

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) 재료종량

- 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

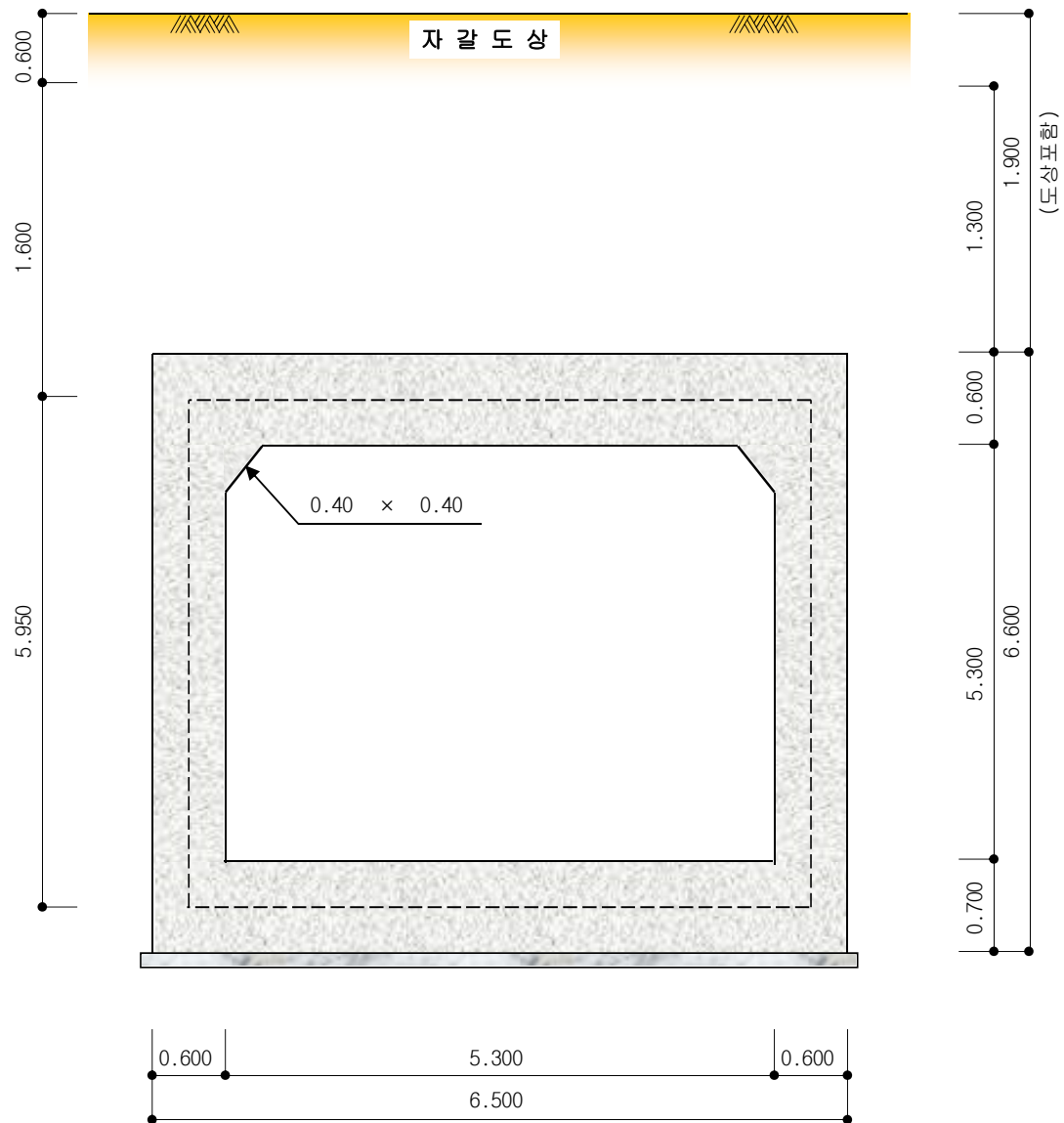
9) 설계방법

- 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 °

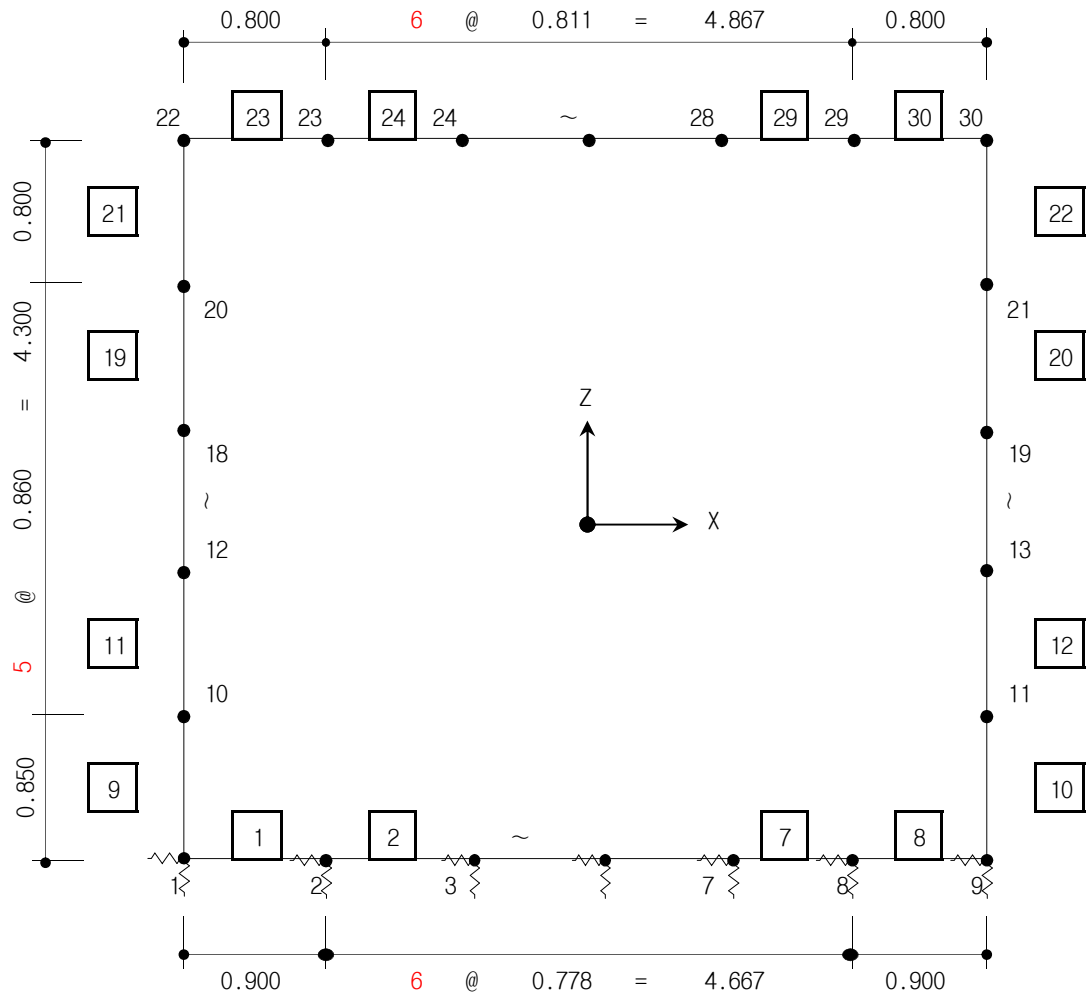
Ln = 5.900 m

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)

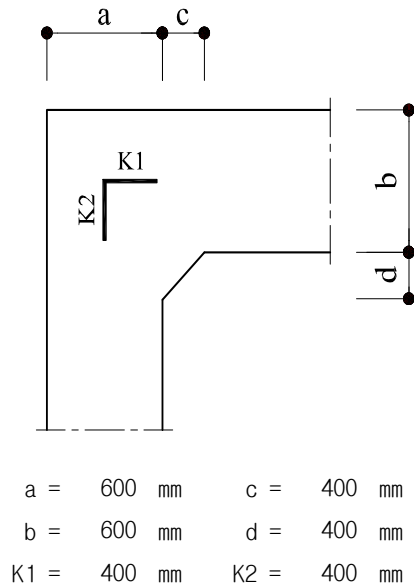
CASE 1 : 부재단부가 다른 부재와 접합할 때는 부재단에서 부재두께의 1/4 안쪽점에서 절점까지

CASE 2 : 부재가 그 축선에 대해 25° 이상 60° 미만인 경사진 현치를 갖는 경우에는 부재두께가 1.5배가 되는 점에서 부터 절점까지

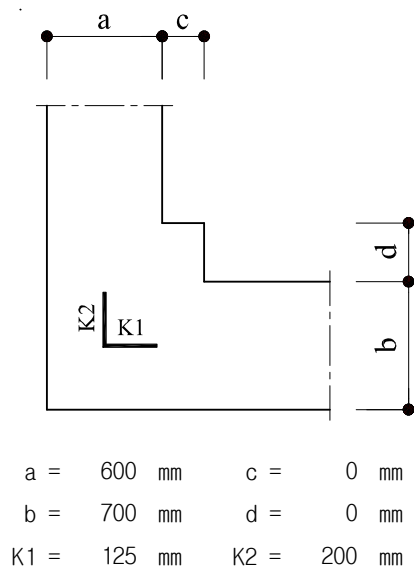
CASE 3 : 현치의 경사가 60° 이상의 경우는 현치의 시점에서 부재두께의 1/4 안쪽 점에서부터 절점까지

(2) 강역설정

- 절점 22 , 30



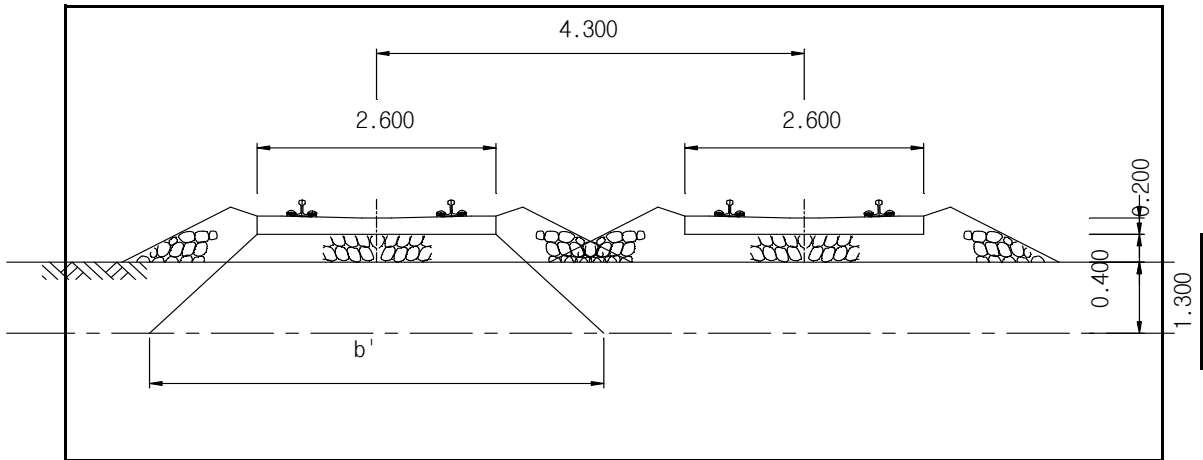
- 절점 1 , 9



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)

$$\text{자갈} = 0.600 \times 19.000 \times 1.3 \text{ (보선작업 고려 30\% 할증)} = 14.820 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{⑤ 복토하중 } (q_3) = 20.000 \times 1.300 = 26.000 \text{ kN/m}^2$$

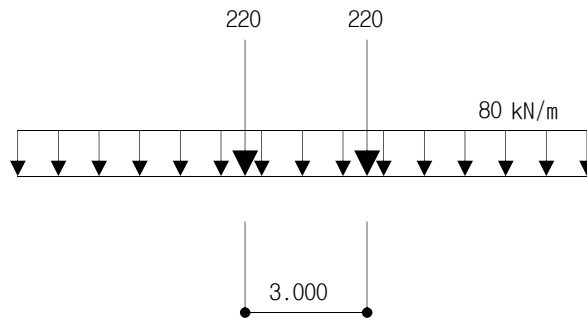
$$\therefore \text{상부구조 작용하중 } q_1 + q_2 + q_3 = 1.861 + 14.820 + 26.000 = 42.681 \text{ kN/m}^2$$

$\therefore$ 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 두궤도의 전 충격으로 한다.

지 간 L (m) = 6.467 m

따라서 $i_0 = 0.465$ (보간법에 의하여 산정된 충격계수)

2) 구조물 상면의 복토높이에 따른 충격 계수

$$H \geq 1.0 \text{ 일 경우 } i = i_0 \cdot \{(2.5 - H)/1.5\}$$

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

$$\text{지지 지반 } N\text{치} = 15$$

$$E_o = 2800 \times N = 2800 \times 15 = 42000$$

$$K_{vo} = 1 / 0.3 \times \alpha \times E_o = 1 / 0.3 \times 1 \times 42000 = 140000$$

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{(6.467 \times 6.467)} = 6.467$$

$$K_v = K_{vo} (B_v / 0.3)^{-3/4} = 13994 \text{ kN/m}^2$$

$$13994 \times (0.600 / 2 + 0.900 / 2) = 10495 \text{ kN/m}^2 - \text{저판 단부 스프링}$$

$$13994 \times (0.900 / 2 + 0.778 / 2) = 11740 \text{ kN/m}^2 - \text{저판 전단검토위치}$$

$$13994 \times (0.778 / 2 + 0.778 / 2) = 10885 \text{ kN/m}^2 - \text{저판 중앙부 스프링}$$

5.2 지진시

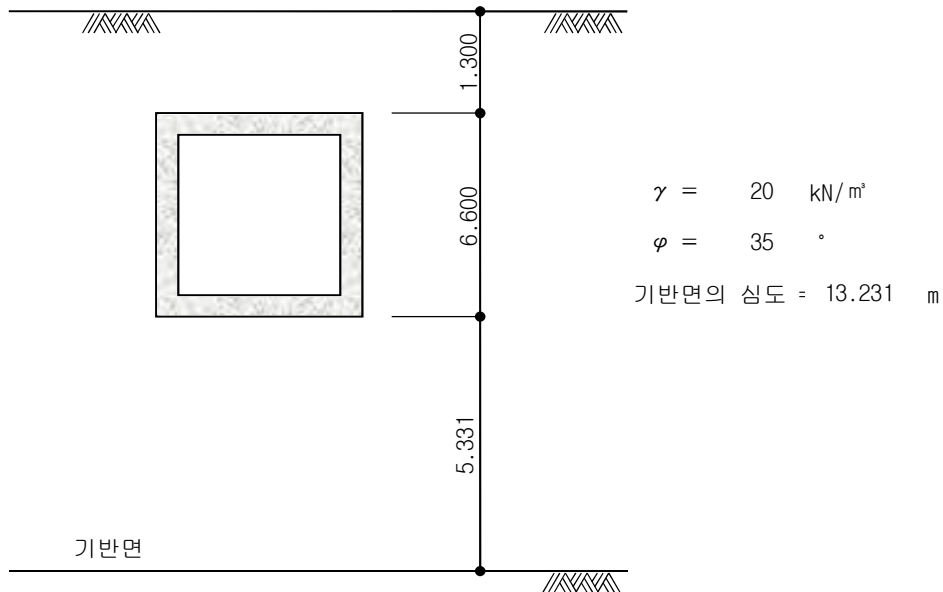
지진시 설계는 도시철도 내진설계기준 (국토해양부,2009)을 참고로하여 응답변위법으로 설계하였다.

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 : $V_{si} = 80 N_i^{1/3}$ ($1 \leq N_i \leq 50$)

$T_G' = \sum (4 \text{ Hi } / V_{si}) = 0.461 \text{ sec}$

$T_G = 1.25 T_G' = 0.576 \text{ sec}$

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)

$$0 \leq T_g < T_0 : S_A = \left[C_a + \left(\frac{2.5C_a - C_a}{T_0} T_g \right) \right] \cdot g \cdot I \cdot C_D = 5.077$$

$$T_0 \leq T_g < T_s : S_A = 2.5 \cdot C_a \cdot g \cdot I \cdot C_D = 1.492$$

$$T_g \geq T_s : S_A = C_v / T_g \cdot g \cdot I \cdot C_D = 0.858 / T_g$$

$\Rightarrow S_A = 1.491 \text{ m/sec}^2, S_v = 0.137 \text{ m/sec}$

- 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	구체지판
6.700	0.0040	0.0099	0.0004	0.0011	
7.550	0.0036	0.0089	0.0000	0.0000	
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

$$\begin{aligned}
Khs_1 &= \lambda Kh_1 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad \text{kN/m}^3 \\
Khs_2 &= \lambda Kh_2 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad \text{kN/m}^3 \\
Khs_3 &= \lambda Kh_3 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad \text{kN/m}^3 \\
Khs_4 &= \lambda Kh_4 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad \text{kN/m}^3 \\
Khs_5 &= \lambda Kh_5 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad \text{kN/m}^3 \\
Khs_7 &= \lambda Kh_7 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad \text{kN/m}^3 \\
Khs_8 &= \lambda Kh_8 = \frac{1}{3.0} \times 30969 = 10323 \quad \text{kN/m}^3
\end{aligned}$$

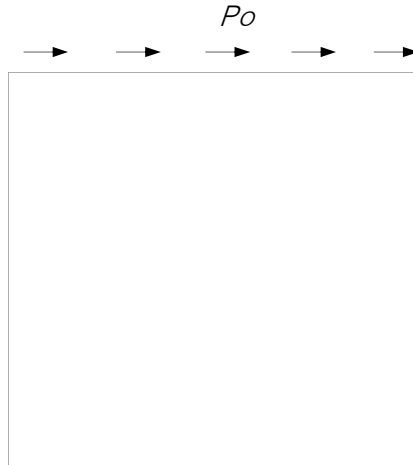
$Khs_1 =$	10323	$\times$	0.700	$=$	7226	kN/m^2	- - -	측벽 상단부 전단스프링
$Khs_2 =$	10323	$\times$	0.830	$=$	8568	kN/m^2	- - -	측벽 중앙부 전단스프링
$Khs_3 =$	10323	$\times$	0.860	$=$	8878	kN/m^2	- - -	측벽 중앙부 전단스프링
$Khs_4 =$	10323	$\times$	0.860	$=$	8878	kN/m^2	- - -	측벽 중앙부 전단스프링
$Khs_5 =$	10323	$\times$	0.860	$=$	8878	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

$$P_o = K_{VS, TOP}(u(z_U) - u(z_B)) = 10482 \times 0.005071 = 53.154 \text{ kN/m}^2$$

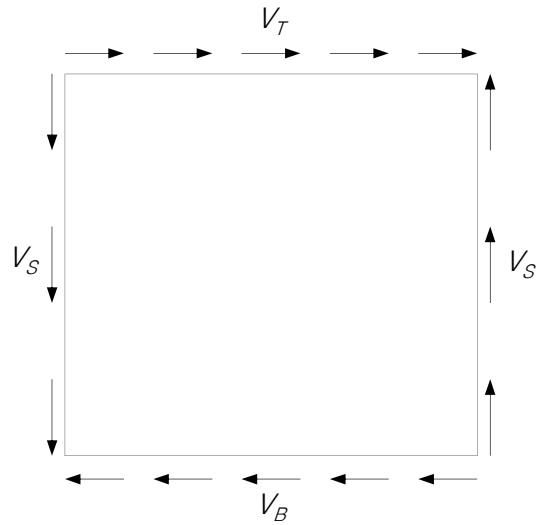


② 측벽지진토압



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



$$V_T = G_{D, TOP} / (\pi H) \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin(\pi z_U / 2H) = 12.104 \text{ kN/m}^2$$

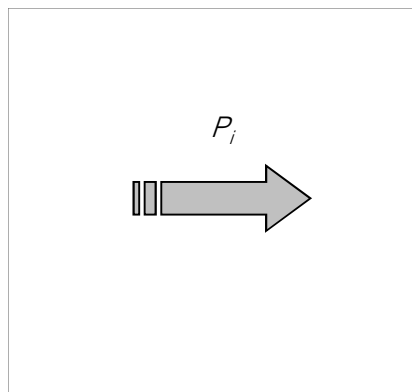
$$G_{D, TOP} = \frac{\gamma_t}{g} \times V_{SD}^2 = \frac{20.0}{9.81} \times 98.6^2 = 19840 \text{ kN/m}^3$$

$$V_B = G_{D, BOTTOM} / (\pi H) \cdot S_V \cdot T_G \cdot \sin(\pi z_B / 2H) = 51.688 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{D, BOTTOM} = \frac{\gamma_t}{g} \times V_{SD}^2 = \frac{20.0}{9.81} \times 98.6^2 = 19840 \text{ kN/m}^3$$

$$V_S = (V_T + V_B) / 2 = 31.896 \text{ kN/m}^2$$

④ 구체 관성력(부재의 단위폭/길이당 관성력)



$$P_i = W \cdot K_{hav} \quad \text{여기서, } K_{hav} = K_h' + (K_h - K_h') \cdot \frac{H_w}{H}$$

$$\text{구체상판의 설계수평지진계수}(K_{hu}) = 0.154 + (0.224 - 0.154) \times \frac{1.60}{13.231} = 0.162$$

$$\text{구체저판의 설계수평지진계수}(K_{hb}) = 0.154 + (0.224 - 0.154) \times \frac{7.55}{13.231} = 0.194$$

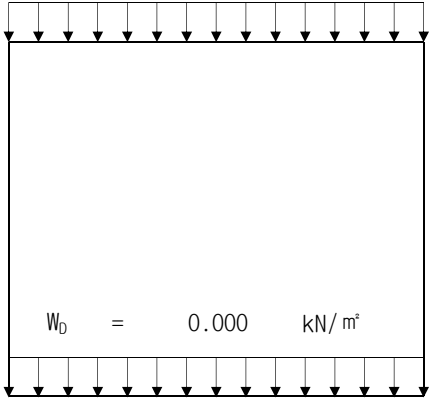
$$\text{측벽의 설계수평지진계수}(K_h) = \frac{K_{hu} + K_{hb}}{2} = \frac{0.162 + 0.194}{2} = 0.178$$

6. 하중재하도

(1) 상시

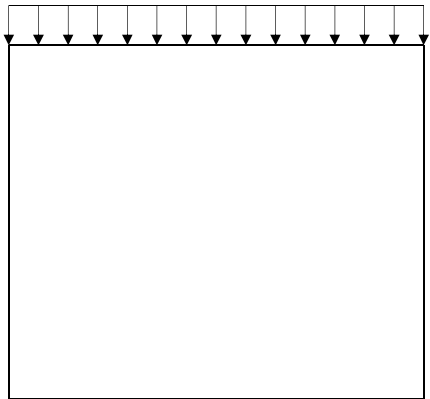
① 고정하중

$W_D = 42.681 \text{ kN/m}^2$



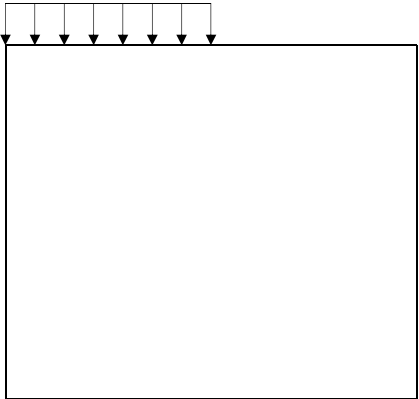
② 활하중 (만재하)

$W_L = 42.291 \text{ kN/m}^2$

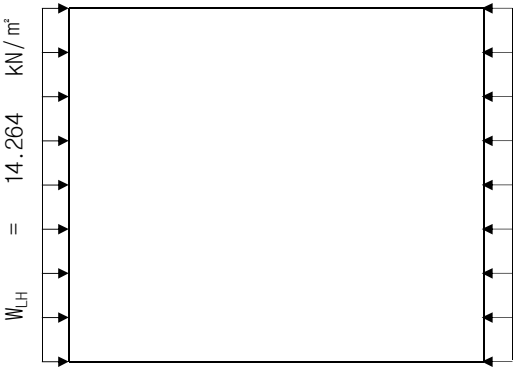


③ 활하중 (편재하)

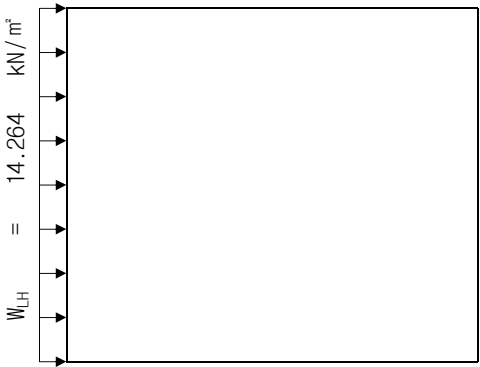
$W_L = 42.291 \text{ kN/m}^2$



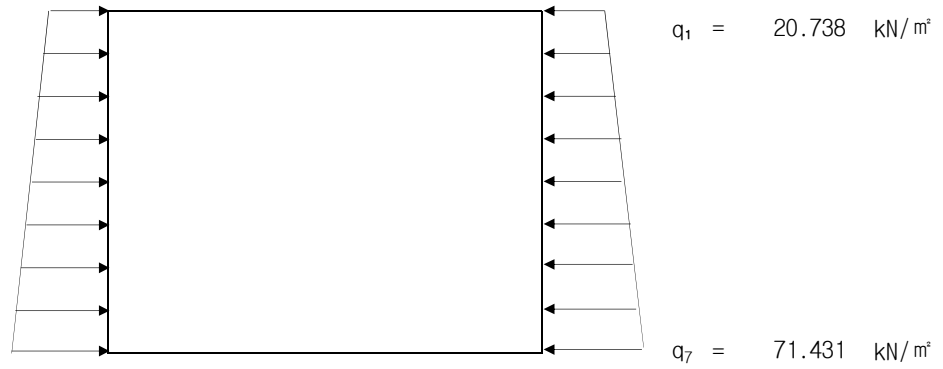
④ 활하중에 의한 수평토압 (만재하)



⑤ 활하중에 의한 수평토압 (편재하)



⑥ 수평토압(지하수 없는 경우)



⑦ 온도하중

$$\Delta T = 0^\circ$$

⑧ 건조수축

$$\Delta T = -15^\circ$$

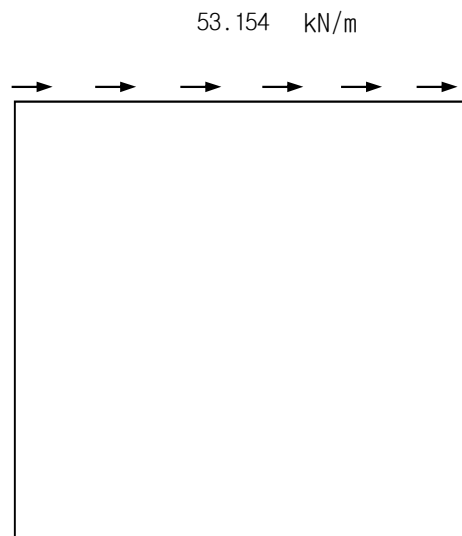


⑨ 장대레일 중하중

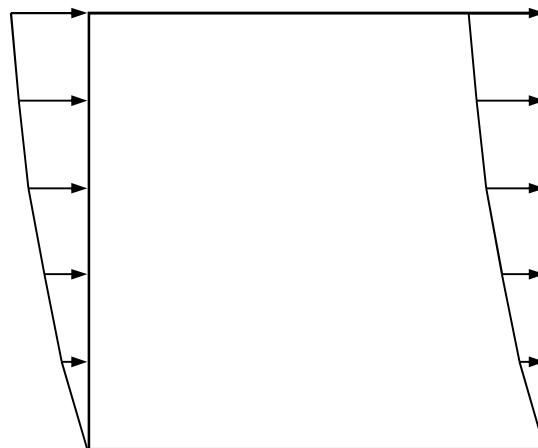
$$H_r = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

(2) 지진시

① 상판 지진토압



② 측면토압



$$P(z_1) = 157.044 \text{ kN/m}$$

$$z_1 = 1.600 \text{ m}$$

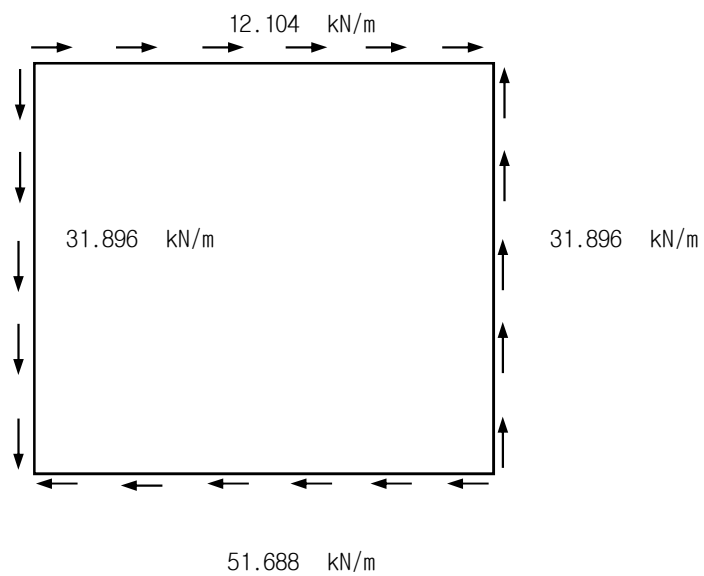
$$P(z_4) = 113.439 \text{ kN/m}$$

$$z_1 = 4.120 \text{ m}$$

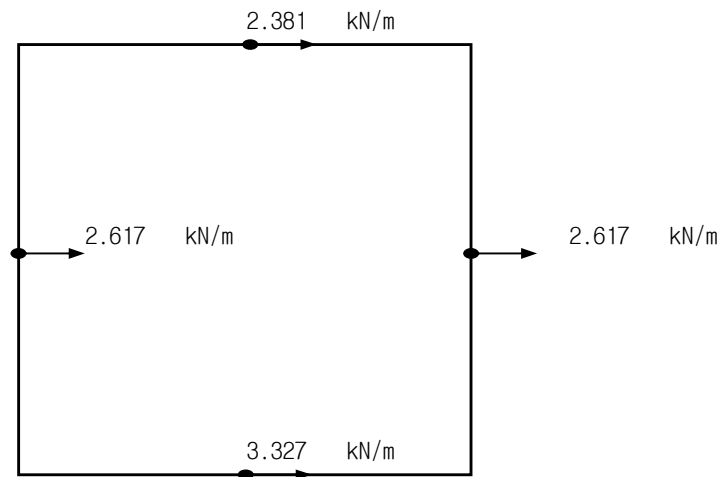
$$P(z_7) = 0.000 \text{ kN/m}$$

$$z_1 = 7.550 \text{ m}$$

③ 주면전단력

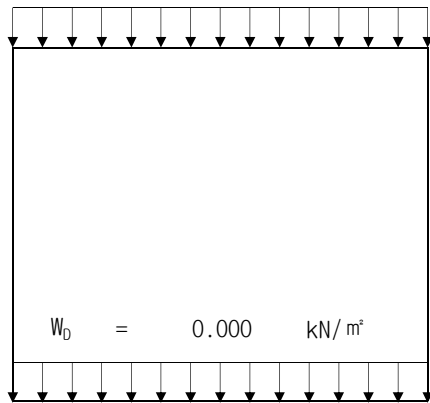


④ 구체 관성력



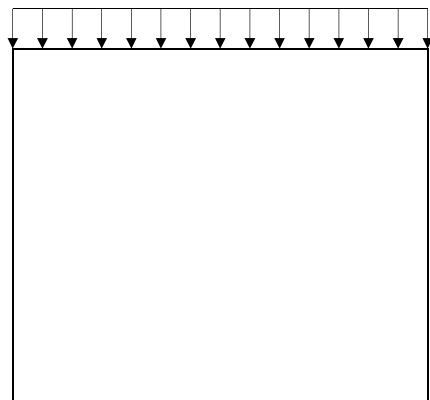
⑤ 고정하중

$$W_D = 42.681 \text{ kN/m}^2$$



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					

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

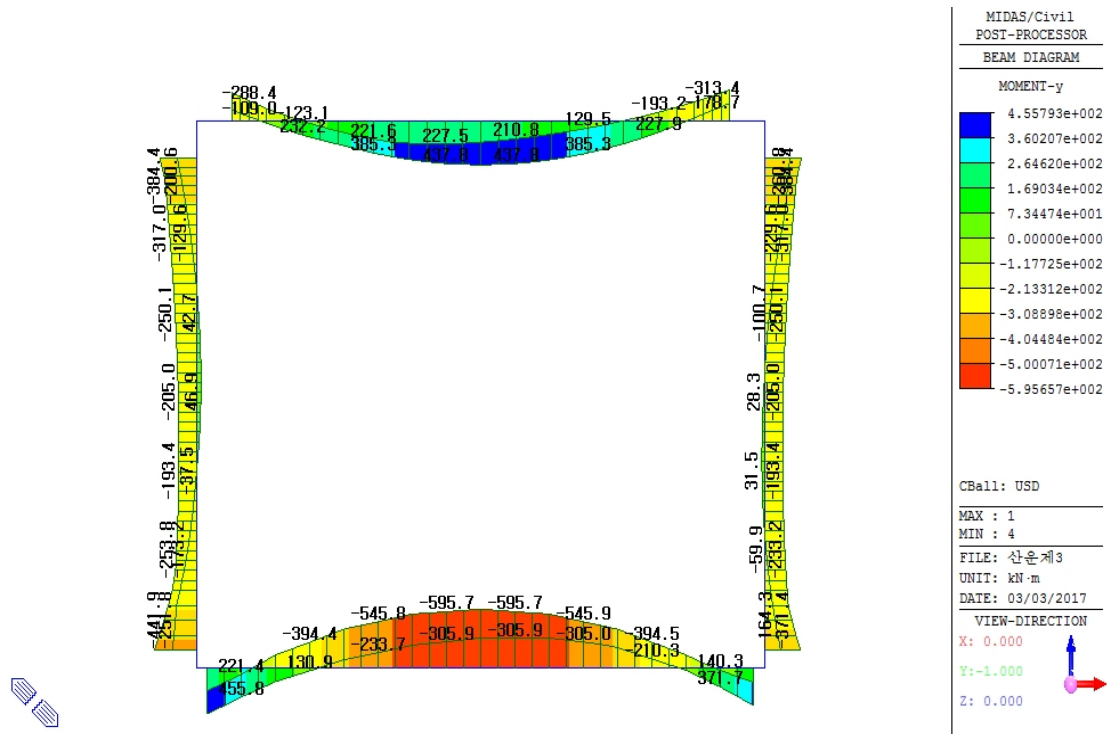
구분	위치	부재	지진하중			비고
			Me(kN · m)	Se(kN)	Pe(kN)	
상부슬래브	단부	23, 30	202.24	144.01		
	중앙부	26, 27	94.67	76.20		
벽체	내측부인장 (상단)	21, 22	139.03	4.92	6.64	(내측)
	상단부 (축력최대)	21, 22	259.43	48.00	138.16	
	상단부 (모멘트최대)	21, 22	259.43	48.00	138.16	
	중앙부 (축력최대)	15, 16	8.61	121.76	113.43	(외측)
	중앙부 (모멘트최대)	15, 16	108.54	45.43	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

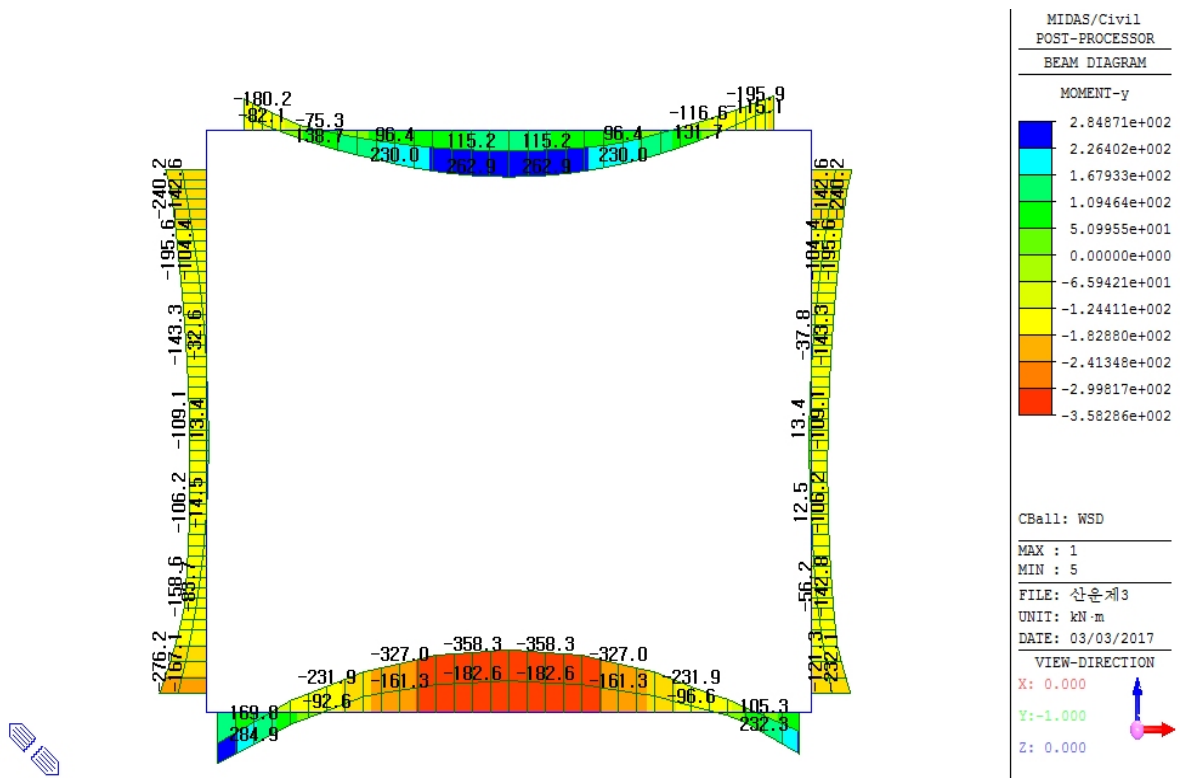
구분	위치	부재	극한하중(지진시 포함)			사용하중	비고
			Mu(kN · m)	Su(kN)	Pu(kN)	M(kN · m)	
상부슬래브	단부	23, 30	313.41	451.87	-	195.88	
	중앙부	26, 27	437.78	129.41	-	240.24	
벽체	내측부인장 (상단)	21, 22	139.03	4.92	6.64	139.03	(내측)
	상단부 (축력최대)	21, 22	316.98	68.12	534.48	142.78	
	상단부 (모멘트최대)	21, 22	384.39	233.27	515.66	158.64	
	중앙부 (축력최대)	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

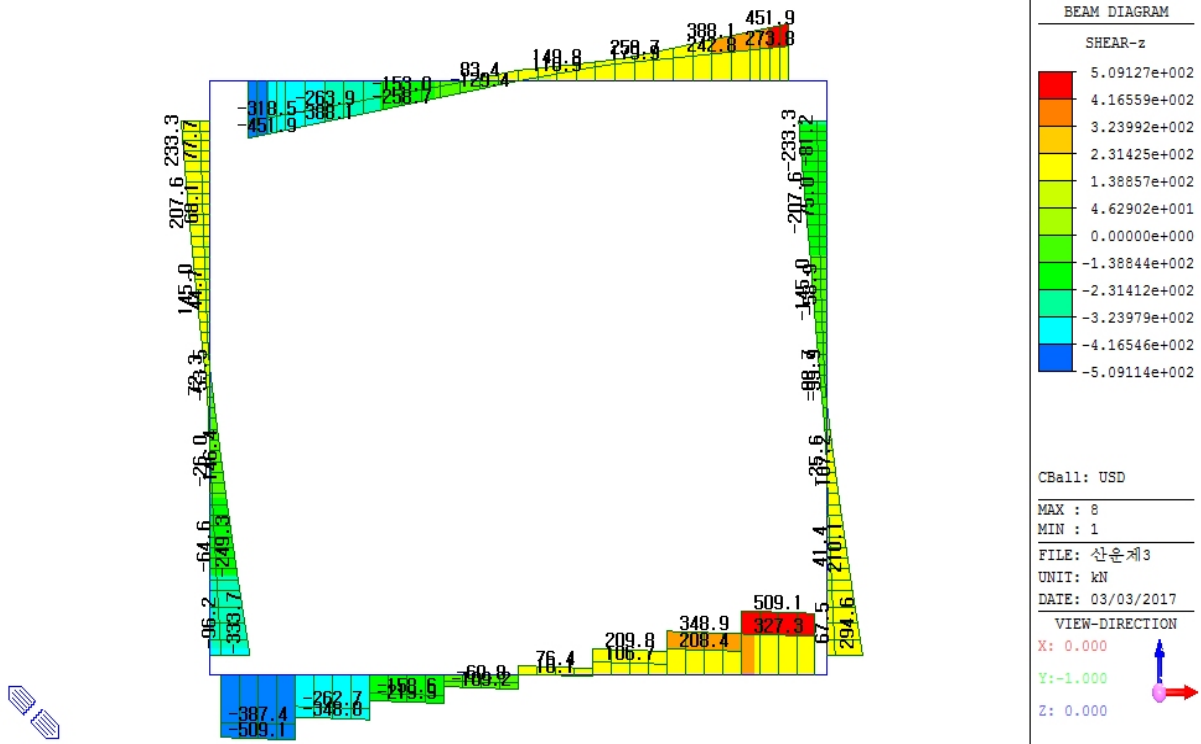
(1) 상시 - 극한하중 모멘트도



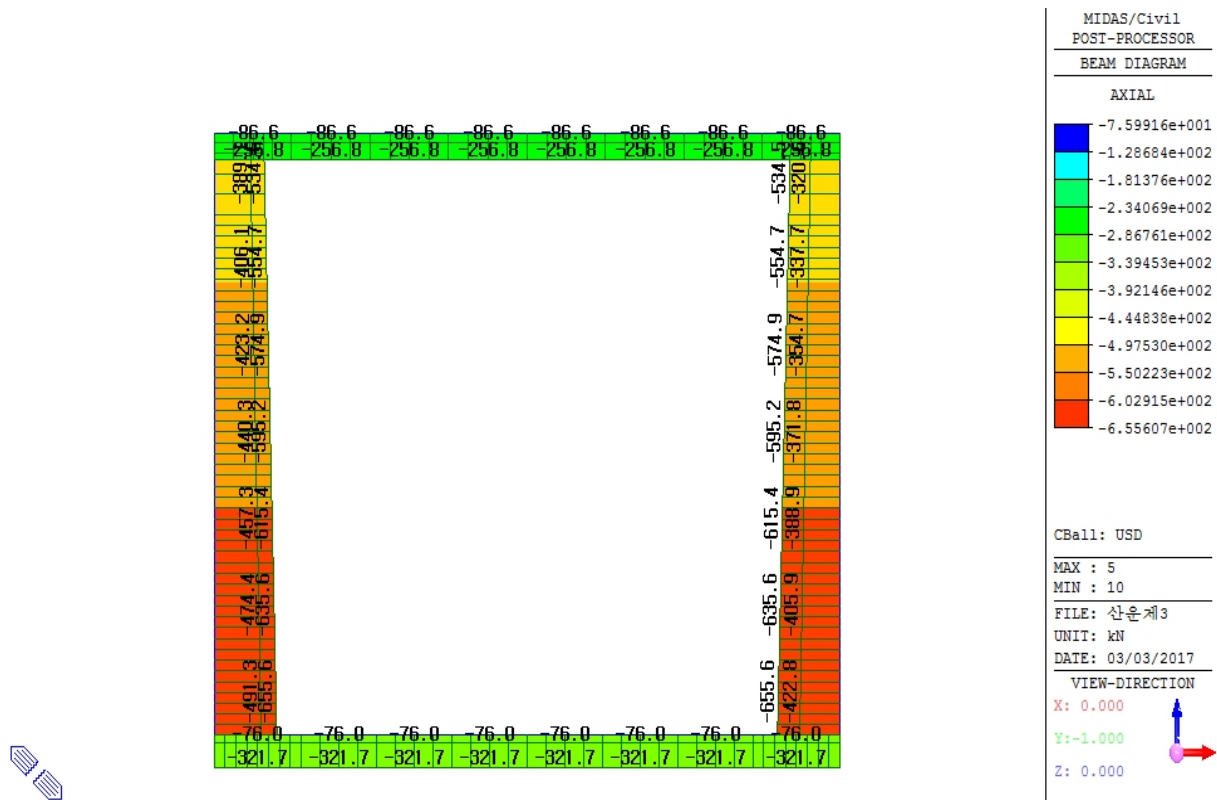
(2) 상시 - 사용하중 모멘트도



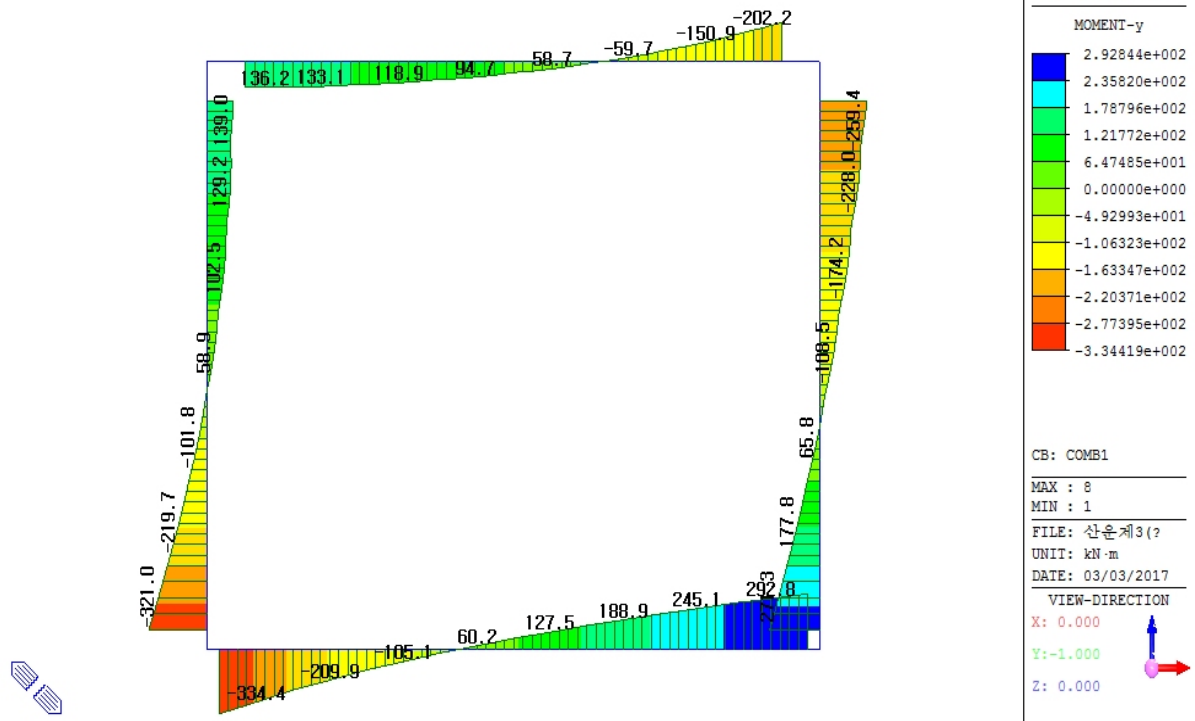
(3) 상시 - 극한하중 전단력도



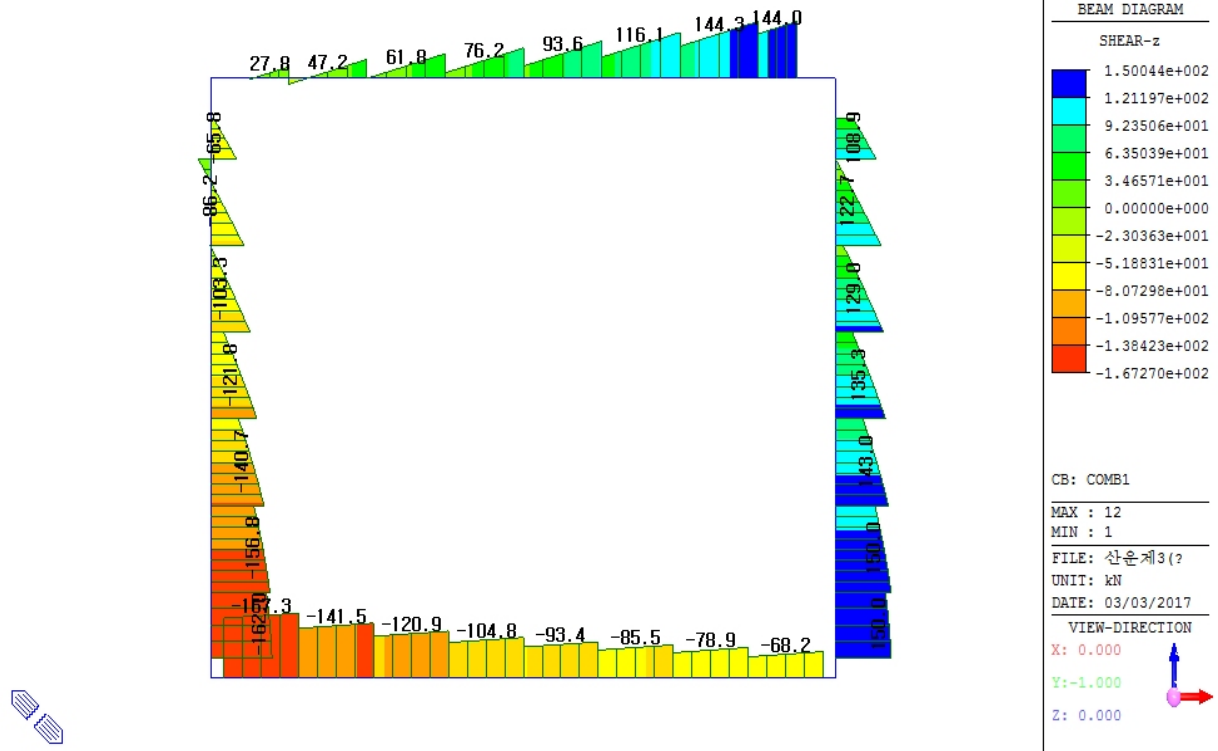
(4) 상시 - 극한하중 축력도



(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.

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

$$\text{필요 철근량 } req.A_s = 1398.819 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근비 : } P_{use} = A_s / (B \times D) = 0.00362$$

$$\text{최대철근비 : } P_{max} = 0.714 \times k_1 \times \phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02283$$

$$\text{최소철근비 : } \begin{cases} P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350 \\ P_{min} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00342 \\ \text{적용} = 0.0035 \end{cases}$$

$$A_s(req) = 1398.819 \text{ mm}^2 \qquad A_s(min) = 2216.667 \text{ mm}^2$$

$$4/3 \times A_s(req) = 1865.092 \text{ mm}^2 \qquad * A_s = 1865.092 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} = H_{19} \times 8e_a = 2292.000 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

㉢ 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

$$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 387.970 \text{ kN}$$

$V_u > \phi_v \cdot V_c$ ∴ 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)

$$\begin{aligned} S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c &= 375 \times (210 / 169.526) - 2.5 \times 89 = 242.032 \text{ mm} \\ 300 \times (210 / f_s) &= 300 \times (210 / 169.526) = 371.625 \text{ mm} \end{aligned}$$

S_a 는 작은 값인 242.032 mm 를 적용

$$S = 125.00 \leq S_a (= 242.032 \text{ mm}) \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

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	Φf	Φv	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

$$\text{공칭강도시 등가응력깊이 } a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times B) = 35.953 \text{ mm}$$

$$\text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t = 0.03188 \geq 0.004 \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

$$\text{여기서 } \epsilon_t = 0.003 \times (H - a / \beta_1 - D_{c_min}) / (a / \beta_1)$$

$0.005 \leq \epsilon_t$ 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.

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

$$\text{필요 철근량 } req.A_s = 1544.941 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근비 : } P_{use} = A_s / (B \times D) = 0.00458$$

$$\text{최대철근비 : } P_{max} = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02283$$

$$\text{최소철근비 : } \begin{cases} P_{min} = 1.4 / f_y = 0.00350 \\ P_{min} = 0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00342 \\ \text{적용} = 0.0035 \end{cases}$$

$$A_s(req) = 1544.941 \text{ mm}^2 \qquad A_s(min) = 1750.000 \text{ mm}^2$$

$$4/3 \times A_s(req) = 2059.921 \text{ mm}^2 \qquad * A_s = 1750.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용철근량} = H19 \times 8ea = 2292.000 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

㉢ 휨강도 검토

$$\Phi M_n = \Phi f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 397727230 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$= 397.727 \text{ kN} \cdot \text{m} > 271.350 \text{ kN} \cdot \text{m} \text{ ----- } \therefore \text{O.K.} \quad [\text{사용률} = 1.466]$$

★ 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

$$A_s = H \ 19 \ @ \ 8 \ EA = 22.920 \text{ cm}^2, \quad d_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$\Sigma = 22.920 \text{ cm}^2$$

$$A_{sf} = H \ 19 \ @ \ 8 \ EA = 22.920 \text{ cm}^2, \quad d'_1 = 10.0 \text{ cm}$$

$$P_{min} (0.0015) < P_{use} (0.0063) < P_{max} (0.0800) \quad \text{-----} \quad 0.K!!!$$

- 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 $c = 121.073 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 101.217 \text{ mm}$ 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 : $|e' - M_n' / P_n| = 14.227 > 0.001 \quad (e' = e + X_p - d_c = 859.728321 \text{ mm})$

- 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

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.85 \times 1/6 \times (1 + P_u / (14 \times A_g)) \times \sqrt{f_{ck}} \times b_o \times d = 414524.577 \text{ N} \\ \text{여기서, } V_u &< 1/2 \phi V_c \text{ 이므로 전단철근보강 불필요} \end{aligned}$$

○ 사용성 검토 (균열방지 인장철근 간격검토)

- 응력산정

$$\begin{aligned} f_s &= M / [A_s \times (d - \chi/3)] \\ &= 231.92 \times 1000000 / [2292 \times (500 - 111.633/3)] \\ &= 218.646 \text{ Mpa} \\ \chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ &= -7 \times 2292/1000 + 7 \times 2292/1000 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000 \times 500 / (7 \times 2292)} \\ &= 111.633 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= 2292.000 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 100 mm)} \\ &1\text{단 H19 @ 125 (= 2292 mm}^2 \text{)} \end{aligned}$$

- 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 : $|e' - M_n' / P_n| = 28.216 > 0.001$ ($e' = e + X_p - d_c = 870.316817 \text{ mm}$)

- 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

$$C_b = 600 / (600 + f_y) \times d = 300.000 \text{ mm} , \quad a_b = k_1 \times c_b = 250.800 \text{ mm}$$

$$f_s' = 600 \times (300.000 - 100.0) / 300.000 = 400 \text{ Mpa} \quad (f_s' \leq f_y)$$

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 250.800 \times 1000 = 6290064.000 \text{ N}$$

$$C_s = A_s' \times (f_s' - 0.9 \times f_{ck}) = 854916.000 \text{ N}$$

$$T_s = A_s \times f_s = 1238720.000 \text{ N}$$

$$P_b = 6290064.000 + 854916.000 - 1238720.000 = 5906260.000 \text{ N}$$

$$M_b = 6290064.000 \times (500.0 - 250.800/2) + 854916.000 \times (500.0 - 100.0) - 5906260.000 \times (296.258 - 100.0) \\ = 1539076492.850 \text{ N.mm}$$

$$e_b < e \rightarrow \text{인장파괴} \quad (e_b = M_b / P_b = 260.584 \text{ mm})$$

- 공칭강도 계산 : 반복계산을 통해 $c = 113.426 \text{ mm}$, $a = k_1 \times c = 94.824 \text{ mm}$ 사용

$$f_s = 600 \times (500.000 - 113.426) / 113.426 = 400 \text{ Mpa} \quad (f_s \leq f_y)$$

$$f_s' = 600 \times (113.426 - 100.000) / 113.426 = 71.01898 \text{ Mpa} \quad (f_s \leq f_y)$$

$$C_c = 0.84 \times 30 \times 94.824 \times 1000 = 2378181.363 \text{ N}$$

$$C_s = 2292.000 \times (71.019 - 0.85 \times 30) = 105292.145 \text{ N}$$

$$T_s = 3096.800 \times 400.000 = 1238720.000 \text{ N}$$

$$P_n = 2378181.363 + 105292.145 - 1238720.000 = 1244753.509 \text{ N}$$

$$M_n' = 2378181.363 \times (500.0 - 94.824 / 2) + 105292.145 \times (500.0 - 100.0) \\ = 1118453421.133 \text{ N.mm}$$

- 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)

$$S_{\min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 73.659) - 2.5 \times 89 = 846.618 \text{ mm}$$

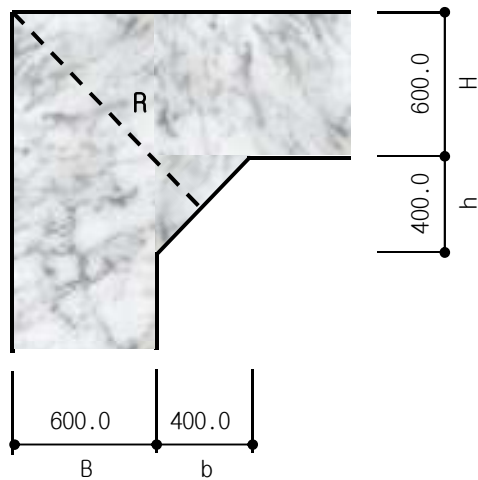
$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 73.659) = 855.294 \text{ mm}$$

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

$$f_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 195878000}{1131.37^2 \times 1000.0} = 0.765 \text{ MPa}$$

$$f_{tmax} = 0.765 \text{ MPa} > f_{ta} = 0.712 \text{ MPa} \text{ 이므로 보강철근 필요.}$$

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(As_f)

$$As_f = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 195878000}{1131.37 \times 180.0} = 1923.70 \text{ mm}^2$$

$$\blacktriangleright \text{보강 } As = As_f - \text{주철근사용 } As = 1923.70 - 1146 = 777.70 \text{ mm}^2$$

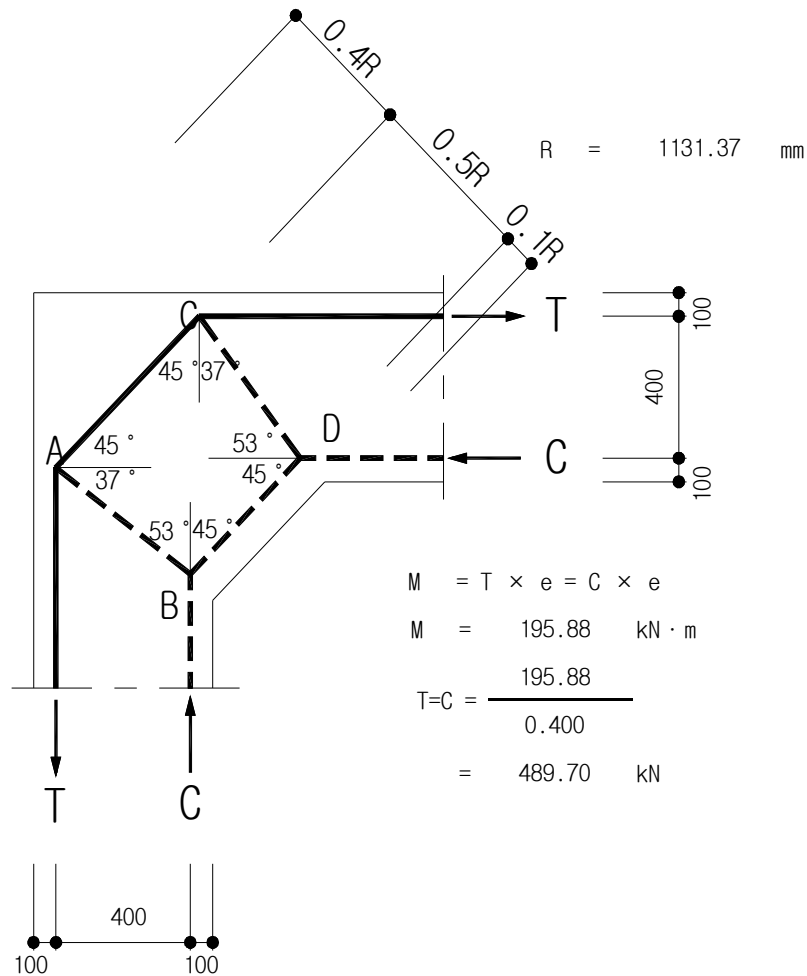
----- 우각부 보강철근 필요

외측인장에 대한 보강 사용철근량(As)

$$As = H16 @ 250 - 1 \text{ 단} = 794.40 \text{ mm}^2$$

$$\text{보강 } As = 777.70 \text{ mm}^2 < As = 794.40 \text{ mm}^2 \text{ ----- } \therefore \text{O.K.}$$

③ Strut-Tie 모델을 이용한 해석



▷ Strut-Tie의 단면력 산정

절점 A $\sin 45^\circ \times \text{AC 부재} - \sin 37^\circ \times \text{AB 부재} = 489.70 \text{ kN} \quad \text{----- ①}$

$\cos 45^\circ \times \text{AC 부재} + \cos 37^\circ \times \text{AB 부재} = 0.00 \text{ kN} \quad \text{----- ②}$

①와 ②식에 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

필요 $A_s = \frac{T}{\phi \cdot F_y} = \frac{394.93 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 1097.03 \text{ mm}^2$

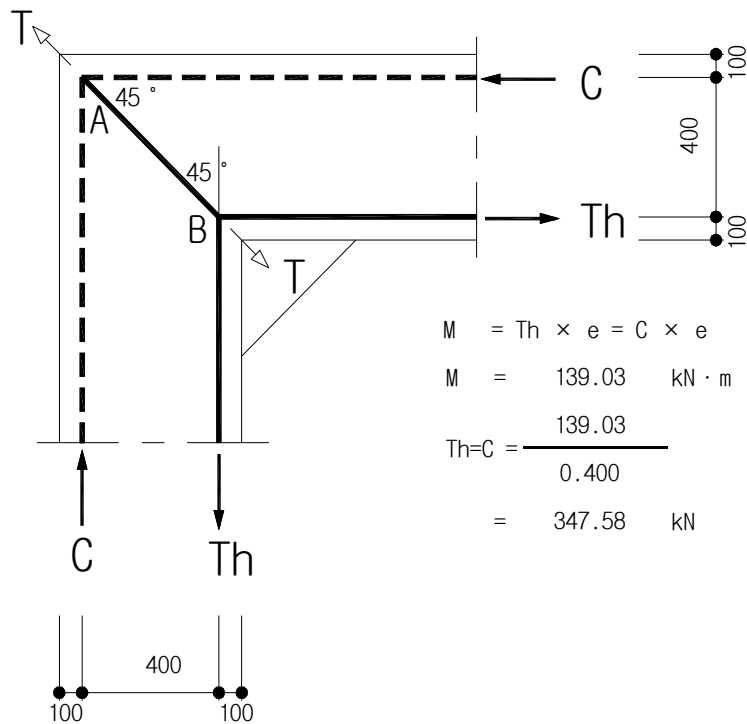
사용 $A_s = \text{H16 @ 250 - 1 단} = 794.40 \text{ mm}^2$

주철근사용 $A_s/2 = 1146.00 \text{ mm}^2$

$= 1940.40 \text{ mm}^2 > A_s \text{ req} \quad \therefore \text{O.K.}$

2) 상부 슬래브 내측인장시 절점부 보강

- 내측인장



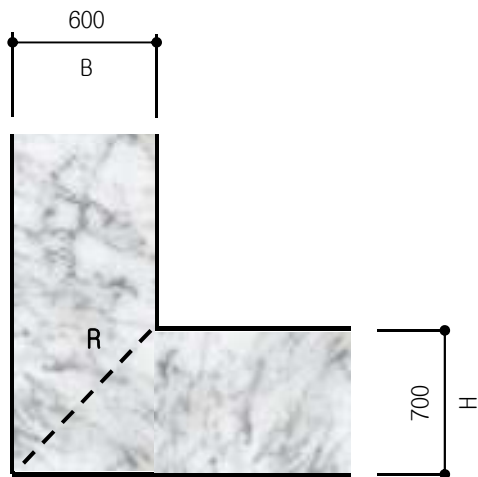
$$\begin{aligned}
 M &= Th \times e = C \times e \\
 M &= 139.03 \quad \text{kN} \cdot \text{m} \\
 Th=C &= \frac{139.03}{0.400} \\
 &= 347.58 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$T = \sqrt{2} \cdot Th = 491.549 \quad \text{kN}$$

$$\text{필요 } A_s = \frac{T}{\phi \cdot F_y} = \frac{491.55 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 1365.41 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{사용 } A_s = \text{H19 @ 250 - 2EA} = 2292.00 \quad \text{mm}^2 > A_s \text{ req} \quad \therefore \text{O.K.}$$

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

$$f_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 284.87 \times 1000}{921.95^2 \times 1000.0} = 1.676 \text{ MPa}$$

$$f_{tmax} = 1.676 \text{ MPa} > f_{ta} = 0.712 \text{ MPa} \quad \text{이므로 보강철근 필요.}$$

② 소요 철근량

외측인장에 대한 보강 필요철근량(As_f)

$$As_f = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 284.87 \times 1000}{921.95 \times 180.0} = 3433.18 \text{ mm}^2$$

$$\blacktriangleright \text{보강 } As = As_f - \text{주철근사용 } As = 3433.18 - 1548.4 = 1884.78 \text{ mm}^2$$

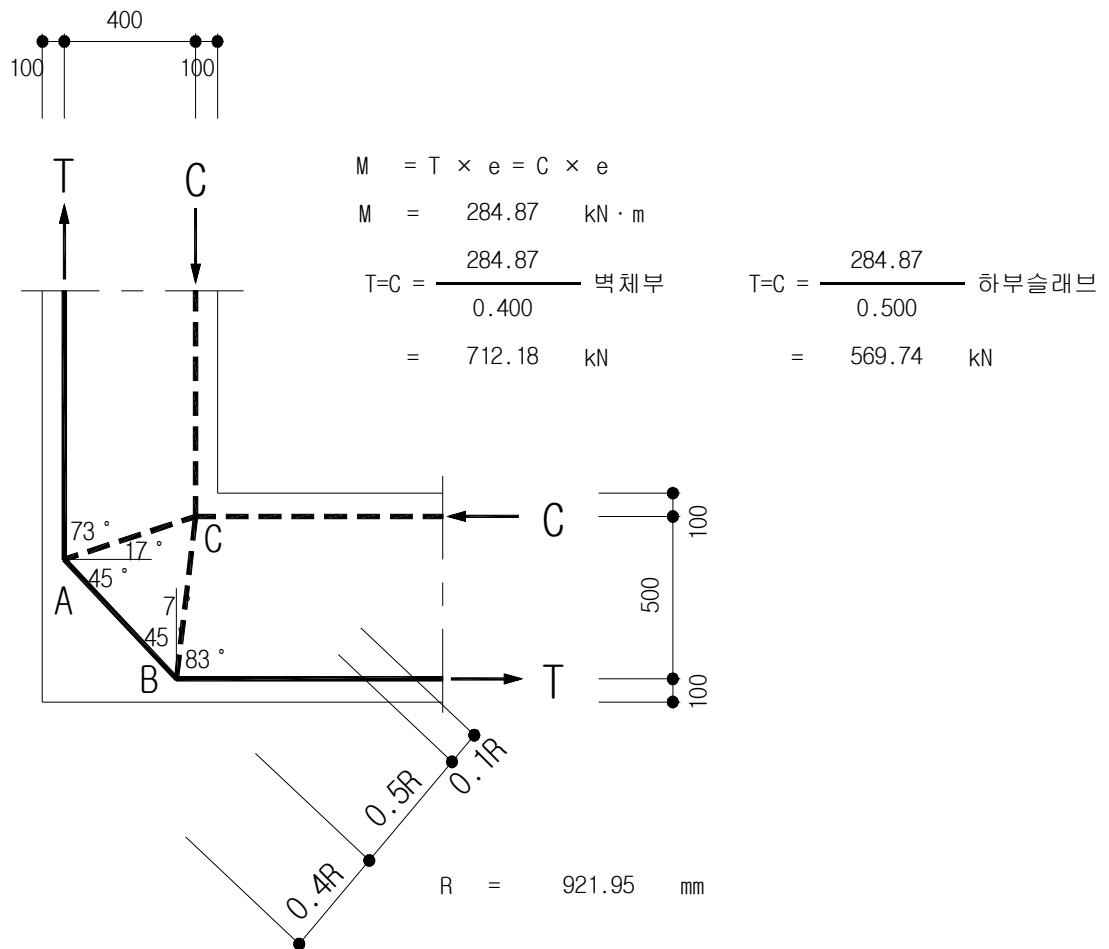
----- 우각부 보강철근 필요

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

$$\text{절점 A} \quad \cos 73^\circ \times \text{AC 부재} - \sin 45^\circ \times \text{AB 부재} = -712.18 \text{ kN} \quad \text{----- ①}$$

$$\cos 17^\circ \times \text{AC 부재} + \cos 45^\circ \times \text{AB 부재} = 0.00 \text{ kN} \quad \text{----- ②}$$

①와 ②식에 의하여

$$\text{AB 부재} = 771.35 \text{ kN} \quad (\text{인장부재})$$

$$\text{AC 부재} = -570.35 \text{ kN} \quad (\text{압축부재})$$

$$\text{절점 B} \quad \cos 45^\circ \times \text{AB 부재} + \cos 7^\circ \times \text{BC 부재} = 0.00 \text{ kN}$$

$$\text{BC 부재} = -549.52 \text{ kN} \quad (\text{압축부재})$$

▷ Strut-Tie의 보강철근 검토

$$\text{필요 } A_s = \frac{T}{\phi \cdot F_y} = \frac{771.35 \times 1000}{0.9 \times 400} = 2142.63 \text{ mm}^2$$

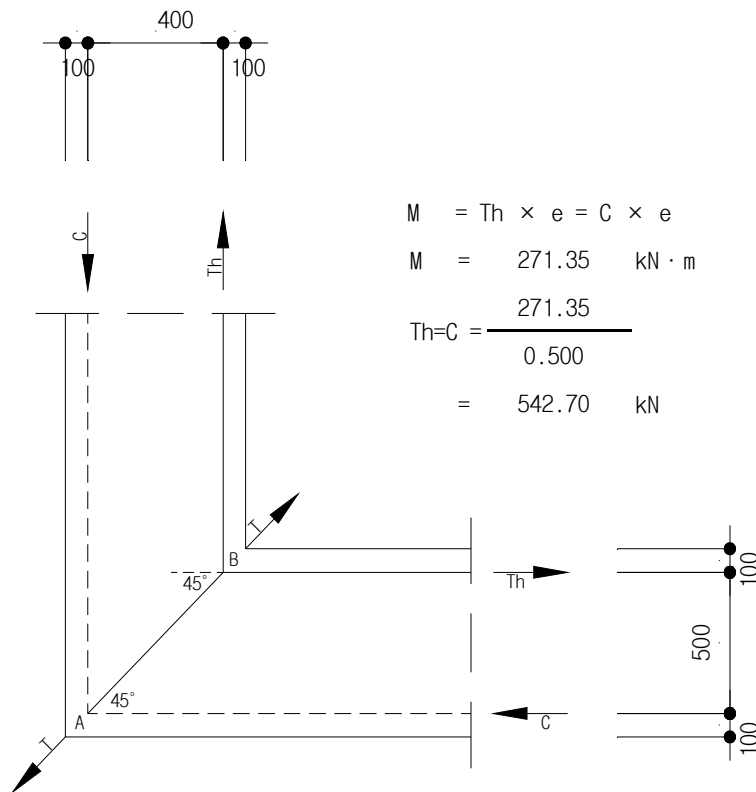
$$\text{사용 } A_s = \text{H25 @ 250} - 1 \text{ 단} = 2026.80 \text{ mm}^2$$

$$\text{주철근사용 } A_s/2 = 1548.40 \text{ mm}^2$$

$$\Sigma = 3575.20 \text{ mm}^2 > A_s \text{ req} \quad \therefore \text{O.K.}$$

4) 하부 슬래브 내측인장시 절점부 보강

- 내측인장



$$\text{필요 } A_s = \frac{T}{\phi \cdot F_y} = \frac{767.49 \times 1000}{0.9 \times 400.0} = 2131.93 \text{ mm}^2$$

$$\text{사용 } A_s = H22 @ 250 - 2EA = 3096.80 \text{ mm}^2 > A_s \text{ req} \text{ --- } \therefore \text{O.K.}$$

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

$$\begin{array}{rcll}
 \text{배력철근 최소 철근비 (Asreq)} & = & 1,000.0 \times 600.0 \times 0.25 & = 1500.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{사용철근 인장측 ; H 16 @ 150} & & & = 1324.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{압축측 ; H 16 @ 150} & & & = 1324.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \Sigma \text{ As} & = & & 2648.00 \text{ mm}^2
 \end{array}$$

$$\text{주철근 단면의 } 1/5 = 619.360 \text{ mm}^2$$

$$\text{따라서, As} = 2648.00 \text{ mm}^2 > \text{Asreq} = 1500.00 \text{ mm}^2 \quad \text{-----} \therefore \text{O.K.}$$

② 하부슬래브

$$\begin{array}{rcll}
 \text{배력철근 최소 철근비 (Asreq)} & = & 1,000.0 \times 700.0 \times 0.25 & = 1750.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{사용철근 인장측 ; H 16 @ 150} & & & = 1324.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{압축측 ; H 16 @ 150} & & & = 1324.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \Sigma \text{ As} & = & & 2648.00 \text{ mm}^2
 \end{array}$$

$$\text{주철근 단면의 } 1/5 = 810.720 \text{ mm}^2$$

$$\text{따라서, As} = 2648.00 \text{ mm}^2 > \text{Asreq} = 1750.00 \text{ mm}^2 \quad \text{-----} \therefore \text{O.K.}$$

③ 벽체

$$\begin{array}{rcll}
 \text{배력철근 최소 철근비 (Asreq)} & = & 1,000.0 \times 600.0 \times 0.30 & = 1800.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{사용철근 인장측 ; H 16 @ 150} & & & = 1324.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{압축측 ; H 16 @ 150} & & & = 1324.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \Sigma \text{ As} & = & & 2648.00 \text{ mm}^2
 \end{array}$$

$$\text{주철근 단면의 } 1/5 = 619.360 \text{ mm}^2$$

$$\text{따라서, As} = 2648.00 \text{ mm}^2 > \text{Asreq} = 1800.00 \text{ mm}^2 \quad \text{-----} \therefore \text{O.K.}$$

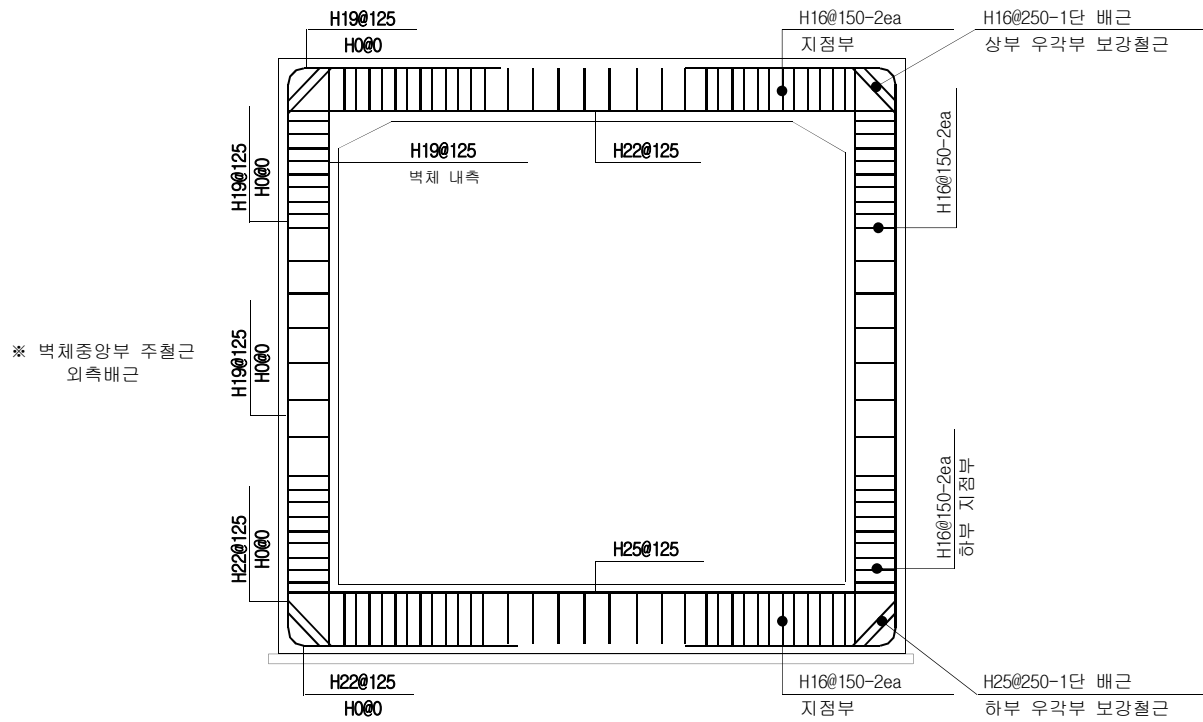
15. 기초지지력 검토

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 지정부 : H16, 인장축:150, 압축축:150
- 하부 지정부 : H16, 인장축:150, 압축축:150
- 벽체부 : H16, 인장축:150, 압축축:150

B(함)산운제3,4 - 날개벽

17. 날개벽 설계

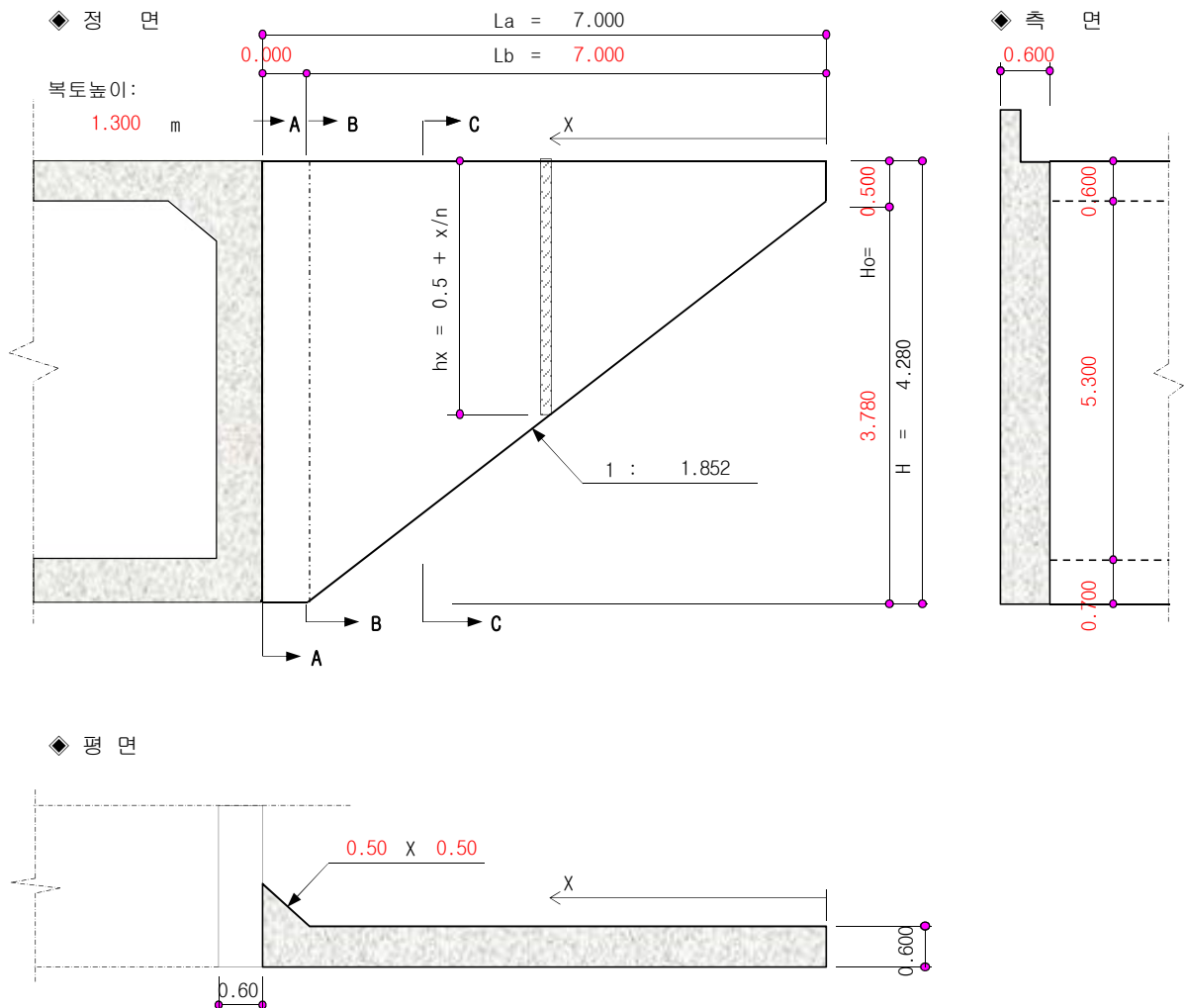
17.1 W1~W2

17.1.1 설 계 조 건

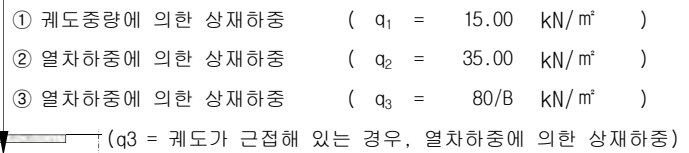
- ① 날개벽 형식 : 평 행 날 개 벽
- ② 단 위 중 량 : $\gamma_t = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- ③ 내부 마찰각 : $\phi = 35.0^\circ$
- ④ 토 압 계 수 : $K_o = (1 - \sin \phi) \times (1 + \sin \beta) = 0.634$
- ⑤ 면벽 기울기 : 1 : 1.852 (평균구배 적용)
- ⑥ 콘크리트 강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- ⑦ 철근 항복응력 : $f_y = 400 \text{ MPa}$

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)



- $B = 8.900 > 2.00 \therefore q_3 = 0.00$
- $D = 1.300 \times 1.8 = 2.340$

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 !!!

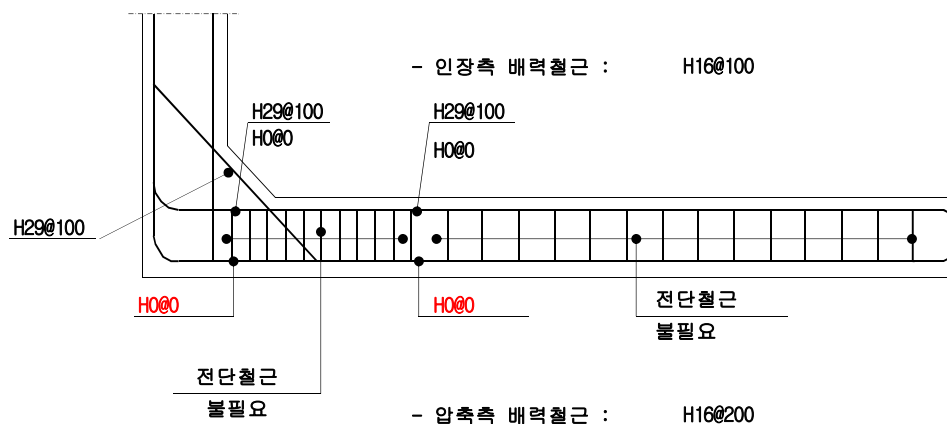
4) 균열 검토

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

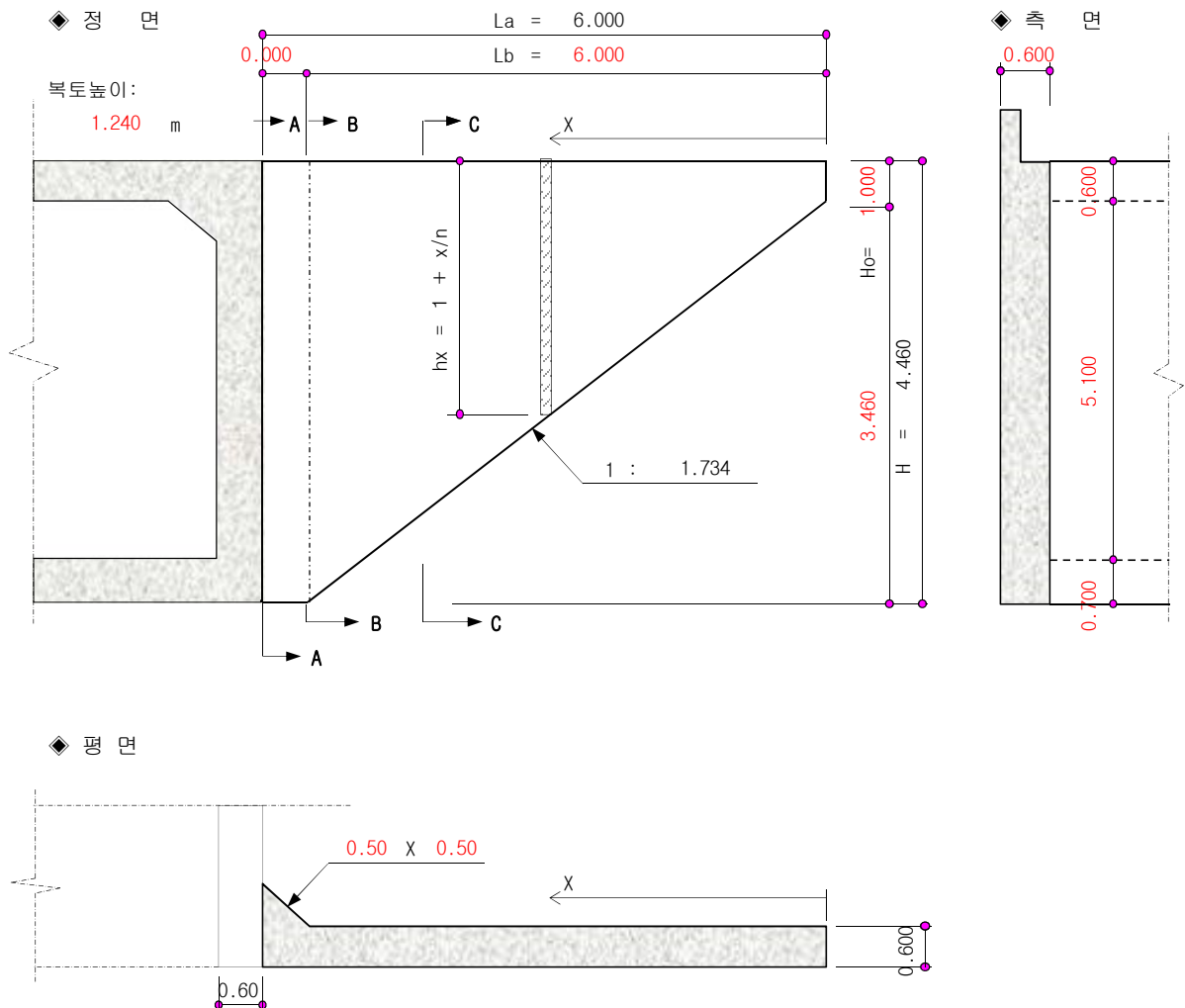
17.1 W1~W2

17.1.1 설 계 조 건

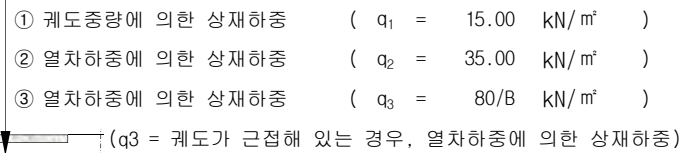
- ① 날개벽 형식 : 평 행 날 개 벽
- ② 단 위 중 량 : $\gamma_t = 20.0 \text{ kN/m}^3$
- ③ 내부 마찰각 : $\phi = 35.0^\circ$
- ④ 토 압 계 수 : $K_o = (1 - \sin \phi) \times (1 + \sin \beta) = 0.634$
- ⑤ 면벽 기울기 : 1 : 1.734 (평균구배 적용)
- ⑥ 콘크리트 강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- ⑦ 철근 항복응력 : $f_y = 400 \text{ MPa}$

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)



- $B = 9.125 > 2.00 \therefore q_3 = 0.00$
- $D = 1.240 \times 1.8 = 2.232$

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
- 중립축 비 : $k = -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.31417$ ($n = 7$)
- 철근 비 : $p = A_s / [b \cdot d]$
 $= 5139 \div (1000 \times 500) = 0.01028$
- 인장철근의 간격 검토

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

$$sa1 = 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c$$

$$= 375 \times (210 / 214.5) - 2.5 \times 86 = 153.4 \text{ mm}$$

$$sa2 = 300 \times (210 / f_s)$$

$$= 300 \times (210 / 214.5) = 293.7 \text{ mm}$$

$$sa = \text{Min} (153.4, 293.7) = 153.4 \text{ mm}$$

$$s = 125 \text{ mm} < sa = 153.4 \text{ mm} \quad \text{= OK =}$$

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 !!!

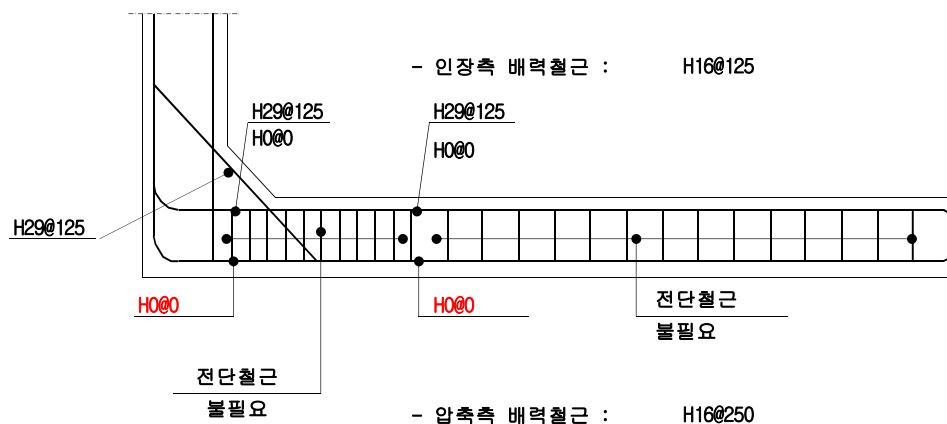
4) 균열 검토

- 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

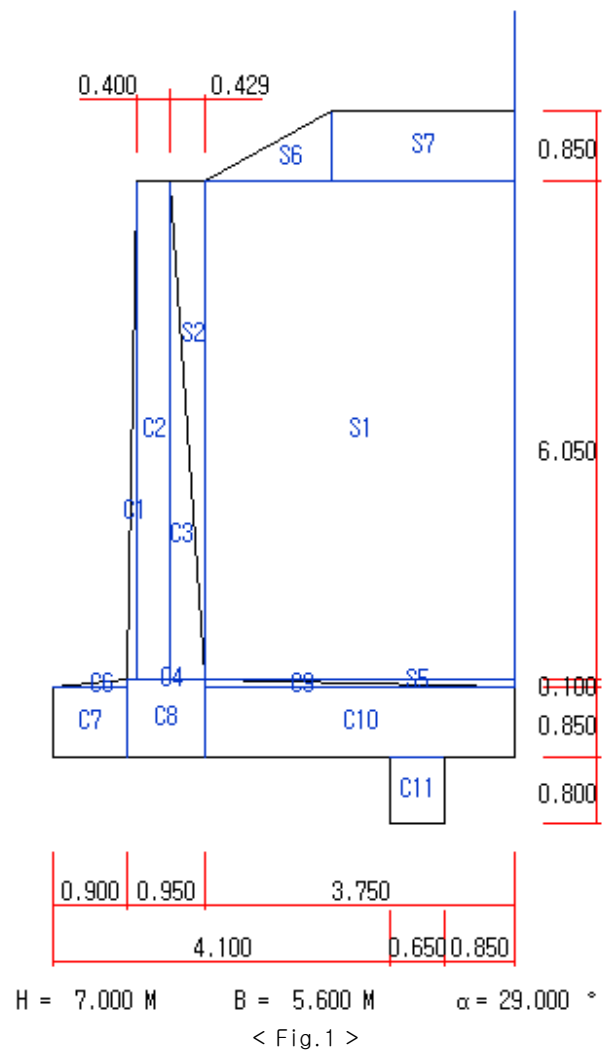
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

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

$\alpha = 65.00$ ° 일때.. $K_a = 0.4867$
 $\alpha = 64.50$ ° 일때.. $K_a = 0.4883$
 $\alpha = 64.00$ ° 일때.. $K_a = 0.4895$
 $\alpha = 63.50$ ° 일때.. $K_a = 0.4906$
 $\alpha = 63.00$ ° 일때.. $K_a = 0.4914$
 $\alpha = 62.50$ ° 일때.. $K_a = 0.4920$
 $\alpha = 62.00$ ° 일때.. $K_a = 0.4923$

▷ $\alpha = 61.50$ ° 일때.. $K_a = 0.4925$ 최대값

$\alpha = 61.00$ ° 일때.. $K_a = 0.4923$
 $\alpha = 60.50$ ° 일때.. $K_a = 0.4920$
 $\alpha = 60.00$ ° 일때.. $K_a = 0.4914$
 $\alpha = 59.50$ ° 일때.. $K_a = 0.4906$
 $\alpha = 59.00$ ° 일때.. $K_a = 0.4895$
 $\alpha = 58.50$ ° 일때.. $K_a = 0.4883$
 $\alpha = 58.00$ ° 일때.. $K_a = 0.4867$

∴ $K_a = 0.492$ (쌓기중량 $W = 530.964$ 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 Terzaghi식을 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

$$\begin{aligned} S.F &= \sum H_r / \sum H = 843.860 / 288.290 \\ &= 2.927 \geq 1.5 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} S.F &= \sum H_r / \sum H = 724.378 / 287.809 \\ &= 2.517 \geq 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\alpha &= 60.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4876 \\ \alpha &= 59.50^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4889 \\ \alpha &= 59.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4900 \\ \alpha &= 58.50^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4909 \\ \alpha &= 58.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4916 \\ \alpha &= 57.50^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4921 \\ \alpha &= 57.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4924\end{aligned}$$

$$\triangleright \alpha = 56.50^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4925 \text{ 최대값}$$

$$\begin{aligned}\alpha &= 56.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4924 \\ \alpha &= 55.50^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4921 \\ \alpha &= 55.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4915 \\ \alpha &= 54.50^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4908 \\ \alpha &= 54.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4899 \\ \alpha &= 53.50^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4887 \\ \alpha &= 53.00^\circ \text{ 일때 } \dots K_{ae} = 0.4873\end{aligned}$$

$$\therefore K_{ae} = 0.492 \quad (\text{뺏기중량 } W_e = W/\cos(\Theta) = 345.072 \text{ KN})$$

$$K_{aeh} = 0.492 \times \cos 4.056^\circ = 0.491$$

$$K_{aev} = 0.492 \times \sin 4.056^\circ = 0.035$$

(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)

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.491 \times 19.0 \times 3.025^2 = 42.706 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 3.025 / 2 = 1.513 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 42.706 \times 1.513 = 64.593 \text{ KN.m}$$

(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	K_h	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)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 71.180 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00093 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.108 & j &= 0.964 \\ x &= k \cdot d = 91.826 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 1.892 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 109.352 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 109.352 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 490.15 \text{ mm} \end{aligned}$$

...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 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 30.376 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1936.454 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 30.376 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{\text{req}} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00228 \Rightarrow 4/3 P_{\text{req}} = 0.00304 \\ \text{철근비검토 } P_{\min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 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