2 \cdot Ho}{2} \right] \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.63 \times 20.0 \left[\frac{6.000^4}{12 \times 1.73^2} + \frac{6.000^3 \times 1.000}{3 \times 1.73} + \frac{6.000^2 \times 1.000^2}{2} \right] \\
 &\quad + 0.63 \times 50.00 \left[\frac{6.000^3}{6 \times 1.73} + \frac{6.000^2 \times 1.000}{2} \right] = 1833.749 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

② Shear Force

$$\begin{aligned}
 - Sa &= \frac{1}{2} K_o \cdot \gamma \left[\frac{x^3}{3n^2} + \frac{x^2 \cdot Ho}{n} + x \cdot Ho^2 \right] + K_o \cdot q \left[\frac{x^2}{2n} + x \cdot Ho \right] \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.63 \times 20.0 \left[\frac{6.000^3}{3 \times 1.73^2} + \frac{6.000^2 \times 1.000}{1.7341} + 6.000 \times 1.000^2 \right] \\
 &\quad + 0.63 \times 50.00 \left[\frac{6.000^2}{2 \times 1.73^2} + 6.000 \times 1.000 \right] = 840.704 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \therefore \text{USD} : Ma &= 1.6 \times 1833.749 \div 4.460 \times 1.2 = 789.417 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\
 \text{WSD} : Ma &= 1.0 \times 1833.749 \div 4.460 \times 1.2 = 493.385 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \\
 \text{USD} : Sa &= 1.6 \times 840.704 \div 4.460 \times 1.2 = 361.917 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

적용위치(x)	La	Lb / 4				비 고
	6.000	6.000	4.500	3.000	1.500	
hx	4.460	4.460	3.600	2.700	1.900	[hx=Ho+x/n]
Moment	1833.749	1833.749	845.886	300.577	58.080	kN · m
Mx[USD]	789.417	789.417	451.139	178.120	48.909	kN · m/m
Mx[WSD]	493.385	493.385	281.962	111.325	30.568	kN · m/m
Shear Force	840.7040	840.704	494.344	248.261	88.223	kN
Sx[USD]	361.917	361.917	263.650	147.118	74.293	kN/m

2) 단 면 B-B [x = Lb = 6.000 m]

: 위의 표17-1 참조

3) 단 면 C-C [x = 4.500 m]

: 위의 표17-1 참조

17.1.5 단면설계(날개벽 단면A-A)

1) 단면계산 조건

- 단 면 폭 :	$b_w = 1000$ mm	- 콘크리트 강도 :	$f_{ck} = 30.0$ MPa
- 단 면 높 이 :	$h = 600$ mm	- 철근 항복응력 :	$f_y = 400$ MPa
- 현 치 :	$H = 500$ mm	- 강도 감소계수 :	$\phi = 0.9$ (휨)
- 유효 높 이 :	$d_1 = 500$ mm (단면계산시)		$\phi = 0.85$ (전단)
	$d_2 = 500$ mm (전단계산시)		
- 피 복 두 개 :	$d_1' = 100$ mm (인장1단)		
- 피 복 두 개 :	$d_2' = 0$ mm (인장2단)		
- 계수 모멘트 :	USD : $M_u = 789.42$ kN·m		
	WSD : $M_s = 493.39$ kN·m		
- 계수전단강도 :	USD : $V_u = 361.92$ kN		

2) 단면 계산

(1) 철근량 산정

- 최소철근량(A_s) :	$(1.4 / f_y \cdot b \cdot d)$	=	1750 mm ²
- 필요철근량(A_s) :	$[d - \sqrt{(d^2 - 4M_u / 1.7 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot \phi)}] / [2 \cdot f_y / 1.7 \cdot f_{ck} \cdot b]$	=	4738 mm ²
- 최대철근량(A_s) :	$0.75 \cdot 0.85 \cdot \beta \cdot f_{ck} \cdot 600 / [f_y \cdot (600 + f_y)] \cdot b \cdot d$	=	12192 mm ²
- 4/3 (요구 철근량 (A_s))		=	6317.33 mm ²

(2) 사용 철근량 (A_s)

- 인장 철근량	: 1단 : H 29 @ 125 - 8 ea = 5139 mm ²		
	2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 mm ²	; Total :	5,139 mm ²

(3) 철근비검토

- 최소철근비 :	$\rho_{min} = 0.25 \times \sqrt{(f_{ck})} / f_y = 0.00342 < 1.4 / f_y = 0.00350$		
- 균형철근비 :	$\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.03198$	($\beta_1 = 0.836$)	
$\therefore$	$\rho_{min} = 0.00350 < \rho = 0.01028 < \rho_{max} = 0.02283$	= OK =	

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 :	$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 80.61$ mm		
- 극한 모멘트 :	$M_u = 789.42$ kN·m		
- 공칭 모멘트 :	$M_n = A_s \cdot f_y (d - a/2) = 944.99$ kN·m		
- 설계 모멘트 :	$M_d = \phi \cdot M_n = 850.49$ kN·m		
	$\therefore M_d > M_u$	= OK =	

3) 전단 검토

- $V_c = 1/6 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d = 456.44$ kN	
- $\phi \cdot V_c = 387.974$ kN	

$$\therefore V_u < \phi \cdot V_c$$

== 전단철근 불필요 !!!

4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (d_c) = 100 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (d_c') = 100 mm
- $d = 767 - 100 = 667$ mm
- $f_s = M / \{A_s (d - x/3)\}$
 $= 493385381 \div (5139.2 \times (500 - 157 \div 3)) = 214.5$ N/mm²
- 철근 유효단면적 : $A = 1000 \times 100 \times 2 \div 8 = 25000$ mm²
- 압축응력 깊이 : $x = k \cdot d = 157$ mm
- 중립축비 : $k = -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.31417$ ($n = 7$)
- 철근비 : $p = A_s / [b \cdot d]$
 $= 5139 \div (1000 \times 500) = 0.01028$
- 인장철근의 간격 검토

$$C_c = 100 - 29 / 2 = 85.5 \text{ mm}$$

$$sa_1 = 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c$$

$$= 375 \times (210 / 214.5) - 2.5 \times 86 = 153.4 \text{ mm}$$

$$sa_2 = 300 \times (210 / f_s)$$

$$= 300 \times (210 / 214.5) = 293.7 \text{ mm}$$

$$sa = \text{Min} (153.4, 293.7) = 153.4 \text{ mm}$$

$$s = 125 \text{ mm} < sa = 153.4 \text{ mm} \quad \text{= OK =}$$

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : $A_{min1} = 1/5 \times 5139.2 = 1028$ mm²
- 단면적의 0.30% : $A_{min2} = 0.003 \times A_g = 0.003 \times 1000 \times 600 = 1800$ mm²
- 배력철근량 : **H 16**, 인장측 : **125** mm, 압축측 : **250** mm
- * 인장측 배력철근량 : $198.6 \times (1000 \div 125) \times 2 = 3178$ mm²
- * 압축측 배력철근량 : $198.6 \times (600 \div 250) = 397$ mm²
- 배력철근량 : $3575 \text{ mm}^2 > 1800 \text{ mm}^2 = A_{min} \quad \text{= 0.K =}$
- 인장측 배력철근량 : $1800 \text{ mm}^2 < 5139 \text{ mm}^2 = \text{인장측 주철근량} \quad \text{= 0.K =}$

17.1.6 단면설계(날개벽 단면B-B)

1) 단면계산 조건

- 단 면 폭 :	$b_w = 1000$ mm	- 콘크리트 강도 :	$f_{ck} = 30.0$ MPa
- 단 면 높 이 :	$h = 600$ mm	- 철근 항복응력 :	$f_y = 400$ MPa
- 유효 높 이 :	$d_1 = 500$ mm (단면계산시)	- 강도 감소계수 :	$\phi = 0.9$ (휨)
	$d_2 = 500$ mm (전단계산시)		$\phi = 0.85$ (전단)
- 피 복 두 개 :	$d_1' = 100$ mm (인장1단)		
- 피 복 두 개 :	$d_2' = 0$ mm (인장2단)		
- 계수 모멘트 :	USD : $M_u = 789.42$ kN·m		
	WSD : $M_s = 493.39$ kN·m		
- 계수전단강도 :	USD : $V_u = 361.92$ kN		

2) 단면 계산

(1) 철근량 산정

- 최소철근량(A_s) :	$(1.4 / f_y \cdot b \cdot d)$	=	1750 mm ²
- 필요철근량(A_s) :	$[d - \sqrt{(d^2 - 4M_u / 1.7 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot \phi)}] / [2 \cdot f_y / 1.7 \cdot f_{ck} \cdot b]$	=	4738 mm ²
- 최대철근량(A_s) :	$0.75 \cdot 0.85 \cdot \beta \cdot f_{ck} \cdot 600 / [f_y \cdot (600 + f_y)] \cdot b \cdot d$	=	12192 mm ²
- 4/3 (요구 철근량 (A_s))		=	6317.33 mm ²

(2) 사용 철근량 (A_s)

- 인장 철근량	: 1단 : H 29 @ 125 - 8 ea = 5139 mm ²		
	2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 mm ²	; Total :	5,139 mm ²

(3) 철근비검토

- 최소철근비 :	$\rho_{min} = 0.25 \times \sqrt{(f_{ck}) / f_y} = 0.00342 < 1.4 / f_y = 0.00350$	
- 균형철근비 :	$\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.03198$ ($\beta_1 = 0.836$)	
$\therefore \rho_{min} = 0.00350 < \rho = 0.01028 < \rho_{max} = 0.02283$		= OK =

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 :	$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 80.61$ mm	
- 극한 모멘트 :	$M_u = 789.42$ kN·m	
- 공칭 모멘트 :	$M_n = A_s \cdot f_y (d - a/2) = 944.99$ kN·m	
- 설계 모멘트 :	$M_d = \phi \cdot M_n = 850.49$ kN·m	
	$\therefore M_d > M_u$	= OK =

3) 전단 검토

- $V_c = 1/6 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d = 456.44$ kN	
- $\phi \cdot V_c = 387.974$ kN	

$$\therefore V_u < \phi \cdot V_c$$

= 전단철근 불필요 !!!

4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (dc) = 100 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (dc') = 100 mm
- $d = 600 - 100 = 500$ mm
- $f_s = M / \{A_s (d - x/3)\}$
 $= 493385381 \div (5139.2 \times (500 - 157 \div 3)) = 214.5$ N/mm²
- 철근 유효단면적 : $A = 1000 \times 100 \times 2 \div 8 = 25000$ mm²
- 압축응력 깊이 : $x = k \cdot d = 157$ mm
- 종립축비 : $k = -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.31417$ ($n = 7$)
- 철근비 : $p = A_s / [b \cdot d]$
 $= 5139 \div (1000 \times 500) = 0.01028$
- 인장철근의 간격 검토

$$C_c = 100 - 29 / 2 = 85.5 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} sa_1 &= 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c \\ &= 375 \times (210 / 214.5) - 2.5 \times 86 = 153.4 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} sa_2 &= 300 \times (210 / f_s) \\ &= 300 \times (210 / 214.5) = 293.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$sa = \text{Min} (153.4, 293.7) = 153.4 \text{ mm}$$

$$s = 125 \text{ mm} < sa = 153.4 \text{ mm} \quad \text{= OK =}$$

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : $A_{min1} = 1/5 \times 5139.2 = 1028$ mm²
- 단면적의 0.30% : $A_{min2} = 0.003 \times A_g = 0.003 \times 1000 \times 600 = 1800$ mm²
- 배력철근량 : **H 16** , 인장측 : **125** mm , 압축측 : **250** mm
 - * 인장측 배력철근량 : $198.6 \times (1000 \div 125) \times 2 = 3178$ mm²
 - * 압축측 배력철근량 : $198.6 \times (600 \div 250) = 397$ mm²
- 배력철근량 : 3575 mm² > 1800 mm² = A_{min} = 0.K =
- 인장측 배력철근량 : 1800 mm² < 5139 mm² = 인장측 주철근량 = 0.K =

17.1.7 단면설계(날개벽 단면C-C)

1) 단면계산 조건

- 단 면 폭 :	$b_w = 1000$ mm	- 콘크리트 강도 :	$f_{ck} = 30.0$ MPa
- 단 면 높 이 :	$h = 600$ mm	- 철근 항복응력 :	$f_y = 400$ MPa
- 유 효 높 이 :	$d_1 = 475$ mm (단면계산시)	- 강도 감소계수 :	$\phi = 0.9$ (휨)
	$d_2 = 475$ mm (전단계산시)		$\phi = 0.85$ (전단)
- 피 복 두 개 :	$d_1' = 125$ mm (인장1단)		
- 피 복 두 개 :	$d_2' = 0$ mm (인장2단)		
- 계수 모멘트 :	USD : $M_u = 451.14$ kN·m		
	WSD : $M_s = 281.96$ kN·m		
- 계수전단강도 :	USD : $V_u = 263.65$ kN		

2) 단면 계산

(1) 철근량 산정

- 최소철근량(A_s) :	$(1.4 / f_y \cdot b \cdot d)$	=	1663 mm ²
- 필요철근량(A_s) :	$[d - \sqrt{(d^2 - 4M_u / 1.7 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot \Phi)}] / [2 \cdot f_y / 1.7 \cdot f_{ck} \cdot b]$	=	2764 mm ²
- 최대철근량(A_s) :	$0.75 \cdot 0.85 \cdot \beta \cdot f_{ck} \cdot 600 / [f_y \cdot (600 + f_y)] \cdot b \cdot d$	=	11583 mm ²
- 4/3 (요구 철근량 (A_s))		=	3685.33 mm ²

(2) 사용 철근량 (A_s)

- 인장 철근량	: 1단 : H 29 @ 125 - 8 ea = 5139 mm ²		
	2단 : H 0 @ 0 - 0 ea = 0 mm ²	; Total:	5,139 mm ²

(3) 철근비검토

- 최소철근비 :	$\rho_{min} = 0.25 \times \sqrt{(f_{ck}) / f_y} = 0.00342 < 1.4 / f_y = 0.00350$	
- 균형철근비 :	$\rho_b = 0.85 \times \beta_1 \times (f_{ck} / f_y) \times (600 / (600 + f_y)) = 0.03198$ ($\beta_1 = 0.84$)	
$\therefore$	$\rho_{min} = 0.00350 < \rho = 0.01082 < \rho_{max} = 0.02283$	= OK =

(3) 단면 검토

- 등가응력 깊이 :	$a = A_s \cdot f_y / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot b) = 80.61$ mm	
- 극한 모멘트 :	$M_u = 451.14$ kN·m	
- 공칭 모멘트 :	$M_n = A_s \cdot f_y (d - a/2) = 893.59$ kN·m	
- 설계 모멘트 :	$M_d = \Phi \cdot M_n = 804.23$ kN·m	
	$\therefore M_d > M_u$	= OK =

3) 전단 검토

- $V_c = 1/6 \times \sqrt{(f_{ck})} \times b_w \times d = 433.61$ kN	
- $\Phi \cdot V_c = 368.569$ kN	

$$\therefore V_u < \Phi \cdot V_c$$

== 전단철근 불필요 !!!

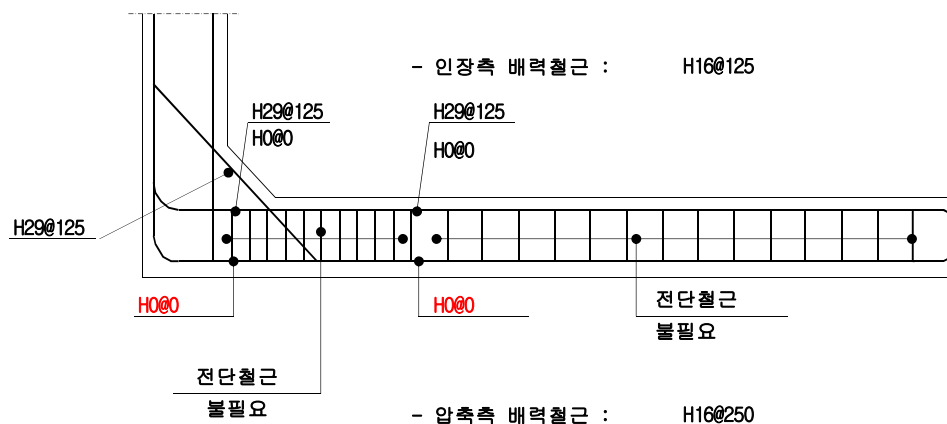
4) 균열 검토

- 콘크리트 피복 두께 (dc) = 125 mm
- 인장철근 도심까지의 거리 (dc') = 125 mm
- $d = 600 - 125 = 475$ mm
- $f_s = M / \{A_s (d - x/3)\}$
 $= 281962000 \div (5139.2 \times (475 - 152 \div 3)) = 129.3$ N/mm²
- 철근 유효단면적 : $A = 1000 \times 125 \times 2 \div 8 = 31250$ mm²
- 압축응력 깊이 : $x = k \cdot d = 152$ mm
- 중립축비 : $k = -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.32077$ ($n = 7$)
- 철근비 : $p = A_s / [b \cdot d] = 5139 \div (1000 \times 475) = 0.01082$
- 인장철근의 간격 검토
 $C_c = 125 - 29 / 2 = 111$ mm
 $sa_1 = 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 129.3) - 2.5 \times 111 = 332.6$ mm
 $sa_2 = 300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 129.3) = 487.1$ mm
 $sa = \text{Min} (332.6, 487.1) = 332.6$ mm
 $s = 125$ mm < $sa = 332.6$ mm = OK =

5) 배력철근 계산

- 주철근량의 1/5 : $A_{min1} = 1/5 \times 5139.2 = 1028$ mm²
- 단면적의 0.30% : $A_{min2} = 0.003 \times A_g = 0.003 \times 1000 \times 600 = 1800$ mm²
- 배력철근량 : **H 16** , 인장측 : **125** mm , 압축측 : **250** mm
 - * 인장측 배력철근량 : $198.6 \times (1000 \div 125) \times 2 = 3178$ mm²
 - * 압축측 배력철근량 : $198.6 \times (600 \div 250) = 397$ mm²
- 배력철근량 : 3575 mm² > 1800 mm² = A_{min} = 0.K =
- 인장측 배력철근량 : 1800 mm² < 5139 mm² = 인장측 주철근량 = 0.K =

17.1.8 날개벽 주철근조립도



▶ 산운제5 옹벽 A-A

1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : 역 T 형 옹 벽

기 초 형 식 : 직 접 기 초

옹 벽 높 이 : $H = 7.000 \text{ M}$

옹 벽 지 판 : $B = 5.600 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110

위 험 도 계 수 : 1.400

가속도 계수 A : 0.154

수평지진계수 K_h : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 30.0 \text{ MPa}$

철 근 : $f_y = 400.0 \text{ MPa}$

2.2 지반조건

콘크리트의 단위 중량(γ_c) : 24.500 KN/m^3

뒷채움흙의 단위 중량(γ_t) : 19.000 KN/m^3

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 33.000°

지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 40.000°

지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/m^2

뒷채움흙의 경 사 각(β) : 29.000°

뒷채움의 성토높이 : 0.850 m

옹벽전면의 토 피 고(D_f) : 1.000 m

2.3 사용토압

상 시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

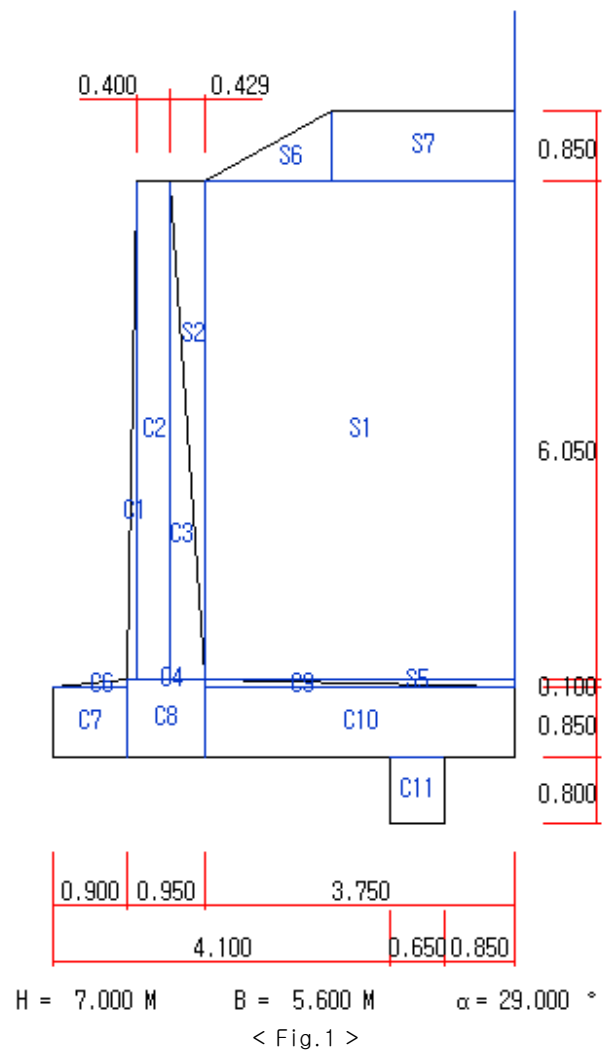
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q_l = 35.00 \text{ KN/m}^2$

과재고정하중 : $q_d = 15.00 \text{ KN/m}^2$

2.5 검토단면



3. 안 정 계 산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	y	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.366	24.5	8.97	0.077	0.69	0.981	2.967	8.79	2.05
C2	2.420	24.5	59.29	0.077	4.57	1.221	3.975	72.39	18.15
C3	1.298	24.5	31.79	0.077	2.45	1.564	2.967	49.73	7.263
C4	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.436	0.950	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	1.850	0.950	0.00	0.00
C6	0.045	24.5	1.10	0.077	0.08	0.600	0.883	0.66	0.07
C7	0.765	24.5	18.74	0.077	1.44	0.450	0.425	8.43	0.61
C8	0.903	24.5	22.11	0.077	1.70	1.375	0.475	30.40	0.81
C9	0.188	24.5	4.59	0.077	0.35	3.100	0.883	14.24	0.31
C10	3.188	24.5	78.09	0.077	6.01	3.725	0.425	290.90	2.56
C11	0.520	24.5	12.74	0.077	0.98	4.425	-0.400	56.37	-0.39
소계	9.691		237.44		18.28			531.93	31.43
S1	22.688	19.0	431.06	0.077	33.19	3.725	3.975	1605.71	131.94
S2	1.298	19.0	24.66	0.077	1.90	1.707	4.983	42.09	9.46
S3	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	1.850	0.950	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	3.725	0.950	0.00	0.00
S5	0.188	19.0	3.56	0.077	0.27	4.350	0.917	15.50	0.25
S6	0.652	19.0	12.38	0.077	0.95	2.872	7.283	35.57	6.94
S7	1.884	19.0	35.80	0.077	2.76	4.492	7.425	160.79	20.47
소계	26.709		507.46		39.07			1859.65	169.06
총계			744.90		57.36			2391.58	200.49

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 33.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 29.000 °
 뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 0.000 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 65.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4867$
 $\alpha = 64.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4883$
 $\alpha = 64.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4895$
 $\alpha = 63.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4906$
 $\alpha = 63.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4914$
 $\alpha = 62.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4920$
 $\alpha = 62.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4923$

▷ $\alpha = 61.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4925$ 최대값

$\alpha = 61.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4923$
 $\alpha = 60.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4920$
 $\alpha = 60.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4914$
 $\alpha = 59.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4906$
 $\alpha = 59.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4895$
 $\alpha = 58.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4883$
 $\alpha = 58.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.4867$

∴ $K_a = 0.492$ (쌓기중량 $W = 530.964 \text{ KN}$)
 $K_{ah} = 0.492 \times \cos 0.000^\circ = 0.492$
 $K_{av} = 0.492 \times \sin 0.000^\circ = 0.000$

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.492 \times 19.0 \times 7.850^2 \\ &= 288.290 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{av} &= 1/2 \times K_{av} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.000 \times 19.0 \times 7.850^2 \\ &= 0.000 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= H / 3 = 7.850 / 3 = 2.617 \text{ m} \\ \chi &= 5.600 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_o &= P_{ah} \times y = 288.290 \times 2.617 \\ &= 754.358 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= P_{av} \times \chi = 0.000 \times 5.600 \\ &= 0.000 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각($\delta = \beta + \Theta$) : 4.403 °
 여기서... $\Theta = \tan^{-1}(kh/(1-kv))$: 4.403 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$$\alpha = 60.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3914$$

$$\alpha = 60.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3924$$

$$\alpha = 59.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3931$$

$$\alpha = 59.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3938$$

$$\alpha = 58.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3943$$

$$\alpha = 58.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3946$$

$$\alpha = 57.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3948$$

$$\triangleright \alpha = 57.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3948 \text{ 최대값}$$

$$\alpha = 56.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3947$$

$$\alpha = 56.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3944$$

$$\alpha = 55.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3939$$

$$\alpha = 55.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3933$$

$$\alpha = 54.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3925$$

$$\alpha = 54.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3916$$

$$\alpha = 53.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.3905$$

$$\therefore K_{ae} = 0.395 \quad (\text{쌓기중량 } W_e = W / \cos(\Theta) = 457.765 \text{ KN})$$

$$K_{aeh} = 0.395 \times \cos 4.403^\circ = 0.394$$

$$K_{aev} = 0.395 \times \sin 4.403^\circ = 0.030$$

$$\begin{aligned} P_{aeh} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.394 \times 19.0 \times 7.850^2 \\ &= 230.452 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{aev} &= 1/2 \times K_{aev} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.030 \times 19.0 \times 7.850^2 \\ &= 17.745 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= H / 2 = 7.850 / 2 = 3.925 \text{ m} \\ \chi &= 5.600 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_o &= P_{aeh} \times y = 230.452 \times 3.925 \\ &= 904.524 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= P_{aev} \times \chi = 17.745 \times 5.600 \\ &= 99.371 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 35.00 + 15.00 = 50.00 \text{ KN/m}^2$$

가상배면외의 과재하중은 흙쌓기중량에 고려하며, 가상배면내에 작용하는 과재하중에 의한 연직력을 계산한다.

$$\begin{aligned} P_v &= 110.828 \text{ KN/m} \\ \chi &= 4.492 \text{ m} \\ M_r &= P_v \times \chi = 497.808 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

$$q_d = 15.000 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{ve} = 33.248 \text{ KN/m}$$

$$\chi = 4.492 \text{ m}$$

$$M_{re} = P_{ve} \times \chi = 149.343 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	237.436	0.000	531.927	0.000
채하토사 자중	507.462	0.000	1859.652	0.000
토 압	0.000	288.290	0.000	754.358
과 재 하 중	110.828	0.000	497.808	0.000
Σ	855.725	288.290	2889.387	754.358

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	237.436	18.283	531.927	31.431
채하토사 자중	507.462	39.075	1859.652	169.061
토 압	17.745	230.452	99.371	904.524
과 재 하 중	33.248	0.000	149.343	0.000
Σ	795.891	287.809	2640.292	1105.016

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\Sigma V = 855.725 \text{ KN}$$

$$\Sigma Mr = 2889.387 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M_o = 754.358 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / \Sigma V \\ &= 5.600 / 2 - (2889.387 - 754.358) / 855.725 \\ &= 0.305 \text{ m} \leq B/6 = 0.933 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.305 \text{ m} \leq B/6 = 0.933 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \Sigma M_r / \Sigma M_o = 2889.387 / 754.358 \\ &= 3.830 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\Sigma V = 795.891 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_r = 2640.292 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma M_o = 1105.016 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / \Sigma V \\ &= 5.600 / 2 - (2640.292 - 1105.016) / 795.891 \\ &= 0.871 \text{ m} \leq B/6 = 0.933 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.871 \text{ m} \leq B/3 = 1.867 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 40.000°

지지지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3

지지지반의 점착력 : 0.0 KN/m^2

성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/m^3

기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi式을 이용한다.

최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$$q_u = \alpha \cdot C \cdot N_c + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot N_r$$

여기서 $\alpha = 1.000$

$\beta = 0.500$

$$B_e = B - 2e = 5.600 - 2 \times 0.305 = 4.990 \text{ m}$$

$$N_c = 95.700 \quad N_q = 81.300 \quad N_r = 100.400$$

$$\therefore q_u = 6554.645 \text{ KN/m}^2$$

$$\therefore q_a = 400.000 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 202.745 \text{ KN/m}^2$$

$$Q2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 102.871 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 202.745 \leq q_a \quad \therefore O.K$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지지력산정은 Terzaghi 式을 이용한다.

최대 지반반력은 도.시. p622 해설 표 7.3.1의 값을 넘지 못한다.

$$q_u = \alpha \cdot C \cdot N_c + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot N_r$$

$$\text{여기서 } \alpha = 1.000 \quad \beta = 0.500$$

$$B_e = B - 2e = 5.600 - 2 \times 0.871 = 3.858\text{m}$$

$$N_c = 95.700 \quad N_q = 81.300 \quad N_r = 100.400$$

$$\therefore q_{ue} = 5418.139 \text{ KN/m}^2$$

$$\therefore q_{ae} = 600.000 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 274.754 \text{ KN/m}^2$$

$$Q2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 9.492 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 274.754 \leq q_{ae} \quad \therefore O.K$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로

마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.502$

점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 855.725 \text{ KN}$$

$$\sum H = 288.290 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} H_r &= C \times A_e + \frac{(Q3+Q4)}{2} K_p L + \frac{(Q1+Q4)}{2} B1 \mu + \frac{(Q3+Q2)}{2} B3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\ &= 0.000 + 529.161 + 227.127 + 87.572 \\ &= 843.860 \text{ KN} \end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.599$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)

$L = 0.800 \text{ m}$

$A_e = 4.990 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \sum H_r / \sum H = 843.860 / 288.290 \\ &= 2.927 \geq 1.5 \end{aligned} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

$\sum V = 795.891 \text{ KN}$

$\sum H = 287.809 \text{ KN}$

$$\begin{aligned} H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\ &= 0.000 + 419.284 + 271.180 + 33.914 \\ &= 724.378 \text{ KN} \end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.431$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)

$L = 0.800 \text{ m}$

$A_e = 3.858 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \sum H_r / \sum H = 724.378 / 287.809 \\ &= 2.517 \geq 1.2 \end{aligned} \quad \therefore \text{O.K}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)
LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)
LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+0.0L+1.6H+0.0W)
LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)
LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

4.2 기초단면검토용 지반의 반력계산

작용계수하중은 '3.2 안정검토용 하중집계'를 참조

(1) LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.35D+1.85L+1.6H+0.0W)

$$\begin{aligned}\sum V &= 1194.019 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 4074.905 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 1206.973 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 5.600 / 2 - (4074.905 - 1206.973) / 1194.019 \\ &= 0.398 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 304.159 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 122.276 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.6D+1.6L+1.6H+0.0W)

$$\begin{aligned}\sum V &= 1369.161 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 4623.019 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 1206.973 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 5.600 / 2 - (4623.019 - 1206.973) / 1369.161 \\ &= 0.305 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 324.392 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 164.594 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.35D+0.0L+1.6H+0.0W)

$$\begin{aligned}\sum V &= 1050.497 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 3430.244 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 1206.973 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 5.600 / 2 - (3430.244 - 1206.973) / 1050.497 \\ &= 0.684 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 324.984 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 50.193 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 795.891 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 2640.292 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 1105.016 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 5.600 / 2 - (2640.292 - 1105.016) / 795.891 \\ &= 0.871 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 274.754 \text{ KN/m}^2 \\ Q2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 9.492 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 앞굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분	앞굽자중	지반반력	총 계
LCB1	전단력	-26.791	260.589
	모멘트	-11.833	119.238
LCB2	전단력	-31.752	280.396
	모멘트	-14.024	127.912
LCB3	전단력	-26.791	272.613
	모멘트	-11.833	125.657
LCB4	전단력	-19.845	228.095
	모멘트	-8.765	105.520
LCB5	전단력	-19.845	175.247
	모멘트	-8.765	79.945

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분	뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
전단력	128.827	651.787	188.408	-686.904	0.000	282.117

LCB1							
	모멘트	249.714	1247.905	497.720	-1145.215	0.000	850.124
	전단력	152.684	772.488	177.325	-817.867	0.000	284.630
LCB2							
	모멘트	295.958	1478.998	468.442	-1408.101	0.000	835.297
	전단력	128.827	651.787	44.885	-533.247	0.000	292.252
LCB3							
	모멘트	249.714	1247.905	118.575	-784.199	0.000	831.995
	전단력	95.428	482.805	33.248	-368.654	17.745	260.572
LCB4							
	모멘트	184.974	924.374	87.833	-483.065	66.543	780.658
	전단력	95.428	482.805	110.828	-511.167	0.000	177.894
LCB5							
	모멘트	184.974	924.374	292.777	-880.064	0.000	522.060

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 33.000 °

뒷채움흙의 경사각(β) : 29.000 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ) : 11.000 °

옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 4.056 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 60.00$ ° 일때 ..Ka = 0.5284

$\alpha = 59.50$ ° 일때 ..Ka = 0.5306

$\alpha = 59.00$ ° 일때 ..Ka = 0.5324

$\alpha = 58.50$ ° 일때 ..Ka = 0.5340

$\alpha = 58.00$ ° 일때 ..Ka = 0.5353

$\alpha = 57.50$ ° 일때 ..Ka = 0.5362

$\alpha = 57.00$ ° 일때 ..Ka = 0.5368

▷ $\alpha = 56.50$ ° 일때 ..Ka = 0.5371 최대값

$\alpha = 56.00$ ° 일때 ..Ka = 0.5371

$\alpha = 55.50$ ° 일때 ..Ka = 0.5367

$\alpha = 55.00$ ° 일때 ..Ka = 0.5360

$\alpha = 54.50$ ° 일때 ..Ka = 0.5349

$\alpha = 54.00$ ° 일때 ..Ka = 0.5335

$\alpha = 53.50$ ° 일때 ..Ka = 0.5317

$\alpha = 53.00$ ° 일때 ..Ka = 0.5296

∴ Ka = 0.537 (쌓기중량 W = 463.320 KN)

Kah = 0.537 × cos 15.056 ° = 0.519

Kav = 0.537 × sin 15.056 ° = 0.140

㉞ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흠뺏기법)

뺏기의 각도에 따른 주동토압계수

$$\alpha = 60.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4876$$

$$\alpha = 59.50^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4889$$

$$\alpha = 59.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4900$$

$$\alpha = 58.50^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4909$$

$$\alpha = 58.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4916$$

$$\alpha = 57.50^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4921$$

$$\alpha = 57.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4924$$

$$\triangleright \alpha = 56.50^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4925 \text{ 최대값}$$

$$\alpha = 56.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4924$$

$$\alpha = 55.50^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4921$$

$$\alpha = 55.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4915$$

$$\alpha = 54.50^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4908$$

$$\alpha = 54.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4899$$

$$\alpha = 53.50^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4887$$

$$\alpha = 53.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4873$$

$$\therefore K_{ae} = 0.492 \quad (\text{뺏기중량 } W_e = W/\cos(\Theta) = 345.072 \text{ KN})$$

$$K_{aeh} = 0.492 \times \cos 4.056^\circ = 0.491$$

$$K_{aev} = 0.492 \times \sin 4.056^\circ = 0.035$$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.519 \times 19.0 \times 6.050^2 = 180.362 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 6.050 / 3 = 2.017 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 180.362 \times 2.017 = 363.730 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.519 \times 19.0 \times 3.025^2 = 45.090 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 3 = 3.025 / 3 = 1.008 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 45.090 \times 1.008 = 45.466 \text{ KN.m}$$

㉡ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.491 \times 19.0 \times 6.050^2 = 170.824 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 6.050 / 2 = 3.025 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 170.824 \times 3.025 = 516.743 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.491 \times 19.0 \times 3.025^2 = 42.706 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 3.025 / 2 = 1.513 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 42.706 \times 1.513 = 64.593 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

$$q = 35.00 + 15.00 + 50.00 \text{ KN/m}^2$$

i) 벽체 하부 (C-C)

시행뺀기 계산에서 흙뺀기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

시행뺀기 계산에서 흙뺀기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.366	24.5	8.968	0.077	0.691	2.017	1.393
C2	2.420	24.5	59.290	0.077	4.565	3.025	13.810
C3	1.298	24.5	31.794	0.077	2.448	2.017	4.937
합 계 (벽체 하부)			100.052		7.704		20.140
C1	0.092	24.5	2.242	0.077	0.173	1.008	0.174
C2	1.210	24.5	29.645	0.077	2.283	1.513	3.453
C3	0.324	24.5	7.949	0.077	0.612	1.008	0.617
합 계 (벽체 중앙부)			39.835		3.067		4.244

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	288.579	0.000	0.000	288.579
	모멘트	581.967	0.000	0.000	581.967
LCB2	전단력	288.579	0.000	0.000	288.579
	모멘트	581.967	0.000	0.000	581.967
LCB3	전단력	288.579	0.000	0.000	288.579
	모멘트	581.967	0.000	0.000	581.967
LCB4	전단력	170.824	0.000	7.704	178.528
	모멘트	516.743	0.000	20.140	536.883
LCB5	전단력	180.362	0.000	0.000	180.362
	모멘트	363.730	0.000	0.000	363.730

▷ 벽체 중간부 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	72.145	0.000	0.000	72.145
	모멘트	72.746	0.000	0.000	72.746
LCB2	전단력	72.145	0.000	0.000	72.145
	모멘트	72.746	0.000	0.000	72.746
LCB3	전단력	72.145	0.000	0.000	72.145
	모멘트	72.746	0.000	0.000	72.746
LCB4	전단력	42.706	0.000	3.067	45.773
	모멘트	64.593	0.000	4.244	68.837
LCB5	전단력	45.090	0.000	0.000	45.090
	모멘트	45.466	0.000	0.000	45.466

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q_3+q_4)}{2} K_p L + \frac{(q_4+q_5)}{2} B \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$K_p = 4.599$ $\mu = 0.502$ (상 시)
 $K_{pe} = 4.431$ $\mu = 0.502$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구	분	활동저항력	마찰력	총계
LCB1	전단력	724.285	52.374	776.659
	모멘트	289.714	20.950	310.664
LCB2	전단력	846.657	64.676	911.333
	모멘트	338.663	25.870	364.533
LCB3	전단력	599.258	35.207	634.465
	모멘트	239.703	14.083	253.786
LCB4	전단력	419.284	21.268	440.552
	모멘트	167.714	8.507	176.221
LCB5	전단력	529.161	40.422	569.583
	모멘트	211.664	16.169	227.833

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구	분	Mu	Mcr	Vu
앞	굽 판 (A-A)	113.888	71.180	248.644
뒷	굽 판 (B-B)	581.967	363.730	292.252

벽 체 하 부 (C-C)	581.967	363.730	288.579
벽체 중앙부 (D-D)	72.746	45.466	72.145
활동 방지벽 (E-E)	364.533	227.833	911.333

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷굽판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 웅벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.836 & \phi_f &= 0.90 & \phi_v &= 0.85 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00350 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 113.888 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 248.644 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 950.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 850.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 100.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H16 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 100 \text{ mm}) \\ &= 794.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00093 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 12.461 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.16808 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 227898800.000 \text{ N.mm} \\ &= 227.899 \text{ KN.m} \geq M_u = 113.888 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 5.858 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 373.469 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 5.858 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00044 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00059 \\ \text{철근비검토 : } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 659.549 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 659.549 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 71.180 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00093 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.108 \quad j = 0.964 \\ x &= k \cdot d = 91.826 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 1.892 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 109.352 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 109.352 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 490.15 \text{ mm} \end{aligned}$$

...여기서 $..C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 92.00 \text{ mm}$
최외단철근 평균배근간격 $= 250.00 \text{ mm} \leq 490.15 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

2) 뒀 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.836 & \phi_f &= 0.90 & \phi_v &= 0.85 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00350 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 581.967 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 292.252 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 950.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 850.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 100.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H22 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 100 \text{ mm}) \\ &= 3096.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00364 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 48.577 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.04088 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 869401500.000 \text{ N.mm} \\ &= 869.401 \text{ KN.m} \geq M_u = 581.967 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 30.376 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1936.454 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 30.376 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00228 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00304 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 659.549 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 659.549 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 363.730 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00364 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.202 \quad j = 0.933 \\ x &= k \cdot d = 171.511 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 5.350 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 148.145 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 148.145 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 309.08 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 89.00 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 309.08 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.836 & \phi_f &= 0.90 & \phi_v &= 0.85 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00350 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 581.967 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 288.579 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 950.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 850.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 100.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H22 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 100 \text{ mm}) \\ &= 3096.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00364 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 48.577 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.04088 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 869401400.000 \text{ N.mm} \\ &= 869.401 \text{ KN.m} \geq M_u = 581.967 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 30.376 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1936.454 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 30.376 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00228 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00304 \\ \text{철근비검토 : } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 659.549 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 659.549 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 363.730 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00364 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.202 \quad j = 0.933 \\ x &= k \cdot d = 171.511 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 5.350 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 148.145 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 148.145 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 309.08 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 89.00 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 309.08 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 벽 체 중 앙 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.836 & \phi_f &= 0.90 & \phi_v &= 0.85 \\ p_{\min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00350 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 72.746 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 72.145 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 675.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 575.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 100.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H22 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 100 \text{ mm}) \\ &= 1548.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00269 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 24.289 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.05637 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 296318800.000 \text{ N.mm} \\ &= 296.319 \text{ KN.m} \geq M_u = 72.746 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 5.539 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 353.130 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 5.539 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{\text{req}} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00061 \Rightarrow 4/3 P_{\text{req}} = 0.00082 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{\text{req}} &\leq P \leq P_{\min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 446.166 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 446.166 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 45.466 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00269 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.176 \quad j = 0.941 \\ x &= k \cdot d = 101.331 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 1.658 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 54.254 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 54.254 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 1161.21 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 89.00 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 250.00 \text{ mm} \leq 1161.21 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

5) 활 동 방 지 벽

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.836 & \phi_f &= 0.90 & \phi_v &= 0.85 \\ p_{\min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00350 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 364.533 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 911.333 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 650.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 550.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 100.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H19 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 100 \text{ mm}) \\ &= 2292.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00417 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 35.953 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.03537 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 414595300.000 \text{ N.mm} \\ &= 414.595 \text{ KN.m} \geq M_u = 364.533 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 29.680 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1892.131 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 29.680 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{\text{req}} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00344 \Rightarrow 4/3 P_{\text{req}} = 0.00459 \\ \text{철근비검토 : } P_{\min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 426.767 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H19 \times 2.00 \text{ ea/m} = 573.000 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 200.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 535.755 \text{ KN} \\ s &= 200.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 275.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 962.522 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 227.833 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (f_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ \rho &= A_s / (B \cdot D) = 0.00417 \\ k &= -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.214 \quad j = 0.929 \\ x &= k \cdot d = 117.769 \text{ mm} \end{aligned}$$

$f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 7.576 \text{ MPa}$
 $f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 194.625 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 194.625 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 178.37 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 90.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 178.37 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 1432.500 mm²
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@200mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.302 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 1432.500 mm²
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@200mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.302 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

5. 결 과 요 약

5.1 직접기초 안정검토 결과

(단위 : KN,m)

구 분	전 도			활 동			지 지 력		
	작용편심	허용편심	비고	안전율	허용치	비고	최대반력	허용지지력	비고
상 시	0.305	0.933	0.K	2.927	1.500	0.K	202.745	400.000	0.K
지진시	0.871	1.867	0.K	2.517	1.200	0.K	274.754	600.000	0.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	113.89	227.90	0.K	248.64	659.55	0.K	490.2	250.0	0.K
뒷 굽 판	581.97	869.40	0.K	292.25	659.55	0.K	309.1	125.0	0.K
벽체 하부	581.97	869.40	0.K	288.58	659.55	0.K	309.1	125.0	0.K
벽체 중앙	72.75	296.32	0.K	72.14	446.17	0.K	1161.2	250.0	0.K
활동방지벽	364.53	414.60	0.K	911.33	962.52	0.K	178.4	125.0	0.K

2) 사용 철근량 요약

구 분	휨 철 근 량			전 단 철 근 량		
	철근배근	피복(mm)	철근량(mm ²)	철근배근	간격(mm)	철근량(mm ²)
앞 굽 판	H16 @ 250mm	100.0	794.400	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
뒷 굽 판	H22 @ 125mm	100.0	3096.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 하부	H22 @ 125mm	100.0	3096.800	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
벽체 중앙	H22 @ 250mm	100.0	1548.400	H13 x 2.000Leg	400.0	253.400
활동방지벽	H19 @ 125mm	100.0	2292.000	H19 x 2.000Leg	200.0	573.000

터 널 공

중앙선 도담~영천 복선전철사업 안동~영천간 제5공구 복선화 재설계

C·O·N·T·E·N·T·S

제1편 갱구 비탈면 설계

제1장 갱구 비탈면 설계

1.1 개 요	1
1.1.1 검토목적 및 내용	1
1.1.2 비탈면 붕괴 특성 평가	1
1.1.3 비탈면 안정성 검토 기준	5
1.1.4 비탈면 안정해석 방법	12
1.2 갱구 비탈면 현황	14
1.2.1 비탈면 현황	14
1.2.2 분석 대상 비탈면 선정	15
1.2.3 검토 대상 비탈면 현황	16
1.3 강우침투해석으로 지하수위 상승 검토	21
1.3.1 해석방법	21
1.3.2 적용강우 강도	21
1.3.3 침투 해석 결과	22
1.3.4 구간별 지하수위 설계 적용현황 (토사/풍화암 안정성 검토 시)	22
1.4 비탈면 안정성 검토	23
1.4.1 토사/풍화암 안정성 검토	23
1.4.2 암반 비탈면 안정성 검토	25
1.4.3 비탈면 안정성 검토 결과	30
1.5 비탈면 보강 및 보호공법	32
1.5.1 비탈면 보강공법	32
1.5.2 비탈면 보호공법	34

제1편 갯구 비탈면 설계

중앙선 도담~영천 복선전철 제 5공구 노반신설 기탁공사

■ 제 1 장 갯 구 비 탈 면 설 계

제 1 장 갯구 비탈면 설계

중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 노반신설 기타공사

- 1.1 개 요
- 1.2 갯구 비탈면 현황
- 1.3 강우침투해석으로 지하수위 상승 검토
- 1.4 비탈면 안정성 검토
- 1.5 비탈면 보강 및 보호공법

제 1 장 갱구 비탈면 설계

1.1 개 요

1.1.1 검토목적 및 내용

구 분	내 용
검토목적	비탈면 안정성검토는 현장조건(조사 및 시험결과)을 충분히 파악하고 시공성, 경제성 및 환경성을 고려하여 비탈면의 안정성을 확보하는 최적의 비탈면 기울기 및 대책공법을 선정하는데 그 목적이 있음
검토내용	- 본 구간의 검토대상 비탈면에 대하여 현장조사 및 실내시험을 통하여 얻은 성과를 토대로 검토한 내용은 다음과 같음 - 비탈면 설계정수 산정 - 합리적인 비탈면 설계기준 검토 - 비탈면 안정대책 검토 - 비탈면 보호공법 검토

1.1.2 비탈면 붕괴특성 평가

① 비탈면의 불안정 요인 및 파괴유형

가. 비탈면의 불안정 요인(Varnes, 1978)

분 류	요 인
지질학적 원인	① 연약 물질, ② 예민성 물질, ③ 풍화물질, ④ 전단물질, ⑤ 절리 또는 균열물질, ⑥ 투수성의 현저한 차이, ⑦ 불리한 방향의 구조적 불연속면(단층, 부정합, 접촉부 등), ⑧ 불리한 방향의 암반 불연속면(층리, 편리 등), ⑨ 강성의 현저한 차이(소성물질 위에 위치한 강성이며 조밀한 물질)
지형학적 원인	① 지구조적 또는 화산성 융기, ② Glacial rebound, ③ 비탈기슭(slope toe)의 하식(河蝕, fluvial erosion), ④ 비탈기슭(slope toe)의 파랑침식(波浪浸蝕, wave erosion), ⑤ 측면부(lateral margin)의 침식, ⑥ 지표하 침식(용융, 파이핑(piping)작용), ⑦ 비탈면 또는 관부(crest)의 퇴적재하, ⑧ 식생제거(산불, 가뭄에 의해)
자연현상적 (physical) 원인	① 집중강우, ② 급한 눈의 융해, ③ 예외적으로 지속적인 강수, ④ 급한 수위강하(홍수와 조수), ⑤ 지진, ⑥ 화산분출, ⑦ 해빙, ⑧ 동결-융해 풍화, ⑨ 수축-팽창 풍화
인위적 원인	① 비탈면 기슭 또는 비탈면의 절취, ② 비탈면 또는 비탈면관부(crest)에 재하, ③ 수위강하(저수지), ④ 산림벌채, ⑤ 관계수로, ⑥ 광산개발, ⑦ 인위적 진동, ⑧ 상하수도 등의 누수

나. 토사비탈면의 파괴형태

● 토사비탈면의 붕괴 특성

비탈면의 붕괴 특성

- 얇은 표층 붕괴 : 경사진 비탈면이 침식되기 쉬운 흙으로 구성되고 배수가 미비할 때 점차적으로 넓은 표층붕괴로 진행
- 깊은 흠쌓기 붕괴 : 고함수비의 점성토로 높은 흠쌓기를 급속히 시공하면 흠쌓기대 내부에 과잉 간극수압이 발생하여 흠쌓기의 저부에서 붕괴
- 기초지반을 포함한 붕괴 : 불안정한 경사지반이나 활동이 용이한 토층이 있는 비탈면 위에 시공한 경우 기초지반 내 활동면에 의한 대규모 붕괴 발생

비탈면의 붕괴 특성

① 붕락(Falls)

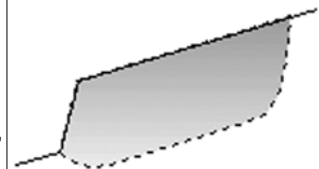
- 연직으로 깎은 비탈면의 일부가 낙하하거나 굴러서 아래로 떨어지는 현상
- 이때 떨어지는 물체와 비탈면 사이의 전단변위는 거의 없고 낙하속도가 대단히 빠름



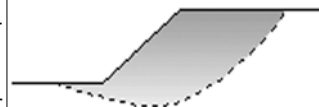
붕 락

② 활동(Slides)

- 활동면의 형상과 위치에 따라 활동물질과 활동면 사이에 전단변형에 의해서 생기는 현상으로 형상에 따라 구분됨
- 직선활동(병진활동) : 활동하는 흙의 깊이가 비탈면의 높이에 비해 작은 경우, 자연비탈면과 같이 비탈면 아래로 내려갈수록 강도가 커지는 지반에서 직선적으로 활동
- 원호활동 : 하부 지반에 연약층이 존재하여 연약층이 비교적 균질할 경우에 발생
- 대수나선 활동 : 깊이에 따라 전단강도가 증가하거나 지층이 비균질하고 전단강도의 변화가 큰 경우 발생
- 복합곡선 활동 : 기초지반에 얇은 연약지반이 있는 경우 직선과 곡선의 복합 형태로 발생



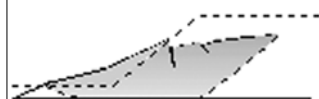
직선활동



원호활동

③ 유동(Flows)

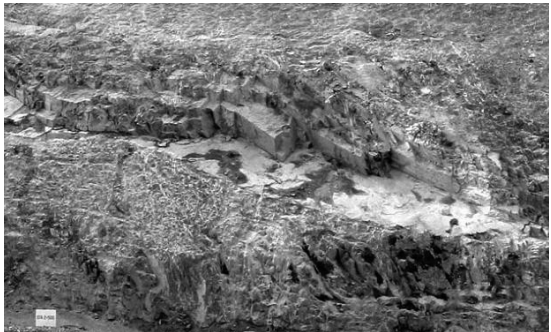
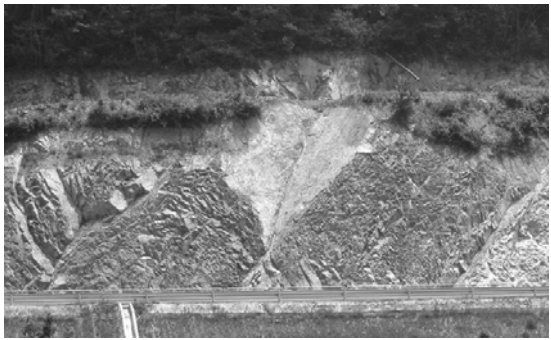
- 활동깊이에 비해서 활동되는 길이가 대단히 길며, 소성적인 활동이 지배적
- 활동속도가 대단히 느린 경우가 많으며, 지반은 Creep 변형 발생됨



복합활동

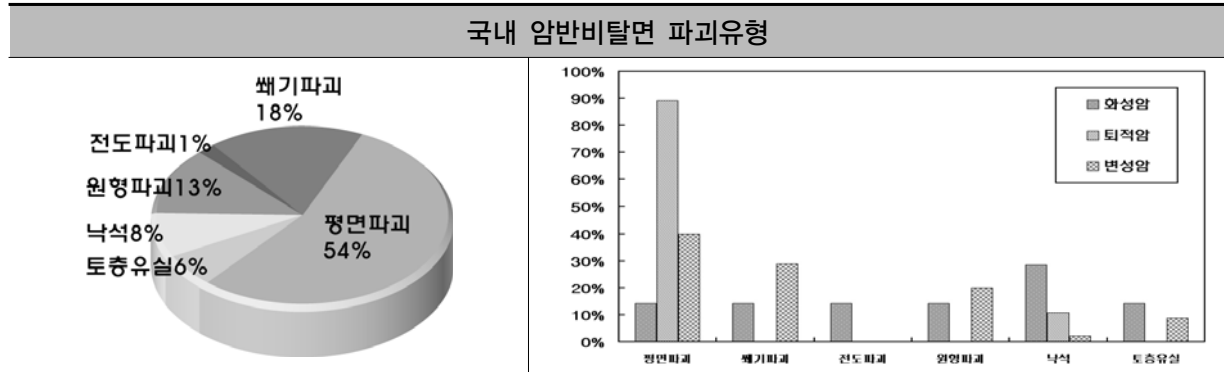
다. 암반비탈면의 파괴형태

- 비탈면의 붕괴현상은 자연적인 원인과 인위적인 행위에 의하여 발생하며, Varnes에 의해 제시된 암반비탈면 붕괴형태는 다음과 같음
- 일반적으로 암반에서 비탈면의 파괴형태는 원형파괴(Circular Failure), 평면파괴(Planar Failure), 썰기파괴(Wedge Failure) 및 전도파괴(Toppling Failure)

구분	전형적인 파괴형태		발 생 조 건
원형 파괴			• 지반조건: 연암~풍화암, 토층, 다수 절리군 • 발생조건: 절리가 조밀하고 불규칙하게 발달 지반 구성물질에 따라 다양한 형태를 가짐 기반암내 지질구조 발달시 이를 따라 기저에 주 파괴면 발달 가능성 높음
평면 파괴			• 지반조건: 양호한 암반, 1~3군의 절리발달 • 발생 조건: 비탈면 경사는 불연속면의 경사보다 큼 불연속면 주향은 비탈면과 $\pm 20^\circ$내외 불연속면의 경사는 마찰각보다 큼 불연속면은 비탈면의 daylight envelope내 위치 하학적 조건 까다로워 비교적 드물게 발생
썰기 파괴			• 지반조건: 양호한 암반, 1~3군의 절리발달 • 발생 조건: 두불연속면의 교차선이 비탈면의 경사보다 작고 마찰각보다 클 경우 발생 파괴의 방향은 교차선을 따르며 교차선은 daylight envelope내에 위치 암반비탈면에서 발생빈도가 가장 높음
전도 파괴			• 지반조건: 양호한 암반, 수직절리발달 • 발생조건: - Direct toppling(Block toppling): 2개 불연속면 교차선이 비탈면 경사와 반대 전도 발생할 기저면인 1군의 불연속면 발달 불연속면 주향은 비탈면 주향의 $\pm 20^\circ$내외 - Flexural toppling: 비탈면과 반대 경사의 1군의 불연속면 발달 불연속면 주향은 비탈면 주향의 $\pm 20^\circ$내외
	Direct toppling	Flexural toppling	

② 사례조사 및 분석

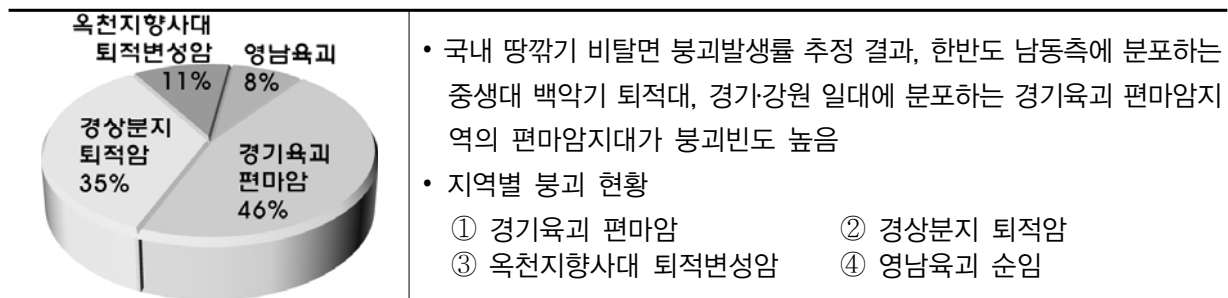
가. 국내 땅깁기비탈면 붕괴사례 분석



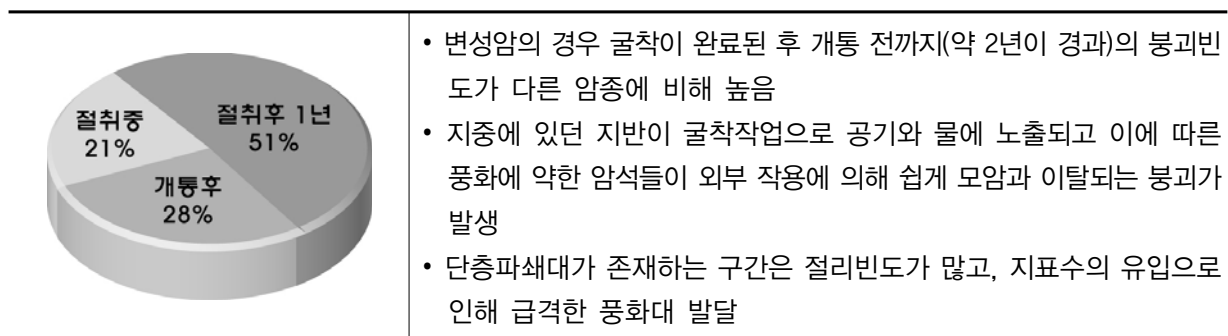
• 한국지반공학회, 1996

• 우리나라 암반비탈면 중 고속도로 구간에서 발생한 비탈면 파괴를 조사한 결과 파괴형식은 평면파괴가 50% 이상이며, 암종은 변성암이 약 60%, 퇴적암이 35%, 화성암 5%에 해당됨

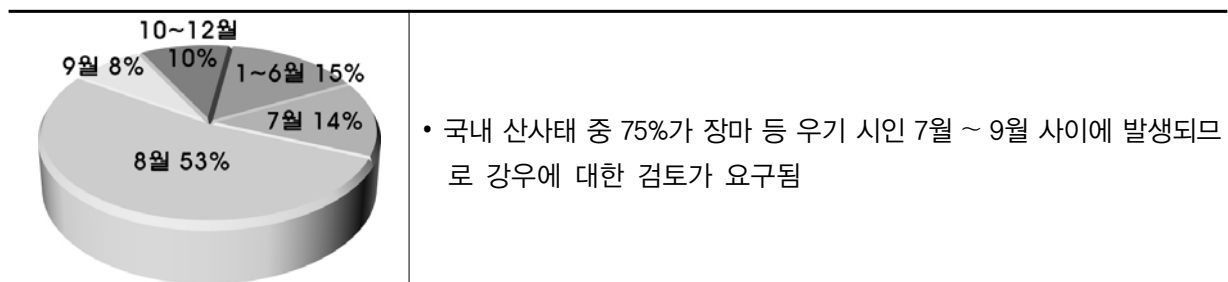
나. 지역별 붕괴 현황



다. 붕괴 시기에 따른 분류



라. 강우의 영향



1.1.3 비탈면 안정성검토 기준

① 안전율 기준

가. 일반사항

- 비탈면의 안정성은 안전율 $F_s > 1.0$ 일 경우에 안전한 것으로 해석할 수 있으나 설계 시 비탈면의 불확실성으로 인한 여건을 감안하여 허용안전율을 설계에 적용
- 자료의 불확실성의 대비 수단 ➡ 강도정수, 하중, 파괴모델의 불확실성에 대한 보완

나. 비탈면 최소 안전율 적용기준

● 쌓기 비탈면 최소안전율 적용기준

– 철도설계기준(노반편), 2013

- 쌓기 비탈면에 대한 기준안전율은 건설공사 비탈면 설계기준(국토해양부, 2011)과 같이 적용해야 한다.

– 건설공사 비탈면 설계기준 2011. 12 (국토해양부) – 일반쌓기 비탈면 기준

구 분	기준안전율	참 조
건 기 시	$F_s > 1.5$	• 쌓기체 내에 지하수가 없는 것으로 해석
우 기 시	$F_s > 1.3$	• 지하수 조건은 지반조사 결과, 지형조건 및 배수조건 등을 종합적으로 판단하여 안정성에 가장 불리한 상태가 발생하는 조건에 대하여 수행 • 한쪽쌓기 한쪽깎기 비탈면에서는 상기조건에 따라 산정한 지하수위 또는 침투 해석을 통한 지하수위를 이용하여 해석 • 쌓기 표면에 강우침투가 발생하는 경우에는 설계계획빈도에 따른 해당지역의 강우강도, 강우지속시간을 등을 고려하여 강우침투를 고려한 해석 실시
지 진 시	$F_s > 1.1$	• 지진관성력은 파괴토체의 중심에 수평방향으로 작용시킴 • 지하수위는 우기시 조건과 동일하게 적용
단 기	$F_s > 1.1$	• 1년 미만의 단기적인 비탈면의 안정성(시공중 포함) • 지하수 조건은 장기안정성 검토의 우기시 조건과 동일하게 적용

● 흙쌓기 비탈면 안전율 적용

구 분	적용 안전율	지하수위	적용 근거
건 기 시	$F_s > 1.5$	• 쌓기체 내에 지하수 없는 것으로 해석	• 건설공사 비탈면 설계기준 (국토해양부, 2011.12)
우 기 시	$F_s > 1.3$	• 지표면 포화	
지 진 시	$F_s > 1.1$	• 우기시 조건과 동일하게 적용	
단 기	$F_s > 1.1$	• 장기안정성 검토의 우기시 조건과 동일하게 적용	

※ 우기시 지하수위 조건은 지반조사 결과, 지형조건 및 배수조건 등을 종합적으로 판단하여 안정성에 가장 불리한 상태가 발생하는 조건에 대하여 수행

● 깎기 비탈면 최소안전율 적용기준

– 철도설계기준(노반편), 2013

• 깎기 비탈면에 대한 기준안전율은 건설공사 비탈면 설계기준(국토해양부, 2011)과 같이 적용해야 한다.

– 건설공사 비탈면 설계기준 2011. 12 (국토해양부) – 땅깎기 비탈면 기준

구 분	기준안전율	참 조
건 기 시	$F_s > 1.5$	지하수가 없는 것으로 해석
우 기 시	$F_s > 1.2$ 또는 $F_s > 1.3$	- 연암 및 경암 등으로 구성된 암반비탈면의 경우, 인장균열 내 지하수 포화 높이나 활동면을 따라 지하수로 포화된 높이의 1/2심도까지 지하수를 위치시키고 해석을 수행하며 이 경우 $F_s=1.2$를 적용 - 토층 및 풍화암으로 구성된 비탈면의 안정해석은 지하수위를 결정하여 해석하는 방법 또는 강우의 침투를 고려한 방법 사용 가능 - 지하수위를 결정하여 해석하는 경우 현장 지반조사 결과, 지형조건 및 배수조건 등을 종합적으로 고려하여 지하수위를 결정하고 안정해석을 수행하며, 지하수위를 결정한 근거를 명확히 기술($F_s=1.2$적용) - 강우의 침투를 고려한 해석을 실시하는 경우 현장 지반조사 결과, 지형조건, 배수조건과 설계계획빈도에 따른 해당지역의 강우강도, 강우지속시간 등을 고려하여 안정해석을 수행하며, 해석시 적용한 설계정수와 해석방법을 명확히 기술($F_s=1.3$적용)
지 진 시	$F_s > 1.1$	- 지진관성력은 파괴토체의 중심에 수평방향으로 작용시킴 - 지하수위는 우기시 조건과 동일하게 적용
단 기	$F_s > 1.1$	1년 미만의 단기적인 비탈면의 안정성(시공중 포함) - 지하수 조건은 장기안정성 검토의 우기시 조건과 동일하게 적용

● 땅깎기 비탈면 안전율 적용

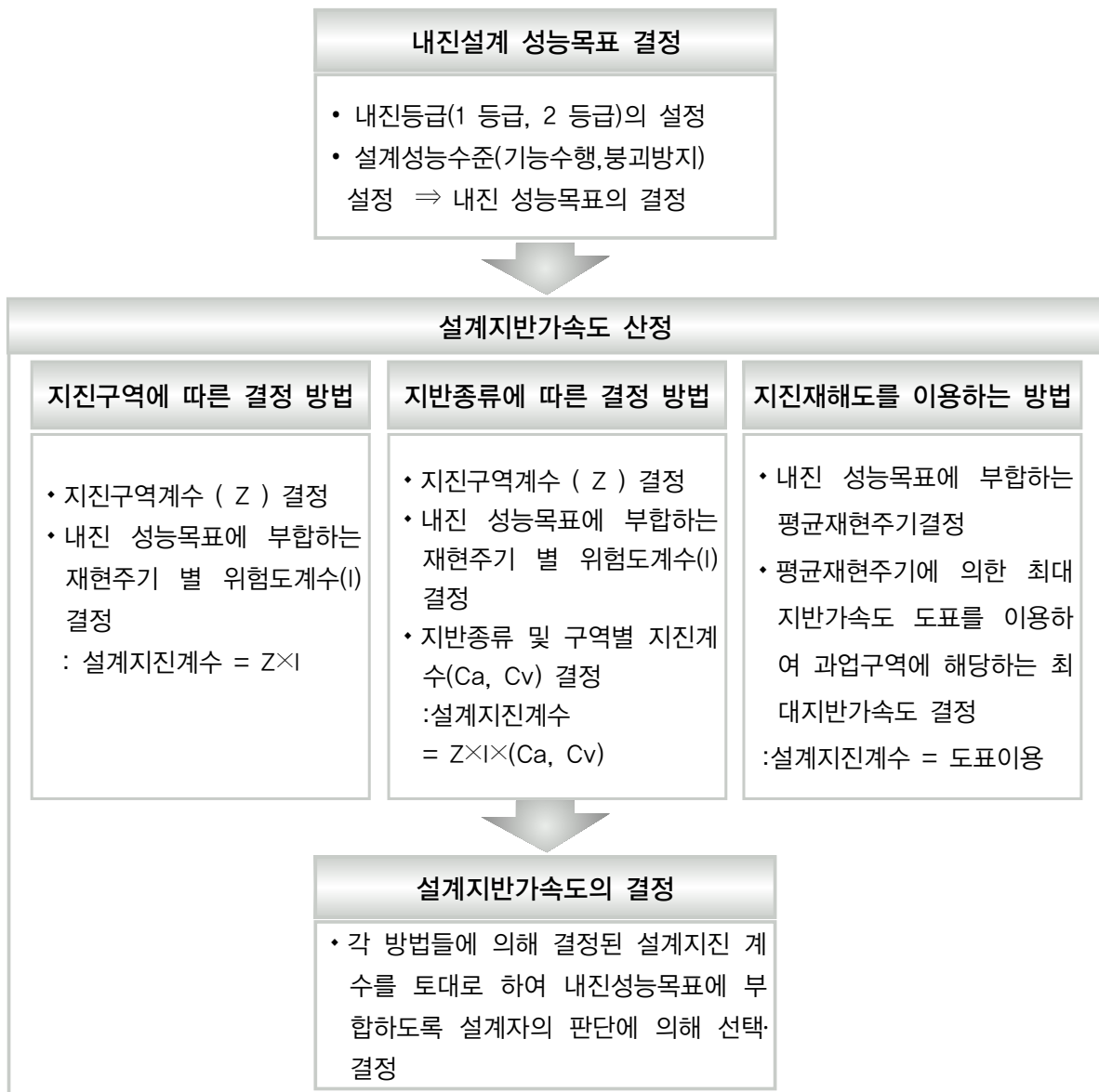
구 분	기준안전율	지하수위	적용근거
건 기 시	$F_s > 1.5$	지하수가 없는 것으로 해석	건설공사 비탈면 설계기준 (국토해양부, 2011.12)
우 기 시	$F_s > 1.2$ or $F_s > 1.3$	- 강우침투해석 결과 원지반 포화시($F_s > 1.2$) - 강우침투해석 결과 원지반 아래 수위 적용시 ($F_s > 1.3$)	
지 진 시	$F_s > 1.1$	우기시 조건과 동일하게 적용	
단 기	$F_s > 1.1$	장기안정성 검토의 우기시 조건과 동일하게 적용	

② 비탈면 내진해석

가. 검토개요

- 지진하중으로 인한 안정성 확보를 위하여 극한평형법을 이용한 비탈면 안정해석에서 지진하중을 고려하기 위하여 지진계수 산정
- 설계지반운동 수준은 “내진설계기준연구(Ⅱ), 건설교통부, 1997”를 기준으로 하여 설계지반운동 수준에 따른 지진계수 산정
- 지진하중은 우기시 조건과 동일하게 작용하는 것으로 해석

나. 설계지반가속도 결정 방법



다. 내진설계 기준

● 시설물 중요도에 따른 내진등급

구 분	시 설 물
내진 I 등급	• 사회 국가적으로 중요한 시설물
내진 II 등급	• 일반 시설물

● 설계성능 수준

구 분	시 설 물
기능 수행 수준	• 구조물에 심각한 구조적 손상이 발생하지 않고 지진 시나 지진 경과후에도 구조물의 기능은 정상적으로 유지될 수 있는 성능 수준
붕괴 방지 수준	• 구조물에 제한적인 구조적 피해는 발생하나 긴급보수를 통해 단시간에 구조물로서의 기능이 발휘될 수 있는 수준

● 내진성능 목표

성능 수준 \ 재현주기	50년	100년	200년	500년	1,000년	2,400년
기능수행	내진II 등급	내진 I 등급	-	-	-	-
붕괴방지	-	-	-	내진II 등급	내진 I 등급	-

라. 설계지진계수 산정 기준

- 설계지진계수는 지진에 의한 지반진동의 강도를 나타내는 설계가속도로 보통 최대지반 가속도를 의미하며, 설계지진계수 산정방법은 지진구역에 따른 방법, 지반분류에 의한 방법 및 기준 지진 재해도에 따른 방법 등이 있음

● 지진구역에 따른 방법

- 지진구역 구분 및 구역계수

지진구역	행 정 구 역		구역계수, Z(g)
I	시	• 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	• 경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	• 강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07

주) 지진구역계수는 구분된 각 지진구역별로 평균재현주기 500년을 기준으로 결정되었으므로 평균재현주기별 최대유효지반가속도의 비를 의미하는 위험도계수를 선정

－ 재현주기에 따른 위험도 계수

재현주기	50년	100년	200년	500년	1,000년	2,400년
위험도계수, I	0.40	0.57	0.73	1	1.4	2.0

주) 위험도 계수를 이용함으로써 다른 재현주기에서의 설계지반운동 수준을 결정할 수 있음

● 지반분류에 의한 방법

－ 지반특성에 따른 지반분류

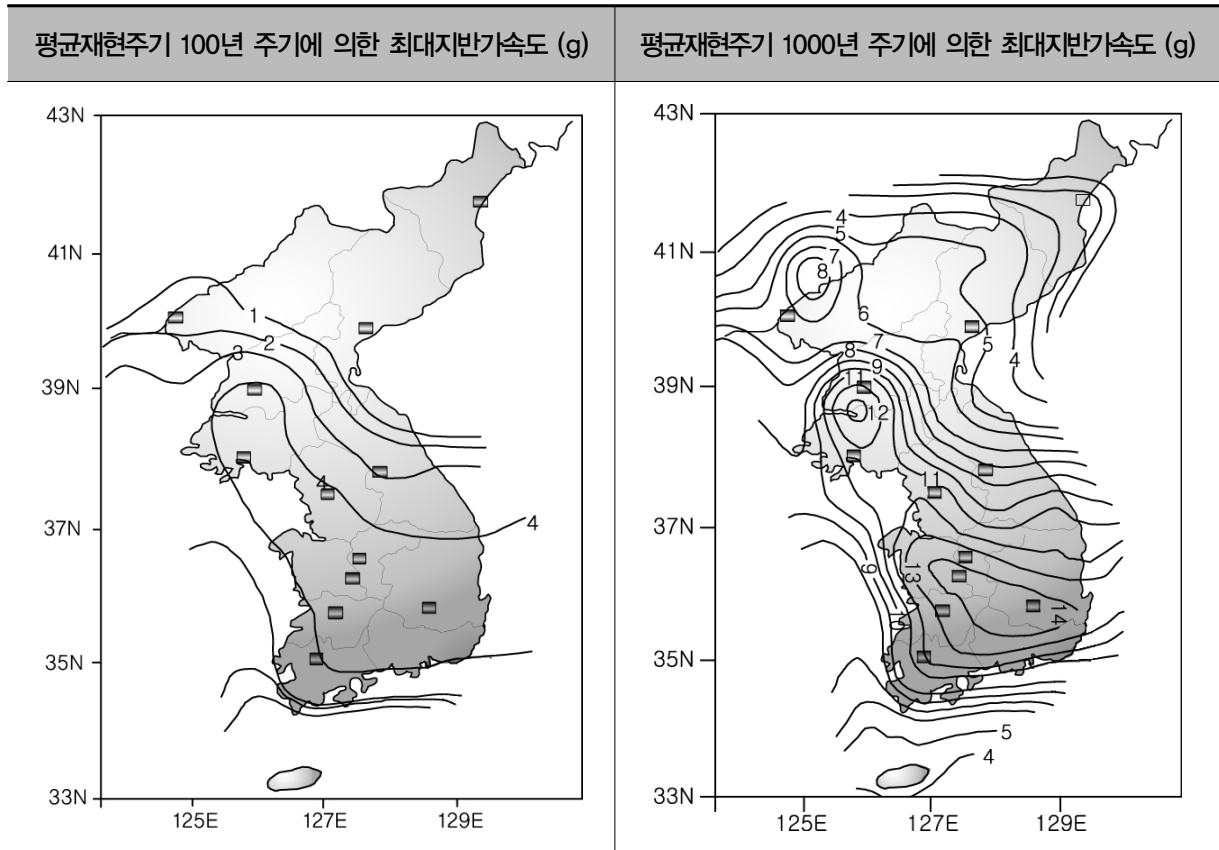
지 반 분 류	지반종류의 호칭	상부 30 m에 대한 평균 지반특성		
		전단파 속도 (m/s)	SPT N값	비배수전단강도 (kPa)
SA	• 경암 지반	1,500 초과	—	—
SB	• 보통암 지반	760~1,500		
SC	• 매우 조밀한 토사지반 또는 연암지반	360~760	> 50	> 100
SD	• 단단한 토사지반	180~360	15~50	50~100
SE	• 연약한 토사지반	180 미만	< 15	< 50
SF	• 부지고유의 특성평가가 요구되는 지반 (액상화 가능 지반, 예민 점토, 이탄, 유기성 점토, 고소성 점토)			

－ 설계응답스펙트럼

지 반 분 류	Ca		Cv	
	지진구역 I	지진구역 II	지진구역 I	지진구역 II
SA	0.09	0.05	0.09	0.05
SB	0.11	0.07	0.11	0.07
SC	0.13	0.08	0.18	0.11
SD	0.16	0.11	0.23	0.16
SE	0.22	0.17	0.37	0.23

주): 표준설계응답스펙트럼의 완전한 결정을 위해 요구되는 지진계수

● 지진 재해도에 의한 방법



● 설계지반가속도 산정

- 설계성능목표의 적용 및 근거

구 분	내진등급	설계성능수준	지반운동 수준	비고
적 용	내진1등급	붕괴방지수준	평균재현주기 1,000년	

- 설계지반가속도 산정

구 분	지진구역 계수	위험도 계수	설계지진계수	적용 수평지진 계수
지진구역 기준	0.11 (경상북도)	1.4 (재현주기 1,000년)	0.154g	$0.154g \times 0.5$ $= 0.08 \text{ g}$
지진재해도 기준			0.135g	
적용 근거	• 본 과업구간은 경상북도에 위치하고 있으므로 지진구역계수 산정 시 지진구역이 I에 해당하므로 지진구역계수는 0.11을 적용하였으며, 내진성능 기준은 재현주기 1,000년에 해당하는 붕괴방지수준을 고려하여 재현주기에 따른 위험도 계수 1.4를 적용하여 0.154g를 산정 후 등가정적해석을 고려해 50% 적용(항만 및 어항시설의 내진 설계표준서, 1999)함.			

③ 비탈면 설계지반정수

- 비탈면 안정성 검토를 위해 사용된 설계지반정수는 “중앙선 도담~영천 복선전철 제5공구 지반조사보고서 (제5장 지반정수산정)”를 참조하였음.

가. 쌓기재 설계지반정수

구 분	단위중량(γ_t , kN/m ³)	점착력(C, kN/m ²)	내부마찰각(ϕ , °)
토 사	19	15	25
암버력	20	0	37

나. 토사, 풍화암 및 기반암 설계지반정수

지 층		단위중량 (kN/m ³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	변형계수 (Em, MPa)	포아송비 (ν)	투수계수 (cm/s)
매립, 전답층		18	0	26	20	0.37	6.0×10^{-4}
농적층		17	2	27	23	0.34	4.0×10^{-4}
퇴적층	점성토	17.5	30	0	5	0.38	5.0×10^{-6}
	모 래	18	5	27	15	0.35	5.0×10^{-4}
	자 갈	19	0	32	40	0.33	2.0×10^{-3}
풍화토		19.5	19	29	50	0.32	3.0×10^{-4}
풍화암		20	29	31	200	0.31	2.0×10^{-4}
연 암		23	250	33	2,400	0.28	8.5×10^{-5}
경 암		26	1,800	39	10,000	0.23	9.5×10^{-6}
단층파쇄대		20	50	32	450	0.30	5.0×10^{-4}

다. 불연속면 강도정수

구 분	점착력(C, kN/m ²)	내부마찰각(ϕ , °)	비 고
퇴 적 암	22	26	

1.1.4 비탈면 안정해석 방법

① 토사비탈면의 안정해석

기본방향	• Modified Bishop방법 및 Janbu방법을 고려할 수 있는 Soilworks를 이용 • 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 있는 토체의 안정성을 해석하는 한계평형이론 (Limit Equilibrium Theory)을 적용 • 한계평형해석 방법의 목적은 활동면을 따라 파괴발생이 예상되는 토체의 안정성을 해석하는 것으로 검토를 단순화하기 위한 조건을 가정함 • 지하수위는 Soilworks의 연계해석을 활용하여 우기시 지하수위 영향을 검토하고 프로그램에 적용

가. 해석방법에 따른 해석 조건

방 법	가 정	한계평형 조건		
		모멘트	수직력	수평력
Fellenius	절편력의 합은 각 절편의 바닥에 평행	○	×	×
Bishop	절편력간 작용력은 수평방향으로 작용	○	○	×
Janbu	절편축력은 수평방향	○	○	○
Morgenstern-Price	$X/E=\lambda f(X)$	○	○	○
Spencer 간편법	X/E 는 모든 비탈면에 대해 일정	○	○	○

나. Bishop 간편법 해석 원리

구분	Bishop 간편법
안 전 율 계 산 식	$F_s = \frac{\sum_{n=1}^p (cb_n + W_n \tan \phi + \Delta T \tan \phi) \frac{1}{m} a(n)}{\sum_{n=1}^p (\sin a_n)}$ $ma(n) = \cos a_n + \frac{\tan \phi \cdot \sin a_n}{F_s}$ • W : 절편 흙의 전체중량(tf/m³) • c : 흙의 점착력(tf/m²) • $\pm$: 흙의 내부 마찰각(°) • a : 경사각 (°) • b : 절편 폭(m) • ΔT : $T_n - T_{n+1}$
비 탈 면 해 석 기본원리	

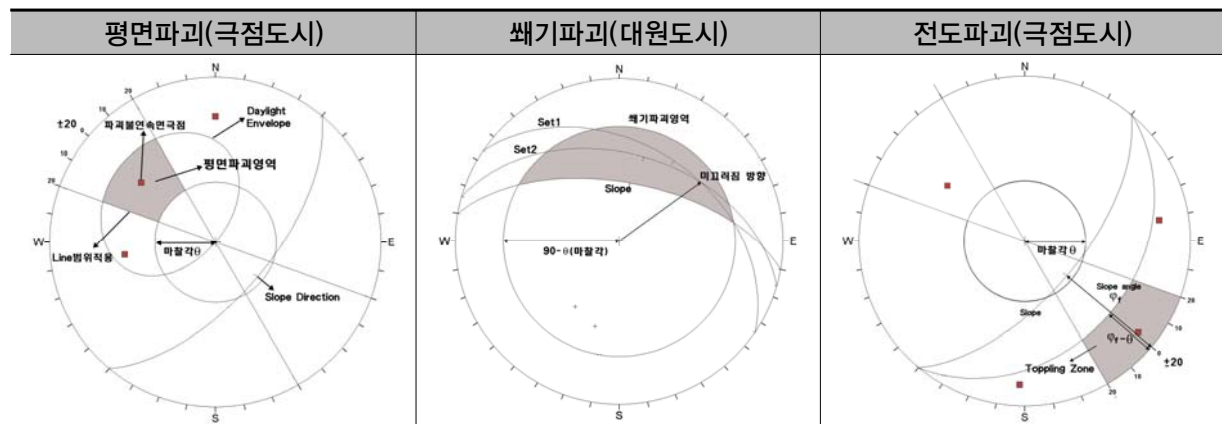
다. Soilworks 프로그램 개요

구 분	내 용
개요	- MIDAS사에서 개발 - 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 있는 토체의 안정성을 해석하는 한계평형이론(Limit Equilibrium Theory)을 적용하였다. - 강우에 의한 지하수위 변화는 프로그램에 내장된 연계해석을 활용하여 적용.
특성	- 보강사면에 작용하는 보강재의 인장력, 활동면의 전단저항력 및 전단응력의 한계평형 상태를 고려하여 검토 - 지반을 별개 또는 요소의 수직 절편으로 나누어 정적인 평형상태에 대한 해석하는 방법으로 설계 시 적용되는 다양한 기하학적인 변수를 고려할 수 있으며, 지반과 보강재 사이의 거동해석이 실제와 가깝다는 장점을 가진다.
유사 프로그램	TALREN, Slope/w, Stable 5
적 용	깎기 비탈면

② 암반비탈면의 안정해석

가. 평사투영해석

기본방향	- 평사투영망(Stereonet)상에 비탈면의 방향, Daylight Envelope, 마찰각, 불연속면의 방향 등을 도시하여 비탈면의 기하학적인 안정성을 해석하는 방법 - 평면파괴와 전도파괴에 대한 해석은 극점 도시(Pole Plot)의 방법, 썰기파괴의 경우에는 대원 도시(Great Circle Plot)법을 이용



나. 평면파괴에 대한 한계평형해석(평사투영해석 결과가 불안정한 경우에 실시)

기본방향	- 평면파괴의 한계평형해석은 MIDAS사에서 개발한 Soilworks를 이용 - 해석비탈면은 절취 전 비탈면이므로 인장균열의 유무와 깊이를 인지할 수 없고 비탈면내 최대 규모의 하중 작용 시(건기 시) 파괴형태를 고려하기 위하여 적용 - 그러나 현장 시공 시 발파암 절취과정에서 인장균열이 발견될 경우, 파괴면 상의 수압에 의한 양압력(U, V)의 작용으로 비탈면 안전율이 저하될 가능성이 있으므로 반드시 비탈면 안정검토를 실시, 비탈면 경사를 조정하여야 함

인장균열을 고려하지 않는 경우의 평면파괴 한계평형해석

해석에 사용된 가정		• W, U, V 등은 미끄럼 블록의 중심을 통하여 작용 • 인장균열 고려시, 인장균열의 깊이는 수직방향으로 발달하며, zw 깊이까지 물이 차있음 • 단위두께를 가진 슬라이스로 가정 • 파괴부분의 양측면은 미끄럼 저항이 없는 자유면으로 가정
인장균열 미 고 려	건기/우기시	• $F = \frac{c \cdot A + [W \cos \psi_p - U] \tan \phi}{W \sin \psi_p}$
	지진시	• $F = \frac{c \cdot A + [W (\cos \psi_p - \alpha \sin \psi_p) - U] \tan \phi}{W (\sin \psi_p + \alpha \cos \psi_p)}$
인장균열 고 려	건기/우기시	• $F = \frac{c \cdot A + [W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p] \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p}$
	지진시	• $F = \frac{c \cdot A + [W (\cos \psi_p - \alpha \sin \psi_p) - U - V \sin \psi_p] \tan \phi}{W (\sin \psi_p + \alpha \cos \psi_p)}$

1.2 갱구 비탈면 현황

1.2.1 비탈면 현황

구 분	구 간		깎기고 (m)	지반조사 현황		비 고
				시추공	지하수위 (GL, -m)	
9공구	비봉-시점	배면 비탈면	13.0	NTB-28	-13.80 (연암)	
		좌측 비탈면	29.8	NTB-28	-13.80 (연암)	
		우측 비탈면	9.0	NTB-28	-13.80 (연암)	

구 분	구 간		깎기고 (m)	지반조사 현황		비 고
				시추공	지하수위 (GL, -m)	
10공구	청로-종점	배면 비탈면	18.1	NTB-62	-17.50 (경암)	
		좌측 비탈면	9.2	NTB-62	-17.50 (경암)	
		우측 비탈면	15.3	NTB-62	-17.50 (경암)	
	순호-시점	배면 비탈면	25.6	NTB-65	-16.30 (경암)	
		좌측 비탈면	23.1	NTB-65	-16.30 (경암)	
		우측 비탈면	16.3	NTB-65	-16.30 (경암)	

구 분	구 간		깎이고 (m)	지반조사 현황		비 고
				시추공	지하수위 (GL, -m)	
10공구	순호-종점	배면 비탈면	26.2	NTB-70	-5.00 (연암)	
		좌측 비탈면	25.9	NTB-70	-5.00 (연암)	
		우측 비탈면	36.1	NTB-70	-5.00 (연암)	
	수북-시점	배면 비탈면	23.2	NTB-73	-16.30 (경암)	
		좌측 비탈면	29.3	NTB-73	-16.30 (경암)	
		우측 비탈면	11.1	NTB-73	-16.30 (경암)	

1.2.2 분석 대상 비탈면 선정

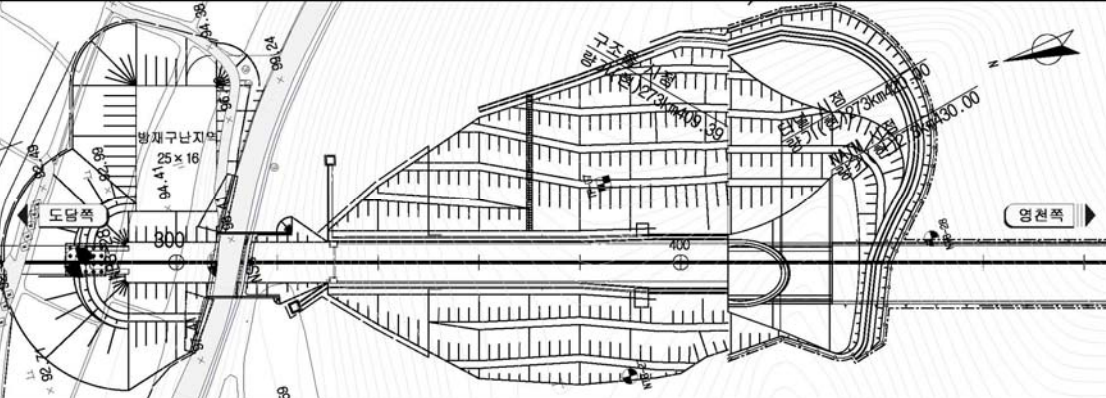
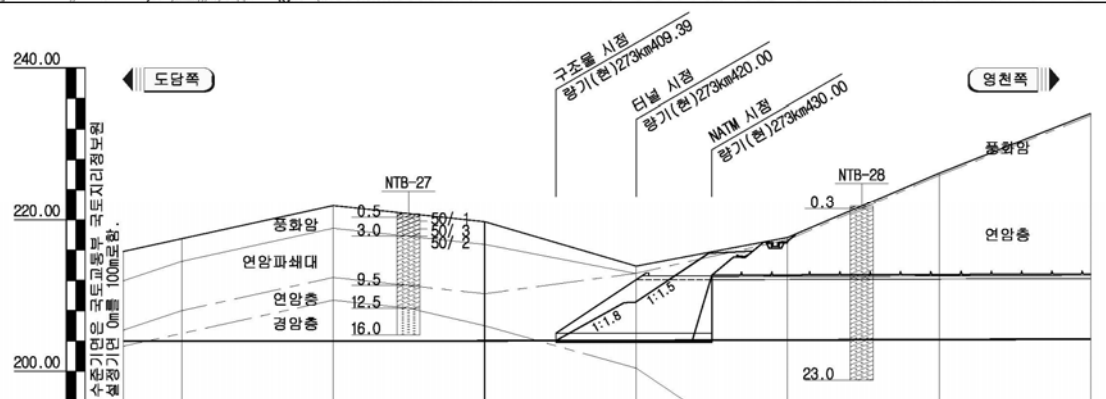
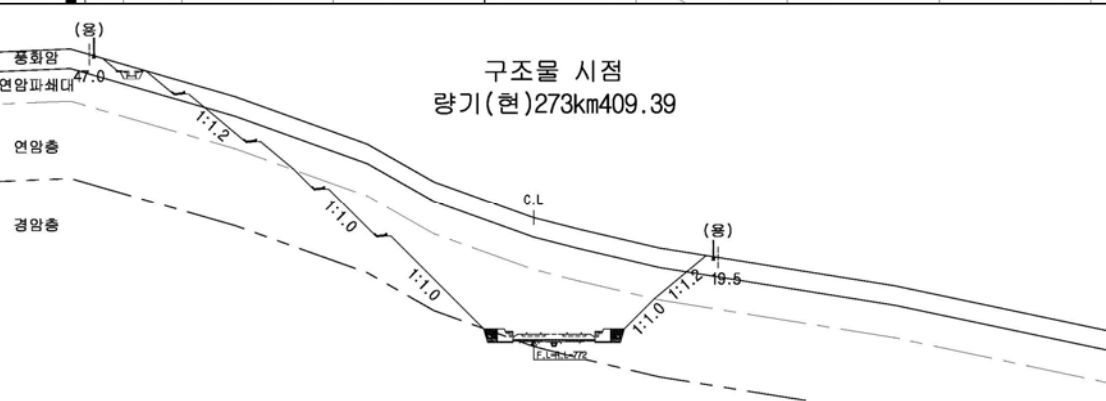
구 분	구 간		비탈면 현황(m)			분석대상		깎기 옹벽	비 고
			전체 높이	토사/ 풍화암	암반	토사/ 풍화암	암반		
9공구	비봉-시점	배면 비탈면	13.0	0.5	12.5	○	○		
		좌측 비탈면	29.8	11.8	18.0	○	○		
		우측 비탈면	9.0	4.6	4.4	○	○		

구 분	구 간		비탈면 현황(m)			분석대상			비 고
			전체 높이	토사/ 풍화암	암반	토사/ 풍화암	암반	깎기 옹벽	
10공구	청로-종점	배면 비탈면	18.1	0.5	17.6	-	○		
		좌측 비탈면	9.2	0.1	9.1	-	○		
		우측 비탈면	15.3	0.1	15.2	-	○		
	순호-시점	배면 비탈면	25.6	11.2	14.4	-	○		
		좌측 비탈면	23.1	0.5	22.6	-	○		
		우측 비탈면	16.3	1.2	15.1	-	○		

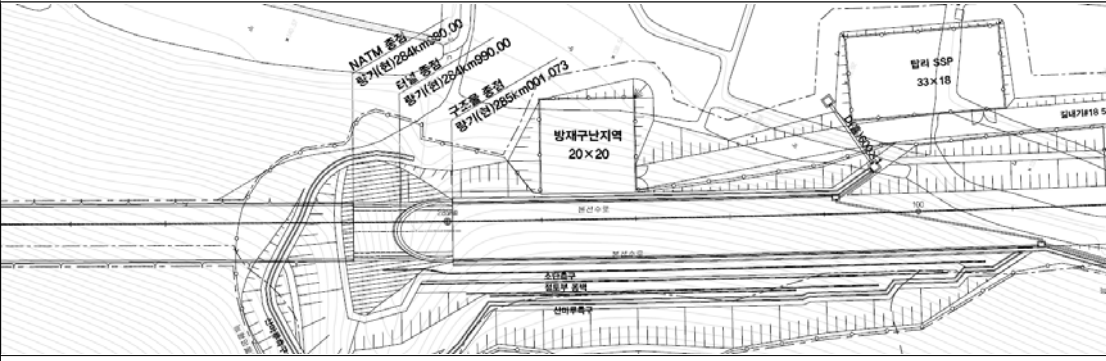
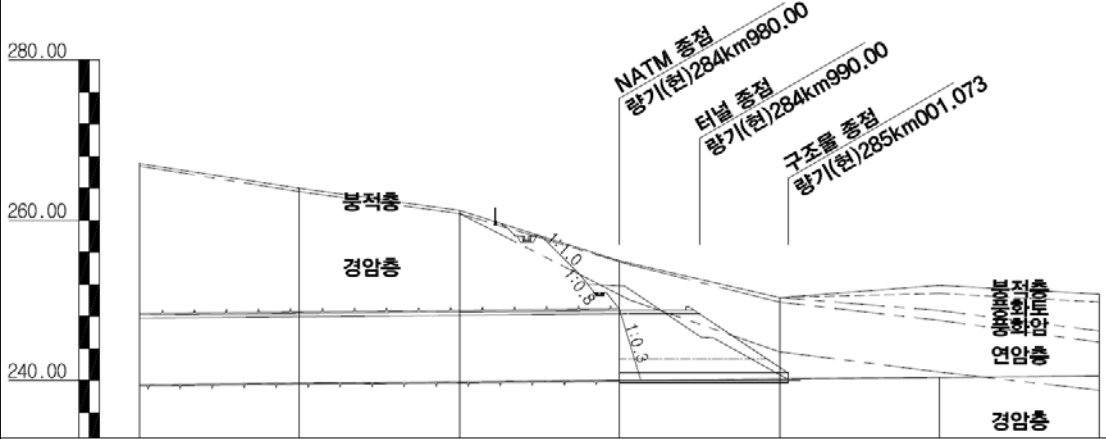
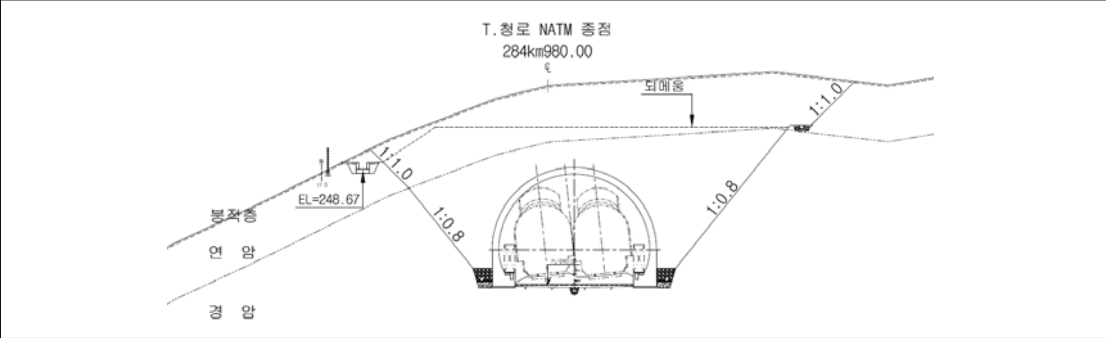
구 분	구 간		비탈면 현황(m)			분석대상			비 고
			전체 높이	토사/ 풍화암	암반	토사/ 풍화암	암반	깎기 옹벽	
10공구	순호-종점	배면 비탈면	26.2	1.0	25.2	○	○		
		좌측 비탈면	25.9	1.0	24.9	○	○		
		우측 비탈면	36.1	2.2	33.9	○	○		
	수북-시점	배면 비탈면	23.2	0.2	23.0	-	○		
		좌측 비탈면	29.3	0.3	29.0	-	○		
		우측 비탈면	11.1	0.2	10.9	-	○		

1.2.3 검토 대상 비탈면 현황

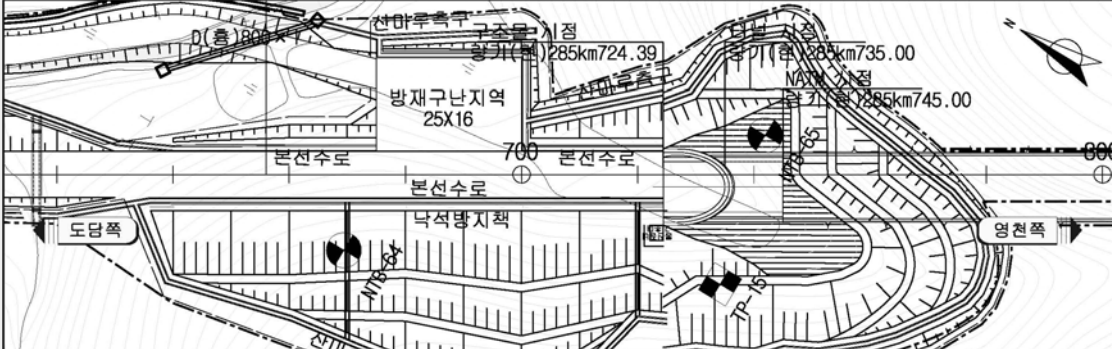
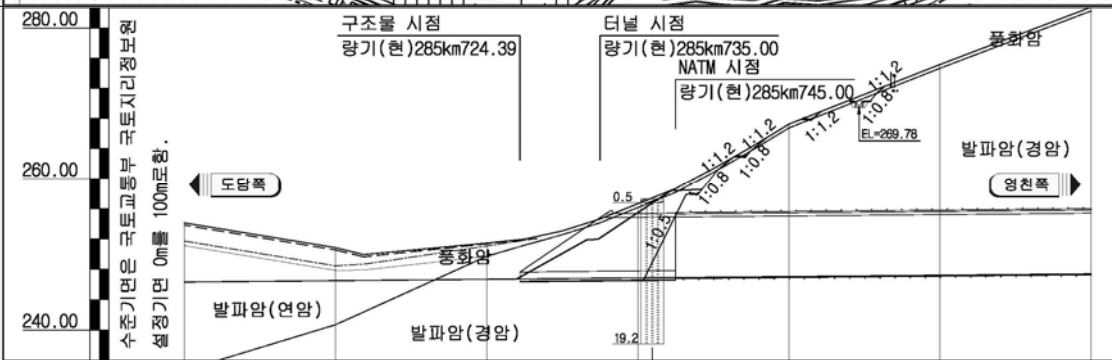
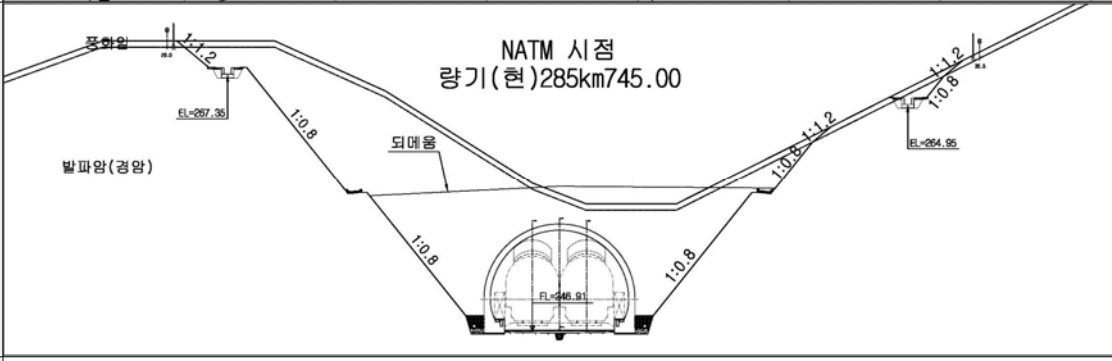
가. 비봉터널-시점부(9공구)

구 분	시점부
지형조건	경사가 23°로 완만하나 편경사 지형임
지층조건	지표면에서 풍화암 0.3~3.0m, 연암 9.5~22.7m이상, 경암 3.5m이상 확인됨
평면현황	
종단현황	
횡단현황	
갱문형식	원통절개형 갱문
특기사항	NATM 시점부는 풍화암이 얇게 분포하며 이후 연암이 터널 바닥부까지 분포함
검토의견	- 비탈면내 지층 상태는 NTB-28 자료 활용 - 최대 비탈면 높이가 형성되는 지점을 대표단면으로 선정 - 해석적용 지하수위는 침투해석을 실시하여 적용

나. 청로터널-종점부(10공구)

구 분	종 점 부
지형조건	• 경사가 급한 급경사 지형임
지층조건	• 지표면에서 심도 0.1m까지 풍화토 이후 연경암 분포
평면현황	
종단현황	
횡단현황	
갱문형식	• 원통절개형(개착터널=10.0m, 갱문=10.0m)
특기사항	• NATM 종점 천단부는 봉적층 및 발파암(연암), 바닥부는 발파암(경암) 지반에 위치하고 있음
검토의견	• 비탈면내 지층 상태는 NTB-62 자료 활용 • 최대 비탈면 높이가 형성되는 지점을 대표단면으로 선정 • 해석적용 지하수위는 침투해석을 실시하여 적용

다. 순호터널-시점부(10공구)

구 분	시 점 부
지형조건	경사가 급한 급경사 지형임
지층조건	지표면에서 심도 0.5m까지 풍화암, 0.5m 이후 경암 분포
평면현황	
종단현황	
횡단현황	
갱문형식	원통절개형(개착터널=10.0m, 갱문=10.0m)
특기사항	NATM 시점 천단부는 풍화암 및 발파암(경암), 바닥부는 발파암(경암) 지반에 위치하고 있음
검토의견	- 비탈면내 지층 상태는 NTB-65 자료 활용 - 최대 비탈면 높이가 형성되는 지점을 대표단면으로 선정 - 해석적용 지하수위는 침투해석을 실시하여 적용

라. 순호터널-종점부(10공구)

구 분	종 점 부
지형조건	• 경사가 급한 급경사 지형임
지층조건	• 지표면에서 심도 0.5m까지 토사, 6.1m까지 연암, 6.1m 이후 경암 분포
평면현황	
종단현황	
횡단현황	
갱문형식	• 원통절개형 갱문
특기사항	• NATM 종점 천단부는 풍화암 및 발파암(연암), 바닥부는 발파암(경암) 지반에 위치하고 있음
검토의견	• 비탈면내 지층 상태는 NTB-70 자료 활용 • 최대 비탈면 높이가 형성되는 지점을 대표단면으로 선정 • 해석적용 지하수위는 침투해석을 실시하여 적용

라. 수북터널-시점부(10공구)

구 분	시 점 부
지형조건	• 경사가 18°로 완만하나 편경사 지형임
지층조건	• 지표면에서 풍화토 0.30m, 연암 0.0~2.2m, 경암 19.5~20.3m이상 확인됨
평면현황	
종단현황	
횡단현황	
갱문형식	• 원통절개형 갱문
특기사항	• NATM 시점부는 풍화암이 얇게 분포하며 이후 연암, 경암순이며 터널구간에 경암이 분포함
검토의견	• 비탈면내 지층 상태는 NTB-73 자료 활용 • 최대 비탈면 높이가 형성되는 지점을 대표단면으로 선정 • 해석적용 지하수위는 침투해석을 실시하여 적용

1.3 강우침투 해석으로 지하수위 상승 검토

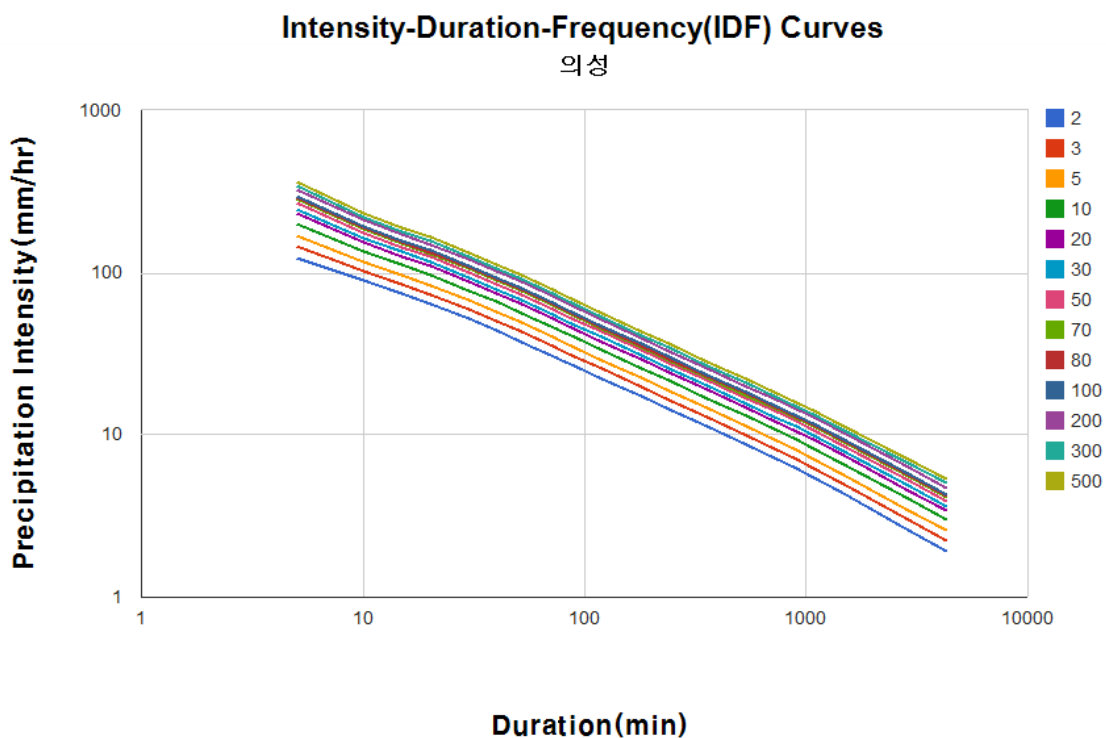
1.3.1 해석방법

- 비탈면 안정검토 시 우기시의 지하수위를 적용하기 위하여 강우침투해석 실시
- 과업구간 인근지역인 의성 기상관측 자료 이용
- 강우침투해석 방법 : 강우강도 값을 적용 강수지속시간 48hr을 적용 후 지하수위 영향 분석
- 적용프로그램 : MIDAS Soilworks
- 강우침투해석을 통해 최대 지하수위 상승고 산정
- 우기시 및 지진시에 대한 비탈면 안정성검토시 지하수위 상승을 고려하여 변경 지하수위 적용
- 강우강도 값은 한국확률강우량정보(국토교통부) 사이트 참조 (<http://www.k-idf.re.kr>)

1.3.2 적용강우 강도

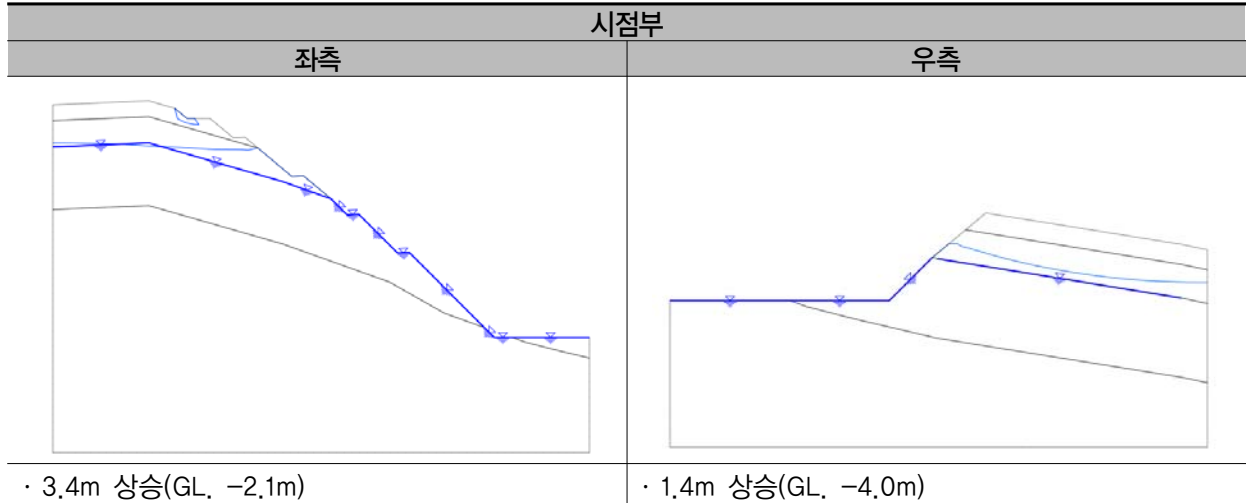
구 분	관측소	발생빈도(년)	지속시간(hr)	강우강도 (mm/hr)	비고
강우강도	의성관측소(기상청)	100	48	9.50	

의성 강우강도 그래프



1.3.3 침투 해석 결과

가. 비봉터널



나. 순호터널



1.3.4 구간별 지하수위 설계 적용현황(토사/풍화암 안정성 검토시)

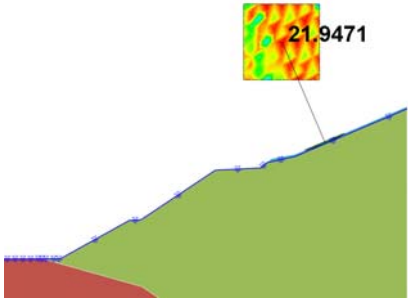
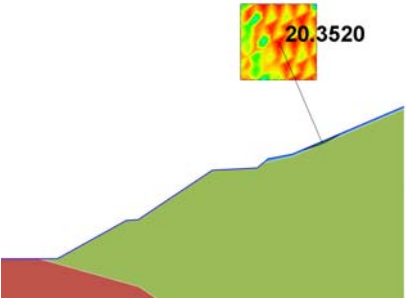
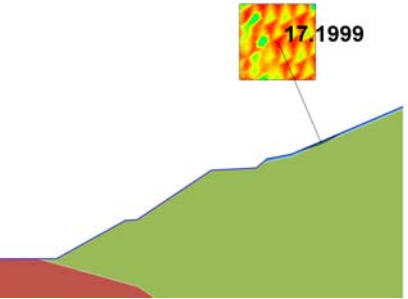
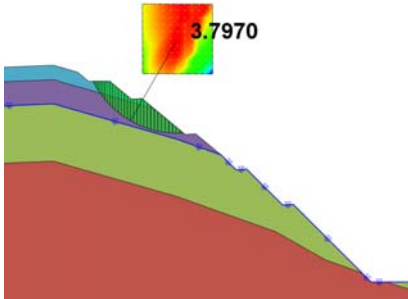
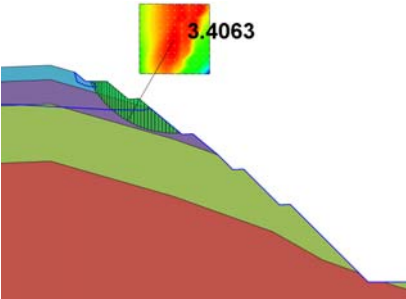
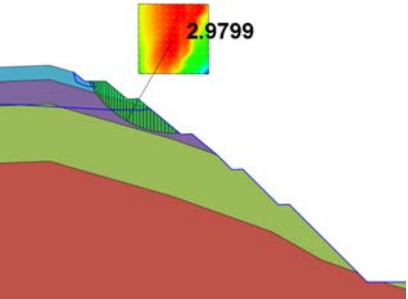
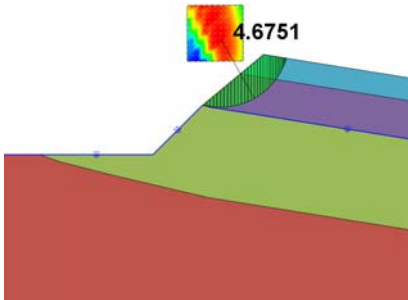
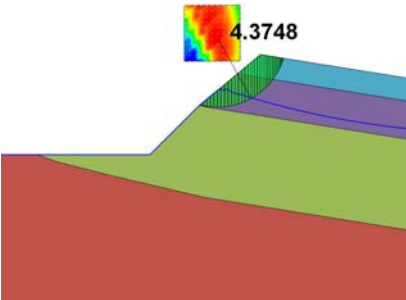
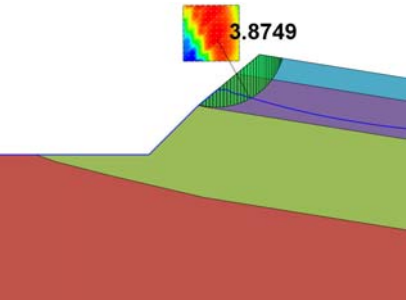
구 분			지하수위(GL. -m)		상 승 고(m)
			초기 지하수위	상승후 지하수위	
비봉터널	시점부	좌측	3.2m	2.1m	1.1m
		우측	5.5m	4.0m	1.5m

구 분			지하수위(GL. -m)		상 승 고(m)
			초기 지하수위	상승후 지하수위	
순호터널	종점부	배면	0.5m	원지반	0.5m
		좌측	1.0m	원지반	1.0m
		우측	1.0m	원지반	1.0m

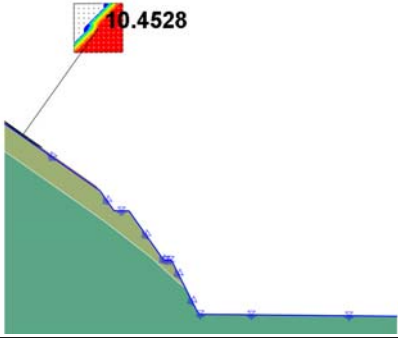
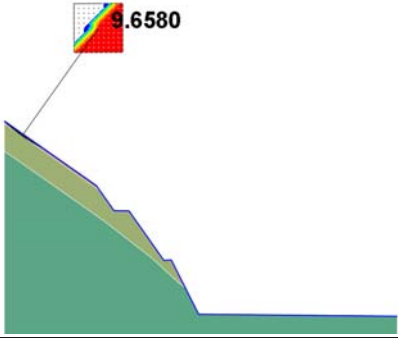
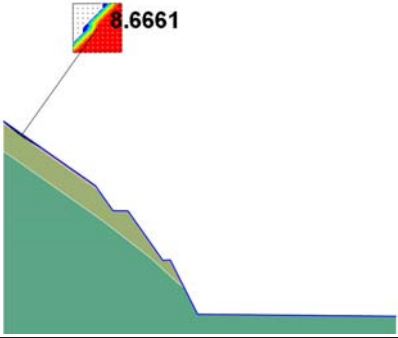
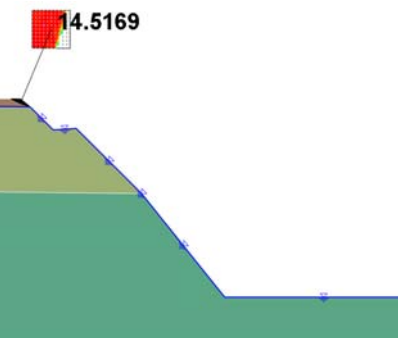
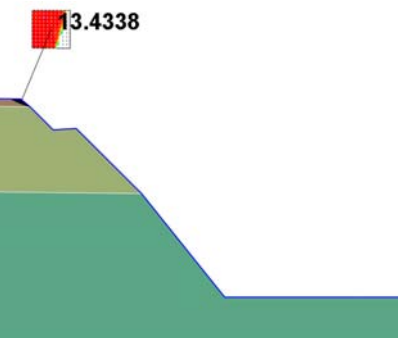
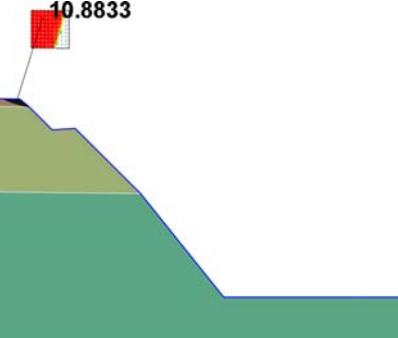
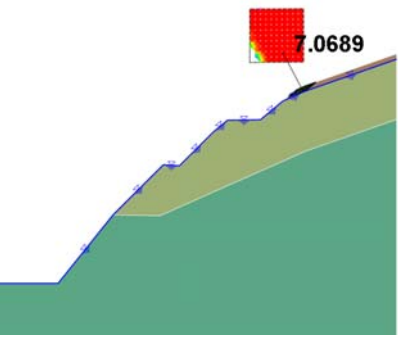
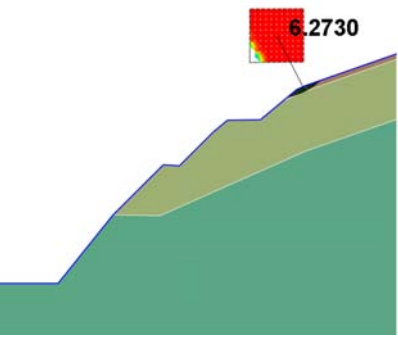
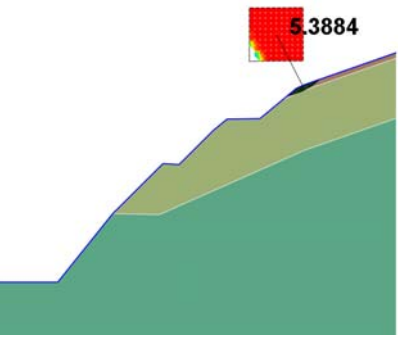
1.4 비탈면 안정성 검토

1.4.1 토사/풍화암 안정성 검토

가. 비봉터널 시점부

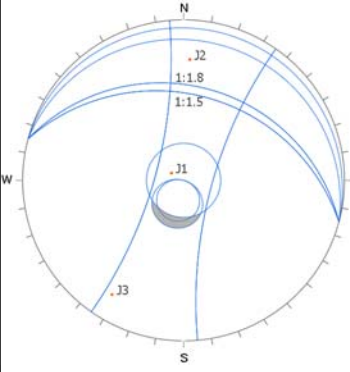
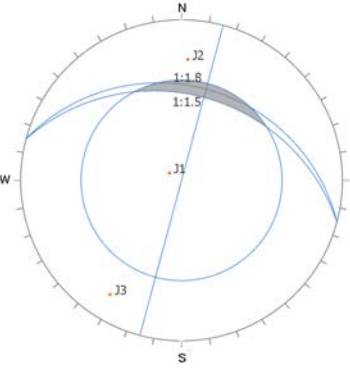
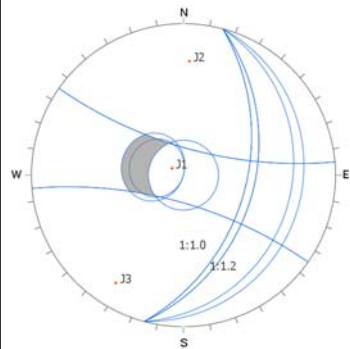
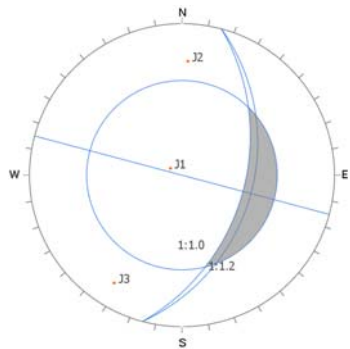
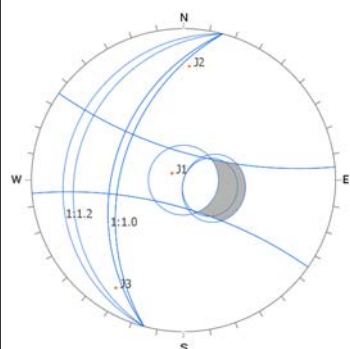
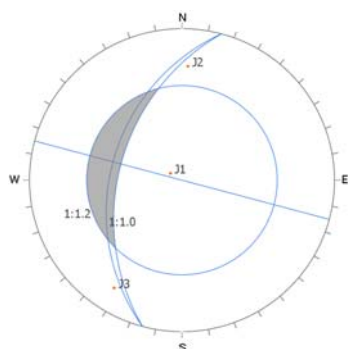
배면 비탈면		
건기시	우기시	지진시
		
· $F_s=21.95 > 1.5$ ∴O.K	· $F_s=20.35 > 1.3$ ∴O.K	· $F_s=17.20 > 1.1$ ∴O.K
좌측 비탈면		
건기시	우기시	지진시
		
· $F_s=3.80 > 1.5$ ∴O.K	· $F_s=3.41 > 1.3$ ∴O.K	· $F_s=2.98 > 1.1$ ∴O.K
우측 비탈면		
건기시	우기시	지진시
		
· $F_s=4.68 > 1.5$ ∴O.K	· $F_s=4.37 > 1.3$ ∴O.K	· $F_s=3.87 > 1.1$ ∴O.K

나. 순호터널 종점부

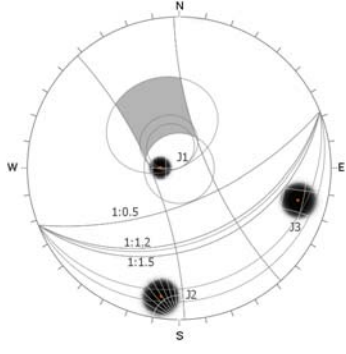
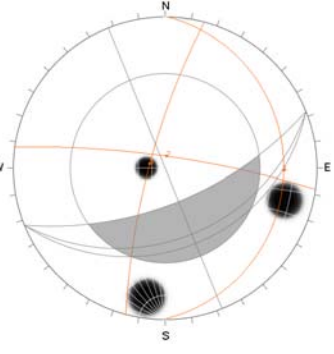
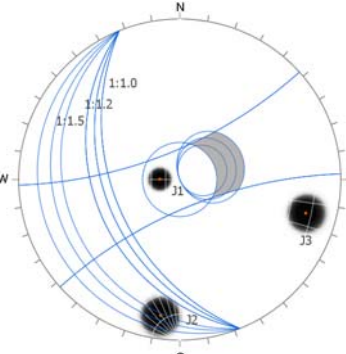
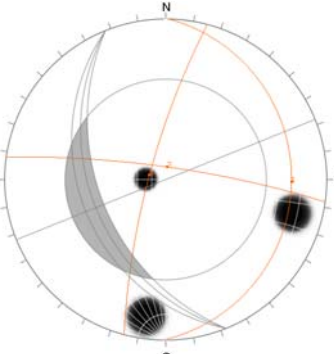
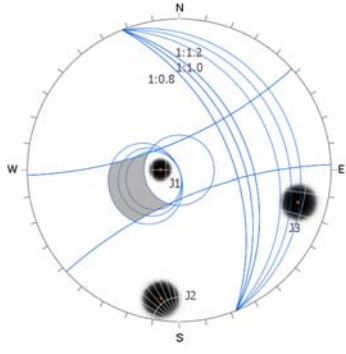
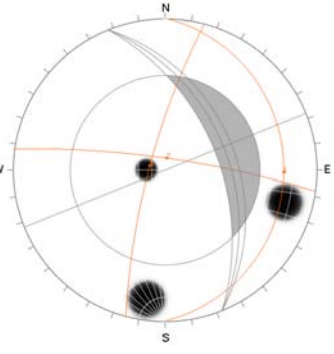
배면 비탈면		
건기시	우기시	지진시
		
· $F_s=10.45 > 1.5$ ∴O.K	· $F_s=9.66 > 1.3$ ∴O.K	· $F_s=8.67 > 1.1$ ∴O.K
좌측 비탈면		
건기시	우기시	지진시
		
· $F_s=14.52 > 1.5$ ∴O.K	· $F_s=13.43 > 1.3$ ∴O.K	· $F_s=10.88 > 1.1$ ∴O.K
우측 비탈면		
건기시	우기시	지진시
		
· $F_s=7.07 > 1.5$ ∴O.K	· $F_s=6.27 > 1.3$ ∴O.K	· $F_s=5.39 > 1.1$ ∴O.K

1.4.2 암반 비탈면 안정성 검토

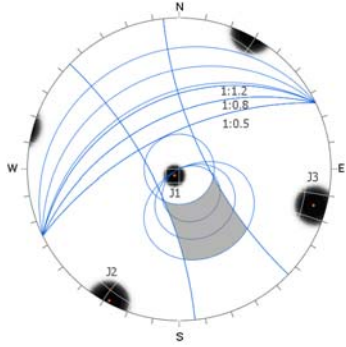
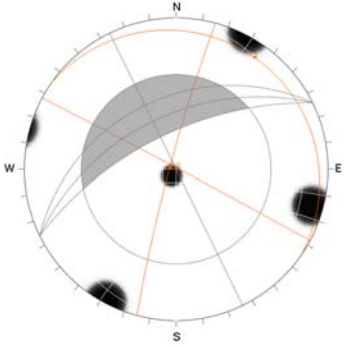
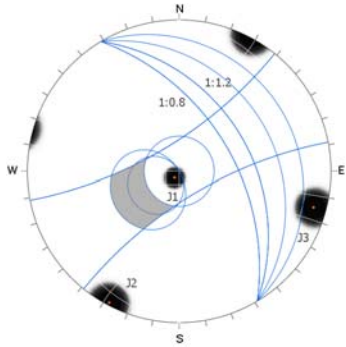
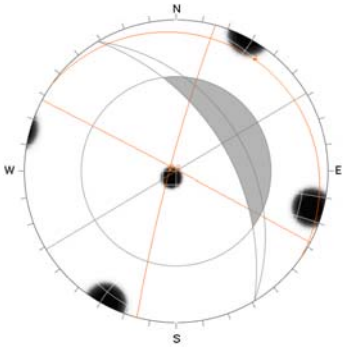
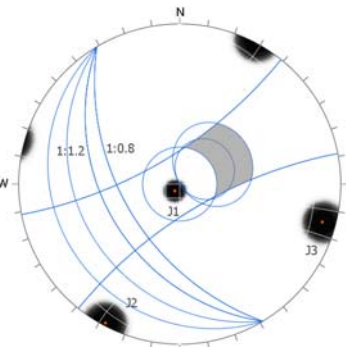
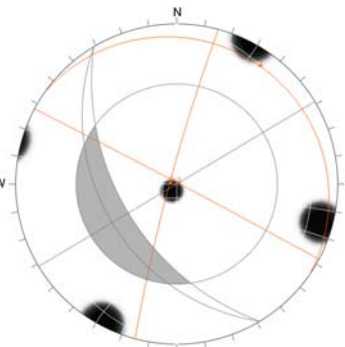
가. 비봉터널 시점부

구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
배 면 비탈면			경사방향	15	
			J1	10/121	
			J2	74/183	
			J3	80/32	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	안 정
				썰 기	안 정
구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
좌 측 비탈면			경사방향	105	
			J1	10/121	
			J2	74/183	
			J3	80/32	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	안 정
				썰 기	안 정
구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
우 측 비탈면			경사방향	285	
			J1	10/121	
			J2	74/183	
			J3	80/32	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	안 정
				썰 기	안 정

나. 청로터널 종점부

구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
배 면 비탈면			경사방향	158	
			J1	14/91	
			J2	81/8	
			J3	78/285	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	안 정
				썰 기	안 정
구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
좌 측 비탈면			경사방향	248	
			J1	14/91	
			J2	81/8	
			J3	78/285	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	안 정
				썰 기	안 정
구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
우 측 비탈면			경사방향	68	
			J1	14/91	
			J2	81/8	
			J3	78/285	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	안 정
				썰 기	안 정

다. 순호터널 시점부

구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
배 면 비탈면			경사방향	334	
			J1	6/35	
			J2	89/28	
			J3	85/285	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	안 정
				썰 기	안 정
구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
좌 측 비탈면			경사방향	59	
			J1	6/35	
			J2	89/28	
			J3	85/285	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	안 정
				썰 기	안 정
구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
우 측 비탈면			경사방향	239	
			J1	6/35	
			J2	89/28	
			J3	85/285	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	안 정
				썰 기	안 정

라. 순호터널 종점부

구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
배 면 비탈면			경사방향	148	
			J1	13/47	
			J2	75/260	
			J3	81/153	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	안 정
				썰 기	안 정
구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
좌 측 비탈면			경사방향	259	
			J1	13/47	
			J2	75/260	
			J3	81/153	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	안 정
				썰 기	안 정
구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
우 측 비탈면			경사방향	79	
			J1	13/47	
			J2	75/260	
			J3	81/153	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	불안정
				썰 기	안 정

마. 수북터널 시점부

구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
배 면 비탈면			경사방향	329	
			J1	12/93	
			J2	85/171	
			J3	80/272	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	안 정
				썰 기	안 정
구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
좌 측 비탈면			경사방향	59	
			J1	12/93	
			J2	85/171	
			J3	80/272	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	안 정
				썰 기	안 정
구 분	평면 및 전도파괴	썰기파괴	검 토 결 과		
우 측 비탈면			경사방향	239	
			J1	12/93	
			J2	85/171	
			J3	80/272	
			검 토	평 면	안 정
				전 도	안 정
				썰 기	안 정

1.4.3 비탈면 안정성 검토 결과

가. 토사/풍화암 비탈면 안정성 검토 결과

구 분			비탈면 안전율			평 가
			건 기(Fs)1.5)	우 기(Fs)1.3)	지진시(Fs)1.1)	
비봉터널	시점	배면	21.95 > 1.5	20.35 > 1.3	17.20 > 1.1	안정
		좌측	3.80 > 1.5	3.41 > 1.3	2.98 > 1.1	안정
		우측	4.68 > 1.5	4.37 > 1.3	3.87 > 1.1	안정

구 분			비탈면 안전율			평 가
			건 기(Fs)1.5)	우 기(Fs)1.3)	지진시(Fs)1.1)	
순호터널	종점	배면	10.45 > 1.5	9.66 > 1.3	8.67 > 1.1	안정
		좌측	14.52 > 1.5	13.43 > 1.3	10.88 > 1.1	안정
		우측	7.07 > 1.5	6.27 > 1.3	5.39 > 1.1	안정

나. 암반 비탈면 안정성 검토 결과

구 분		기울기	평사투영 해석결과			한계평형 해석결과			평가
			평면	쌓기	전도	건 기 (Fs)1.5)	우 기 (Fs)1.3)	지진시 (Fs)1.1)	
비봉터널 시점	배면	1 : 1.5	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.8	×	×	×	—	—	—	안정
	좌측	1 : 1.0	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.2	×	×	×	—	—	—	안정
	우측	1 : 1.0	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.2	×	×	×	—	—	—	안정

구 분		기울기	평사투영 해석결과			한계평형 해석결과			평가
			평면	쌓기	전도	건 기 (Fs)1.5)	우 기 (Fs)1.3)	지진시 (Fs)1.1)	
청로터널 종점	배면	1 : 0.5	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.2	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.5	×	×	×	—	—	—	안정
	좌측	1 : 1.0	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.2	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.5	×	×	×	—	—	—	안정
	우측	1 : 0.8	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.0	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.2	×	×	×	—	—	—	안정
순호터널 시점	배면	1 : 0.5	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 0.8	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.2	×	×	×	—	—	—	안정
	좌측	1 : 0.8	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.2	×	×	×	—	—	—	안정
	우측	1 : 0.8	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.2	×	×	×	—	—	—	안정

구 분		기울기	평사투영 해석결과			한계평형 해석결과			평가
			평면	쌓기	전도	건 기 (Fs)1.5)	우 기 (Fs)1.3)	지진시 (Fs)1.1)	
순호터널 종점	배면	1 : 0.5	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 0.7	×	×	×	—	—	—	안정
	좌측	1 : 0.8	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.0	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.2	×	×	×	—	—	—	안정
	우측	1 : 0.8	×	×	○	—	—	—	랜덤 R/B
		1 : 1.0	×	×	○	—	—	—	랜덤 R/B
		1 : 1.2	×	×	×	—	—	—	안정
수북터널 시점	배면	1 : 0.8	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.0	×	×	×	—	—	—	안정
	좌측	1 : 0.8	×	×	×	—	—	—	안정
		1 : 1.0	×	×	×	—	—	—	안정
	우측	1 : 0.8	×	×	×	—	—	—	안정

1.5 비탈면 보강 및 보호공법

1.5.1 비탈면 보강 공법

(1) 설계 기본사항

- 비탈면 보강공법의 선정에 있어서는 보강공에 기대되는 효과에 대해 충분히 파악함과 동시에 경제성, 자연환경적 차원을 고려한 최적공법을 선정하여야 한다.
- 보강공법 구간은 무한비탈면 구간 및 터널갱구부 구성에 따른 절취 최소화를 필요한 구간에 대해서 보강공법 적용 후 안정성 검토를 하여야 한다.

(2) 비탈면 보강공법의 종류 및 특징

공법종류		공 법 개 요	적 용 성
저 항 력 증 가	억지 말뚝	•활동토괴를 관통하여 말뚝을 지지층까지 일렬로 설치 → 비탈면의 활동하중을 말뚝의 수평하중으로 기반암에 전달 •말뚝과 주변지반 사이의 상호작용에 의해서 지지력이 결정되며 여타 억지공법과 같이 이용	•강관말뚝의 사용으로 공사비가 비싸며, 여타 보강공법과 병행시 추가적 공사비 소요 •공사비 측면상 매우 불리
	앵커 공법	•고강도 강재를 앵커재로 하여 보링공내에 삽입, 그 라우트를 주입 → 앵커재를 지반에 정착시켜 앵커재 두부의 하중을 정착지반에 전달	•일반적으로 사용되는 공법으로서 적용효과가 양호하며 국내 시공실적도 많으므로 적용가능
	Soil Nailing	•인장응력, 전단응력 및 휨모멘트에 저항할 수 있는 보강재를 지반내에 조밀한 간격으로 삽입 → 원지반의 전체적 전단력, 활동력을 증가	•비탈면의 얇은 파괴 우려시 적용 •공사비가 저렴, 시공성도 좋음
	옹벽공	•비탈면의 선단부 옹벽 설치로 안전율증가 •옹벽자체만으로도 안정성 확보가 어려운 경우 앵커나 수동말뚝과 같은 여타 보강공법과 병행	•고가의 공사비 및 시공상 어려움이 있어 적용 곤란
	록볼트	•록볼트 설치, 그라우팅 실시 → 지반변위억제 •소규모 암체의 전도파괴, Sliding에 효과적	•공사비 다소 고가, 녹화공법적용 불리 •전도 및 암반거동 발생방지 효과
	Tension Net	•표면에 고장력 와이어네트를 정착, 록볼트 병행 •볼트, 너트 응력분산 → 낙석방지 및 암반보강	•표층부 보강효과는 뛰어나지만, 심부활동에는 미비 •암반의 표층부 낙석예상구간에 효과적
활 동 력 증 가	압성토공	•비탈면의 선단부에 토사 흠쌓기 •연약지반상 흠쌓기시에 많이 적용, 산지에 위치한 비탈면의 경우 접근성이나 현장용지 문제에 있어 시공성 불리	•연약지반상에서 흠쌓기시 적용성이 양호, 산지에서는 시공성 열악함 •안정성 확보효과가 불확실
	기울기 완화	•비탈면 기울기 완만히 조정 → 토괴의 자중감소 •굴착량 과다 증대 우려 •현장 지형에 따라서 무한비탈면 발생 가능성	•적용효과가 확실, 일반적으로 도로 땅깍기비탈면에서 흔히 적용 •땅깍기량 과다발생 → 자연훼손
	깎기공	•활동토괴 중 일부를 제거하여 활동력 저감 •대규모 비탈면의 경우 굴착량이 과대, 경제성, 시공성 불리 → 중소규모의 비탈면에 적용	•적용효과가 불확실하여 자연경관 훼손이 심각

(3) 비탈면 보강공법의 선정 및 적용

구분	Soil Nailing	기울기 완화	절토부 옹벽
공법 개요	보강재를 프리스트레싱 없이 촘촘한 간격으로 원지반에 삽입하여, 원지반 자체의 전체적인 전단강도를 증대시키는 공법	절토면의 기울기를 완화시켜 활동력을 감소시킴으로써 비탈면의 안정을 도모하는 공법	보강재(네일, 앵커, 강관등)로 원지반 보강 후 PC패널에 인장력을 도입함으로써 비탈면 및 옹벽의 안정성을 확보하는 공법
개요도			
장점	- Nail 1개가 부담하는 안전도가 낮으므로 부분적으로 재료품질에 문제가 발생되어도 전체 안정에 미치는 영향은 상대적으로 적음 - 시공방법이 간단하고 작업시 소음, 진동이 적어 도심 근접 시공에 적용성이 우수	- 보강공이 없으므로 공종이 단순 - 안전도모가 가장 확실 - 시거확보 및 안정감 부여 - 장래 도로확장시 시공 용이 - 문제 발생시 대책 용이 - 굴착된 토사는 유용토로 활용	- 소단을 두어 식재가 가능하므로 부드러운 이미지 연출이 가능함 - 지층 변화에 따라 네일과 앵커를 병행적으로 경제적이고 안전한 지반보강이 가능 - 다양한 크기의 기성패널 보유 및 별도 제작 가능
단점	- 영구비탈면에 적용시 Nail의 부식방지 대책 필요. - 추가 표면처리공법이 요구됨 - 비탈면내 배수처리를 위한 수발공 필요	- 추가 땅깍기량 과다 - 추가 땅깍기 예상 부위에 기존 구조물 존재시 적용 곤란 - 추가 토지확보 필요 - 산림 및 주변경관 훼손	- 곡선선형이 클 경우 다소 부자연스러움 - 공사비 고가 - 전문시공이 필요함
적용	○	○	△
적용 계획	- 표준경사 적용시 비탈면 안정성을 확보하지 못하는 구간에 대하여 구간별 시공성, 안정성 및 경제성을 고려하여 기울기완화 및 Soil Nailing공법을 우선적으로 검토함. - 기울기완화 및 Soil Nailing공법 적용시에 대절토 비탈면이 발생하는 구간은 환경훼손 최소화 및 비탈면 안정성 확보를 위해서 절토부 옹벽을 적용함.		

※ 상기 기술된 적용계획 이외의 공법의 경우에도 비탈면 검토결과 또는 현장여건에 따라 동등이상의 공법은 적용 가능

1.5.2 비탈면 보호공법

(1) 개 요

- 장기간 방치된 비탈면은 우수에 의한 침식 및 세굴로 인하여 토사유출, 풍화작용, 동상작용 등으로 비탈면의 안정성 저하가 예상되므로 비탈면 보호공법을 계획하도록 하여야 하며, 불연속면을 따라 형성된 암괴의 이탈에 의한 낙석발생을 초기에 방지하여 안정성을 확보하도록 하여야 함
- 또한, 주변 환경과의 조화를 주목표로 설정하여 경제성, 시공성 뿐만 아니라 친환경성도 고려하여야 함
- 따라서, 장기적인 비탈면 안정성을 확보하기 위하여 다양한 지반조건에 적용이 가능하고 빠른 시일내 녹화를 도모할 수 있으며, 시공성 및 경제성 측면에서 유리한 공법을 선정함

(2) 비탈면 보호공법의 종류 및 특징

1) 비탈면 보호공법의 종류

피 복 공	• 비탈면을 식물, 인조섬유, 슛크리트 등으로 피복함으로써 우수에 의한 침식, 표층붕락, 세굴 등을 방지하며, 미관상 효과가 좋음	• 비탈면보호용 식생공법 • 암반비탈면 녹화공법
구조물공	• 침식, 세굴, 풍화 및 동상으로부터 비탈면을 보호하기 위하여 비탈면 표면에 블록이나 구조물을 설치	• 붙임공 • 콘크리트 격자공 • 콘크리트 뿔어붙이기 공법
배 수 공	• 지표로부터 우수가 지중으로 유입되는 것을 방지하고 지중에 침투한 침투수를 신속히 배제하여 비탈면의 파괴를 방지하는 공법	• 붙임공 • 콘크리트 격자공 • 콘크리트 뿔어붙이기 공법

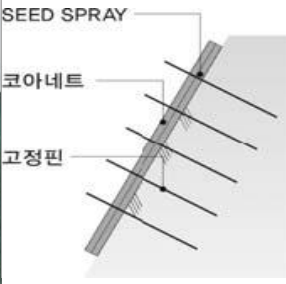
2) 비탈면 배수공

- 쌓기부와 깎기부 또는 자연 비탈면을 유하하는 표면수나 비탈면으로부터 침투한 침투수를 배제하여 지하수위의 상승이나 토괴 자중증가로 인한 비탈면의 파괴를 방지

공 법	개 요	특 징
지하 배수구	• 지표면에 가까운 침투수를 모아 배수	• 용수상황에 따라 화살형이나 W형으로 배치하고 비탈면파괴 방지를 위해 Filter Mat와 비탈격자공 등을 겸용
비탈면 망태공	• 용수가 많은 비탈면에서는 지하배수구와 겸용하고 비탈 끝에 설치	• 망태공은 지름, 길이, 간격 등이 어느 정도 자유스러워 원형, 부채형, Bedding 등의 여러 형태가 있음
수평 배수공법	• 횡방향으로 유공관 등을 삽입하여 배수	• 규모가 큰 지반 활동지대에서는 배수터널이나 여러 본의 보정공을 조합하여 처리

(3) 비탈면 보호공법 선정

1) 토사비탈면

구분	검토 1안	검토 2안	검토 3안	검토 4안
공법	평 때	줄 때	거적덮기+시드스프레이	코아네트+시드스프레이
공법 개요	• 땅깍기 비탈면 등에 평때를 붙여 일시에 녹화하는 공법	• 흙쌓기 비탈면 등 기울기가 1:1보다 완만한 비탈면에 줄때를 붙여 일시에 녹화하는 공법	• 잔디씨앗을 보조재와 함께 물에 혼합하여 비탈면에 뿌리는 공법	• 코코넛 섬유질을 이용하여 직조한 것을 시드스프레이를 시행한 면위에 덮는 공법
개념도				
안정성	• 활착 전, 우수 등의 세굴에 대한 저항성이 거의 없음	• 활착 전, 우수 등의 세굴에 대한 저항성이 거의 없음	• 활착 전, 우수 등의 세굴에 대한 저항성이 약함	• 저항성이 거적덮기+시드스프레이에 비해 40% 증가
적용토질	• 토사	• 토사	• 토사-풍화토	• 토사~풍화토
장점	• 시공과 즉시 피복 • 침식되기 쉬운 토질에 사용 • 경관이 양호	• 비탈면 조기녹화 • 시공용이 • 성장능력 우수	• 대단위 면적을 빠르게 녹화 • 작업속도가 빠름 • 시공장소의 구매를 받지 않음	• 우수에 의한 저항성 우수 • 수분 보습력이 있음 • 경량으로 시공성 양호
단점	• 토질조건에 따라 활착성 부족 • 시공후 유지관리 필요	• 대단위 시공시 잔디 수급 곤란 • 평때공보다 조기녹화 느낌	• 우수에 의한 유실가능성 있음 • 강풍예상지역 적용 불리	• 코아네트의 수축률이 큼 • 고정핀 시공시 주의
경제성	• 면적당 : 약1.3만원/M ²	• 면적당 : 약0.7만원/M ²	• 면적당 : 약0.5만원/M ²	• 면적당 : 약1.1만원/M ²
시공 실적	• 일반적인 공법이나 최근 철도 시공실적이 부족	• 일반적인 공법이나 최근 철도 시공실적이 부족	• 호남고속철도 전체공구 • 울산-포항 전체공구 • 포항~삼척 1~5공구 • 성남~여주 전체공구	• 일반적인 공법이나 최근 철도 시공실적이 부족
적용 계획	• 시공성과 유지관리 측면에서 유리하며, 경제성이 우수한 공법선정이 필요함 • 최근 철도 시공실적이 풍부하며, 시공성 및 경제성이 유리한 거적덮기+시드스프레이 공법 적용			

2) 암반비탈면

구분	덩굴식물 식재	식생기반재 뽐어붙이기		
	검토 1안	검토 2안	검토 3안	검토 4안
공법	덩굴식물 식재공법	녹생토공법	녹화토공법 (Texsol공법)	원지반식생정착공법 (CODRA)
공법 개요	• 등나무, 담쟁이덩굴 등을 일정간격을 두고 시공 하는 공법	• 철망 설치후 종자가 혼 합된 토양개양체를 뽐 어붙이는 공법	• 녹생토 공법과 유사하 며, 폴리에스터 장섬유 를 혼합후 시공	• 생육보조재와 종자, 접 착을 위한 고분자수지 등을 이용하는 공법(개 량 Seed Spray)
현 황 도				
적용 범위	• 풍화암, 연암, 경암	• 풍화암, 연암, 경암	• 풍화암, 연암, 경암	• 절리 및 균열이 발달한 암절개지
장 점	• 경제성 및 시공성 우수 • 장기적인 녹화효과 우수 • 급경사지 시공가능	• 조기녹화가 빠르다 • 시공적용사례가 다수임 • 강우에 대한 유실이 적음	• 조기녹화가 빠르다 • 낙석방지 효과 비교적 우수 • 암반 표면 균열 억제효 과 우수	• 절리, 균열, 요철이 발달 한곳, 용출수가 나오는 곳에 녹화효과가 탁월 • 주변 식생과 조화되는 경관 형성
단 점	• 녹화에 필요한 많은 시 간 필요 • 주변식생과의 조화 불일 치로 식생의 다양성 저 해	• 토양 고결화로 종자사용 제한적 • 토양이 고결화되어 식물 의 쇠퇴가 빠르다	• 하수오니로 인한 토양오 염 야기 • 외래 종자 사용으로 인 한 토종식물 교란 우려	• 요철이 없는 취약 암반 비탈면을 보호기능은 다소 떨어짐
경 제 성	• 면 적 당 : 약3.9만원/M	• 면 적 당 : 약4.8만원/M ²	• 면 적 당 : 약5.2만원/M ²	• 면 적 당 : 약4.3만원/M ²
시공 실적	• 호남고속철도 전체공구 • 울산-포항 전체공구 • 포항~삼척 1~5공구	• 경부고속철도 4공구 • 광교택지 부지조성공사 2,3공구	• 전라선 12공구 • 호남선(송정리~목포) 2공구 • 경인선(구로~인천) 3공구	• 경부고속철도 6-1공구 • 오창-진천 도로 확포장 공사
특허 및 신 기술		• 공단신기술 2011-0006호 (2011.12) • 특허 제10-0719099호 (2007.05)	• 특허 제06-31380호 (2006.06)	• 건설신기술 제310호 (2001.11)

2) 암반비탈면(계속)

구분	식생기반재 뽐어붙이기		
	검토 5안	검토 6안	검토 7안
공법	후리줄녹산토 녹화공법 (암반비탈면 공법)	법면녹화배토습식공법 (ASNA)	자연표토복원공법
공법 개요	•녹산토 및 향토식물 종자를 혼합하여 시공하는 공법	•P.V.C코팅망 등으로 지반안정후 배토조성물로 시공하는 공법	•자연토양을 주재료로 조성한 녹화기반 토양을 암비탈면에 취부하는 녹화 공법
현 황 도			
적용 범위	•풍화암, 연암, 경암	•풍화암, 연암, 경암	•풍화암, 연암, 경암
장 점	•척박토사지역, 화강풍화토지역 등에 적용 가능	•경관지역 조기녹화와 낙석방지 효과	•식물생육에 적합한 상태로 재현 •주변과 조화되는 식물군락 조성
단 점	•경제성 및 시공성 불량 •식생기반재의 갈라진 틈이 없을 경우 적용 불가	•착생할 수 있는 기반재가 약함 •경암, 화강풍화암, 이암 및 사암 녹화 시 주의 필요	•공사비 다소 고가 •매끄러운 암반비탈면 적용성 다소 불리
경 제 성	•면 적 당 : 약5.6만원/M ² (동일시점 별도 견적 예정)	•면 적 당 : 약4.3만원/M ² (동일시점 별도 견적 예정)	•면 적 당 : 약7.7만원/M ² (동일시점 별도 견적 예정)
시공 실적	•인천공항철도 차량기지 •평해-기성 국도확장공사	•일산차량기지 •산인농공단지	•진주-광양 6공구 •경전선(삼랑진~진주) 1공구 •성남~여주 5공구
특허 및 신 기술	•공단신기술 2008-0022호 (2008.11) •건설신기술 제503호(2006.10)	•건설신기술 제49호(1997.02) •특허 제099279호(1993.09)	•공단신기술 2010-0013호 (2010.07) •건설신기술 제193호(1999.07) •특허 제166164호(1998.09) •특허 제166343호(1998.09)
적용 계획	•일반적인 암반비탈면 구간에는 시공이 간편하며 경제성이 우수한 덩굴식물식재 적용 •Slaking 및 차별풍화에 취약한 퇴적암(사암, 셰일) 암반비탈면 구간에는 풍화방지를 위해 조기녹화가 가능한 식생기반재 뽐어붙이기 공법을 적용하며 뽐어붙이기 두께는 현장 여건 및 비탈면 기울기 등을 고려하여 적용함 •설계도서는 덩굴식물 식재공법 및 식생기반재 뽐어붙이기 공법의 개념도 및 일반도를 제시하되, 현장특성에 따라 공사감독의 승인을 득한 후 변경이 가능하도록 도면의 NOTE 및 보고서에 수록하여 최적의 공법적용이 가능하도록 조치		