

하 리 터 널

- 량기(현)277km200.00
- 토 피(FH) = 3.340 m
- 지반 조건 : 연암
- 구조형식 : 지중 1 련
(내공 : 7.270m × 10.5m, 사각 : 0°)

1. 설 계 조 건

1) 구조형식

- 지중 1 련 박스 (내공 : 7.268m × 10.5m, 사각 : 0°)

2) 재료 중량

- 철근콘크리트 (ω_c) = 24.50 kN/m³
- 포 장 (γ_{asp}) = 23.00 kN/m³
- 지 하 수 (γ_w) = 10.00 kN/m³

3) 사용재료의 강도

- 콘크리트 강도 (f_{ck}) = 30 MPa
- 콘크리트 탄성계수 (E_c) = 28,600 MPa
- 철근(SD400) (f_y) = 400 MPa
- 철근의 탄성계수 (E_s) = 200,000 MPa

4) 토압계산에 사용되는 흙의 단위중량

: 입도배합이 양호한 모래, 자갈, 경암 및 일반적인 모래

- 일 반 (γ_t) = 19.0 kN/m³

5) 지진계수

- 내진등급 : I 등급 (위험도 계수 : 1.400)
- 지진구역 : II 구역 (지진구역계수 : 0.110)

- 6) 과재하중 = 10.000 kN/m²

7) 토 사

- 흙의 습윤 단위중량 (γ_t) = 19.0 kN/m³
- 흙의 수중 단위중량 (γ_{sub}) = 10.0 kN/m³
- 흙의 내부마찰각 (ϕ) = 30.0
- 정지토압계수 (K_0) = 0.500

8) 설계방법

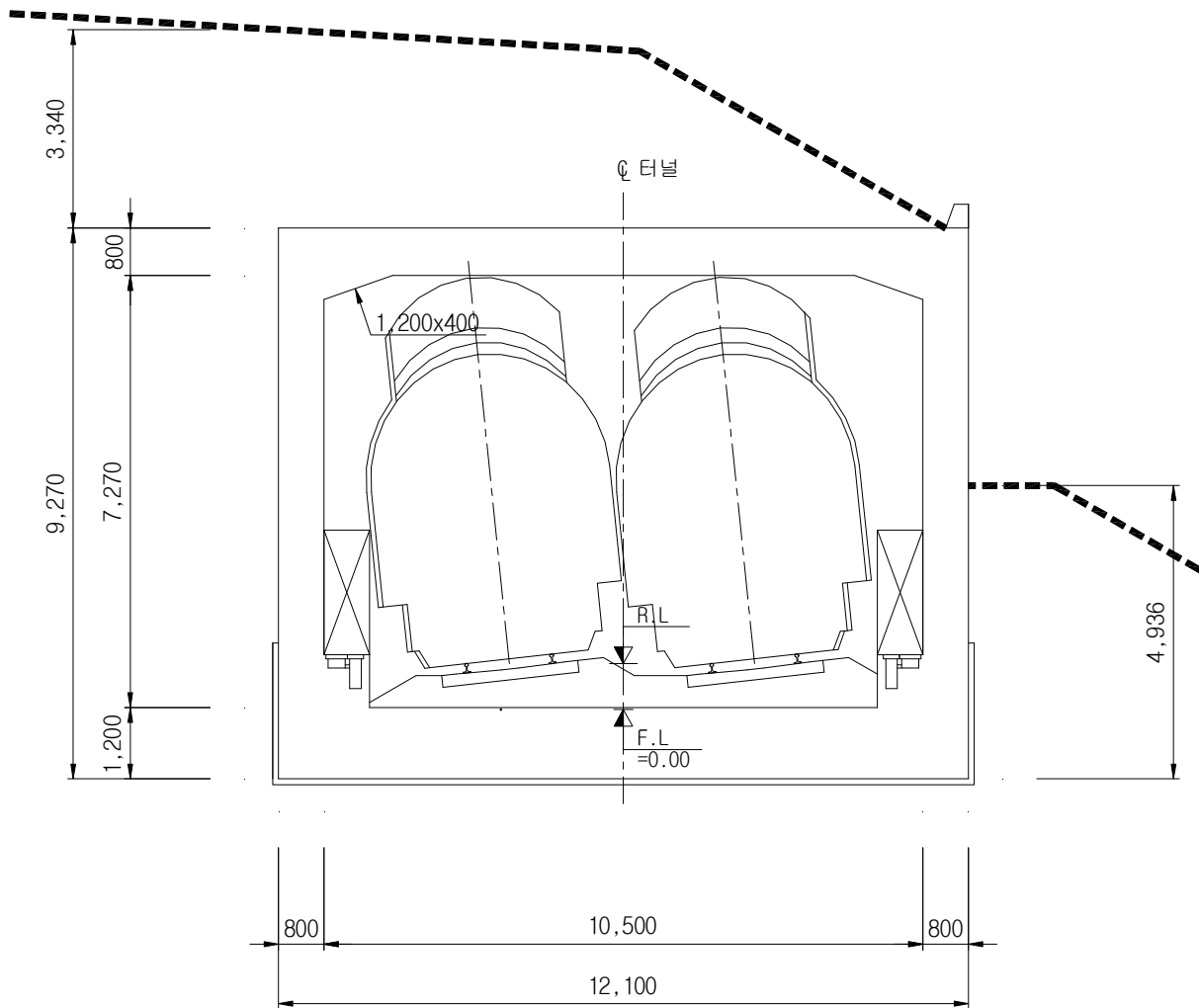
- 강도설계법 : 부재의 단면검토 (슬래브, 벽체)
- 허용응력 설계법 : 사용성 검토 (균열, 절점부보강 등)

- 9) 사용프로그램 : MIDAS CIVIL

10) 참고문헌

- 콘크리트 구조기준.해설 : 한국콘크리트학회(2012)
- 철도설계기준(노반편) : 국토교통부(2013)

2. 단 면 가 정



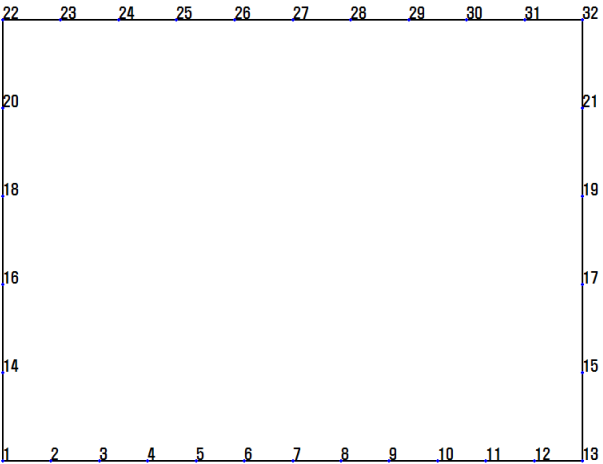
3. 해석모델 및 단면제원

1) Modeling

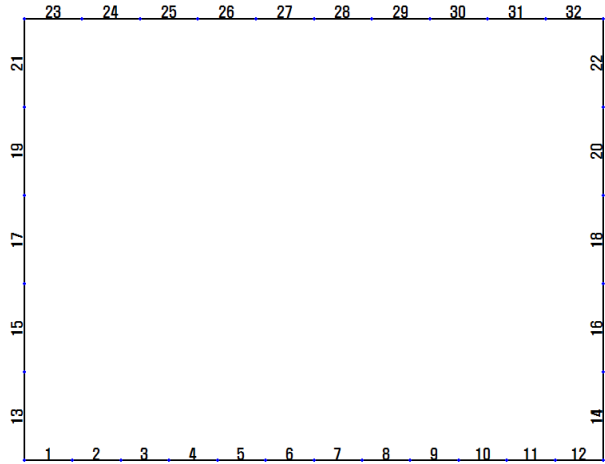
본 구조물과 같은 지하 박스는 종방향으로 동일한 패턴이 반복·지속되므로 평면 해석이 가능하다. 따라서 구조해석용 프로그램인 MIDAS를 이용하여 2차원 보요소를 사용하여 구조해석을 수행하도록 한다. 해석 모델에서 하부슬래브와 지반이 접하는 부분은 스프링으로 모델링을 하였는데, 지반반력 스프링의 특성이 압축에만 저항하고 인장에는 저항하지 못하기 때문에 이를 해석에서 반영하기 위하여 압축에만 저항하는 특성을 이용하여 모형화 하였다.

이와같은 모형화 기법은 하부슬래브의 지지반을 탄성체로 보고 해석하기 위한 것으로, 그 이론적 근거는 BEF(Beams on Elastic Foundation) Analogy에 바탕을 두고 있다.

① 절점삽도



② 부재삽도



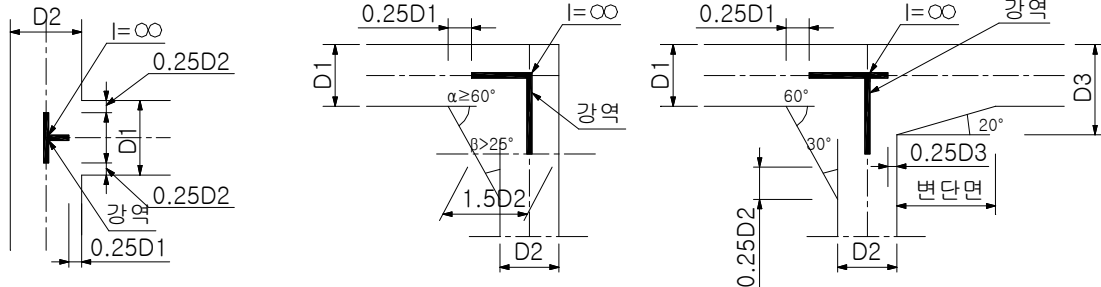
2) 절점 좌표

절점번호	X	Z	절점번호	X	Z
1	0.000	0.000	17	11.300	3.307
2	0.942	0.000	18	0.000	4.961
3	1.883	0.000	19	11.300	4.961
4	2.825	0.000	20	0.000	6.615
5	3.767	0.000	21	11.300	6.615
6	4.709	0.000	22	0.000	8.268
7	5.650	0.000	23	1.130	8.268
8	6.592	0.000	24	2.260	8.268
9	7.534	0.000	25	3.390	8.268
10	8.475	0.000	26	4.520	8.268
11	9.417	0.000	27	5.650	8.268
12	10.359	0.000	28	6.780	8.268
13	11.300	0.000	29	7.910	8.268
14	0.000	1.654	30	9.040	8.268
15	11.300	1.654	31	10.170	8.268
16	0.000	3.307	32	11.300	8.268

3) 단면 제원

NO	A (m ²)	I (m ⁴)	부재
1	0.800 × 1.000 = 0.800	0.04267	13 ~ 32
2	1.200 × 1.000 = 1.200	0.14400	1 ~ 12

4) 강역설정



(가) 등단면의 경우

(나) 변단면의 경우(1)

(다) 변단면의 경우(2)

∴ B = 현차폭 (mm), H = 현차높이 (mm)

(1) 상부 슬래브 단부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D3 = 800 / 2 - 0.25 \times 1200 = 100 \text{ mm}$$

(2) 벽체 상단

$$D1 / 2 + H - 0.25 \times D1 = (800 / 2 + 400) - 0.25 \times 800 = 600 \text{ mm}$$

(3) 하부 슬래브 단부

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 800 / 2 - 0.25 \times 1200 = 100 \text{ mm}$$

(4) 벽체 하단

$$D2 / 2 - 0.25 \times D1 = 1200 / 2 - 0.25 \times 800 = 400 \text{ mm}$$

5) 연직방향 지반반력계수 (Kv)

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$\text{여기서, } K_{v0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0$$

E₀ : 지반탄성계수 (kN/m²)

$$\alpha = 4 \quad (\text{상시})$$

$$E_0 = 2,400,000 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{지반조사 보고서, 연암})$$

$$B_v = \sqrt{(B \times B)} = \sqrt{(12.100 \times 12.100)} = 12.10 \text{ m}$$

$$K_{v0} = 1 / 0.3 \times 4 \times 2,400,000 = 32,000,000 \text{ kN/m}^3$$

$$K_{B \times B} = 32,000,000 \times (12.100 / 0.3)^{-3/4} = 1,999,410 \text{ kN/m}^3$$

$$K_v = 0.67 K_{B \times B} = 0.67 \times 2,701,638 = 1,339,605 \text{ kN/m}^3$$

지반반력계수	계산식	해당 절점
Kv1	$K_v \times (0.800/2 + 0.9417/2) = 1,741,186 \text{ kN/m}$	1, 23
Kv2	$K_v \times 0.9417 = 1,261,506 \text{ kN/m}$	2 ~ 22

4. 하 중 계 산

1) 구체자중(D) - 프로그램내에서 자동계산

2) 고정하중(D)

① 고정하중

- 공동구 및 도상 하중 : $0.888 \times 23.00 = 20.424 \text{ kN/m}^2$
- 상부 토사 : $3.340 \times 19.00 = 63.460 \text{ kN/m}^2$

3) 수평토압_상시(Hh)

$$\begin{aligned}
 K_o &= 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = 0.5000 \\
 W_{h1} &= 0.500 \times 19.00 \times 3.340 = 31.730 \text{ kN/m}^2 \\
 W_{h2} &= 31.730 + 0.500 \times 19.00 \times 8.268 = 110.276 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

4) 과재하중(Hv)

- 복토 상면에 과재하중 재하 $\therefore \text{Total WI1} = 10.000 \text{ kN/m}^2$
- 과재하중에 의한 수평토압 $WI2 = 0.500 \times 10.000 = 5.000 \text{ kN/m}^2$

5) 관성력(E)

- 구조물의 영구 변위를 허용하지 않는 것으로 간주하여 수평지진계수(kh)는 1.0A 적용
- 지진구역계수 : 0.110 - 위험도 계수 : 1.400
- $\therefore$ 수평지진계수 $k_h = 0.154$
- 상부 슬래브 : $0.800 \times 24.50 \times 0.154 = 3.018 \text{ kN/m}^2$
- 벽 체 : $0.800 \times 24.50 \times 0.154 = 3.018 \text{ kN/m}^2$
- 하부 슬래브 : $1.200 \times 24.50 \times 0.154 = 4.528 \text{ kN/m}^2$
- 공동구 및 도상 : $0.888 \times 23.00 \times 0.154 = 3.145 \text{ kN/m}^2$
- 상부 토사 : $3.340 \times 19.00 \times 0.154 = 9.773 \text{ kN/m}^2$

6) 수평토압_지진시(E)

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

$$\phi (\text{뒷채움흙의 내부마찰각}) = 30.00^\circ \quad \beta (\text{벽배면과 연직면이 이루는 각}) = 0.00^\circ$$

$$i (\text{지표면과 수평면이 이루는 각}) : 3.28^\circ \quad \delta (\text{벽배면과 흙 사이의 벽면 마찰각}) : 0.00^\circ$$

$$\theta : \tan^{-1} [K_h / (1 - K_v)] = 8.755^\circ$$

$$\begin{aligned}
 K_E &= \frac{\cos^2 21.25}{\cos 8.75 \times \cos^2 0.00 \times \cos 8.75 \times [1 + \sqrt{\{(\sin 30.00 \times \sin 17.97) / (\cos 8.75 \times \cos 3.28)\}}]^2} \\
 &= 0.4567
 \end{aligned}$$

$$K_{EH} = K_E \times \cos \delta = 0.4567 \times \cos 0.00 = 0.4567$$

$$W_{e1} = 0.4567 \times (19.00 \times 3.340 + 10.000) = 33.549 \text{ kN/m}^2$$

$$W_{e2} = 33.549 + 0.4567 \times 19.00 \times 8.268 = 105.293 \text{ kN/m}^2$$

$$P_e = (33.549 + 105.293) / 2 \times 8.268 = 573.974 \text{ kN/m}$$

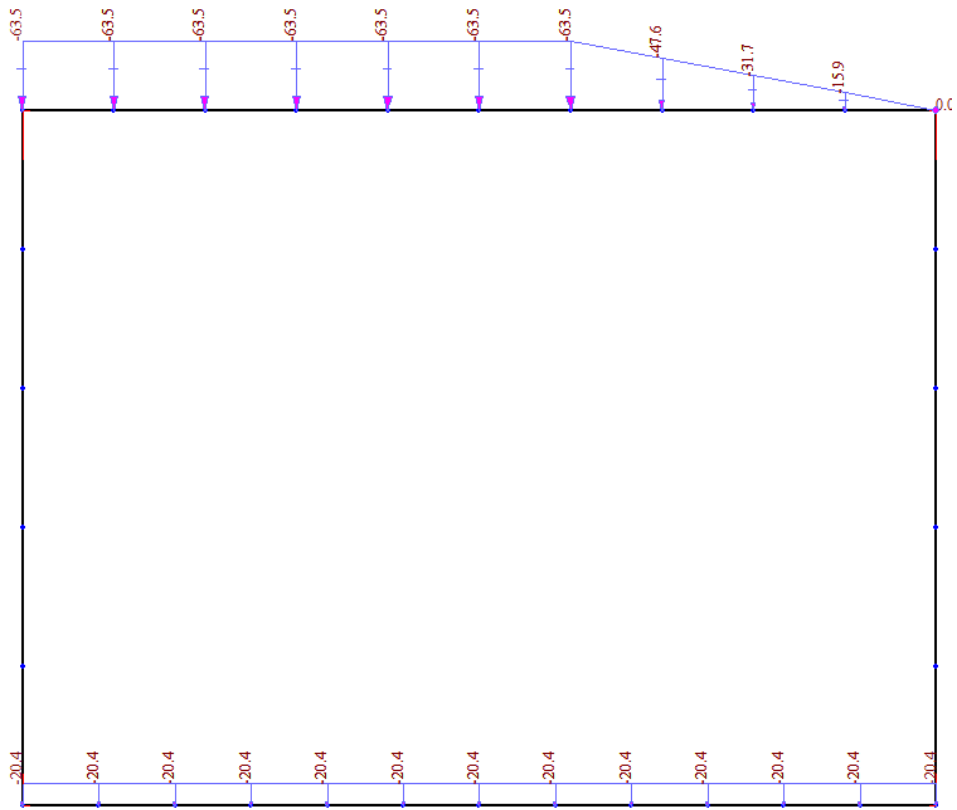
토압이 균등하게 분포되어 있는 것으로 가정하여 벽체 전 높이에 걸쳐 등분포 재하

$$W_e = 574.117 / 8.268 = 69.421 \text{ kN/m}^2$$

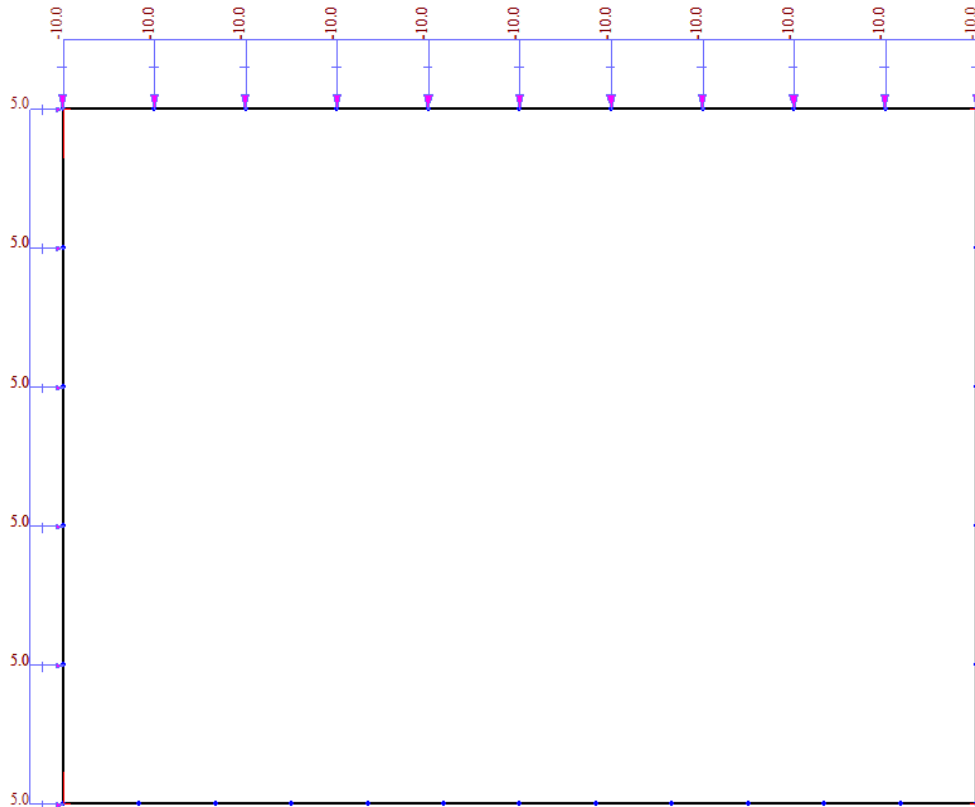
5. 하중 재하도 및 하중 조합

5.1 하중 재하도

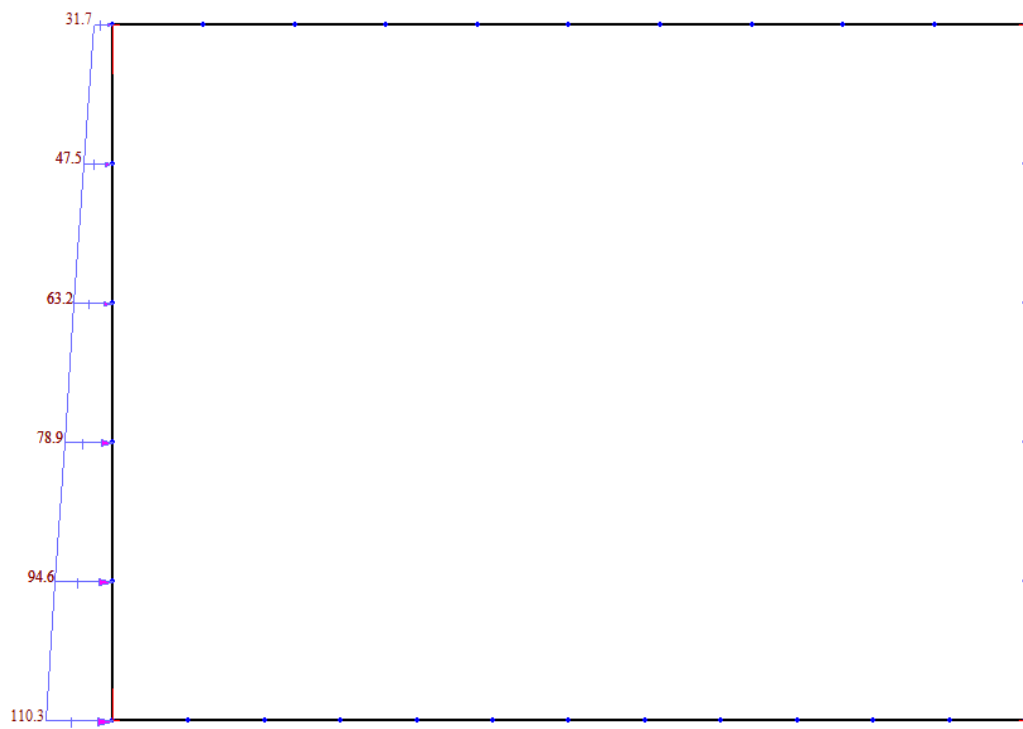
1) CASE1 - 고정하중(D)



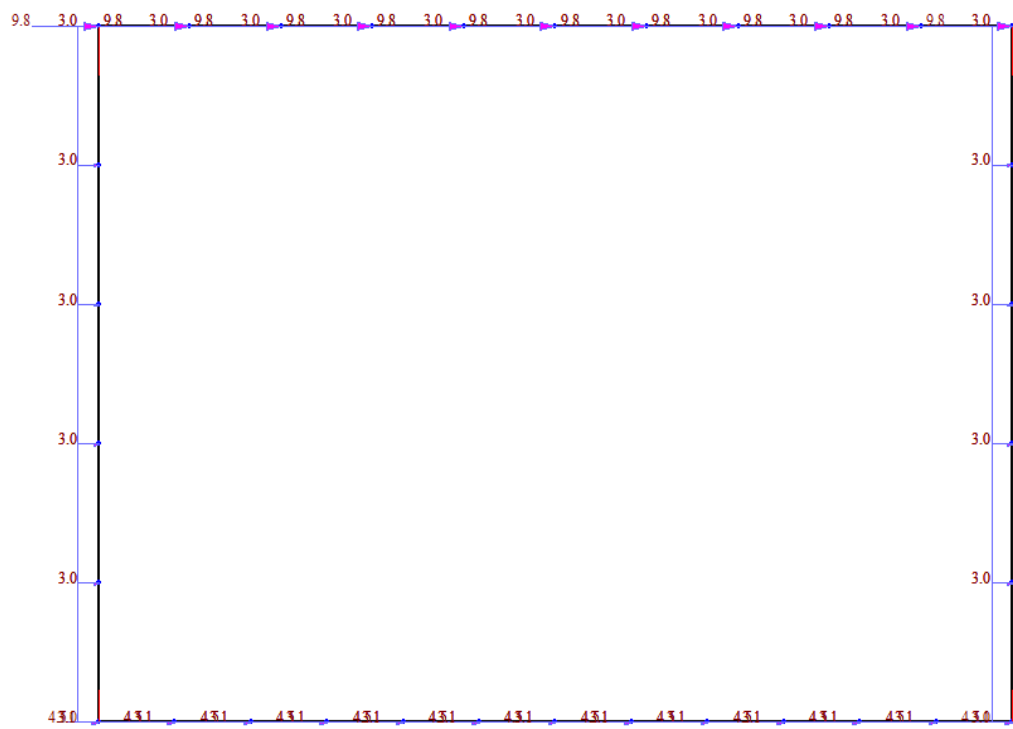
2) CASE2 -과재하중(Hv)



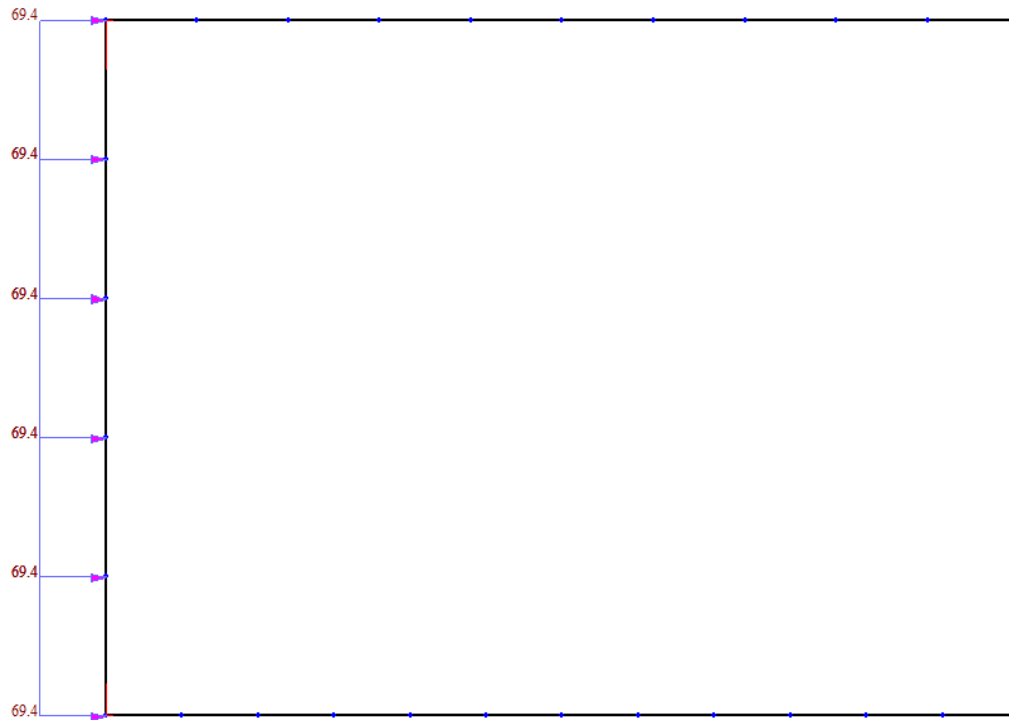
3) CASE3 - 수평토압_상시(Hh)



4) CASE4 - 지진력_관성력(E)



5) CASE5 - 수평 토압_지진시(E)



5.2 하중 조합

1) 계수하중

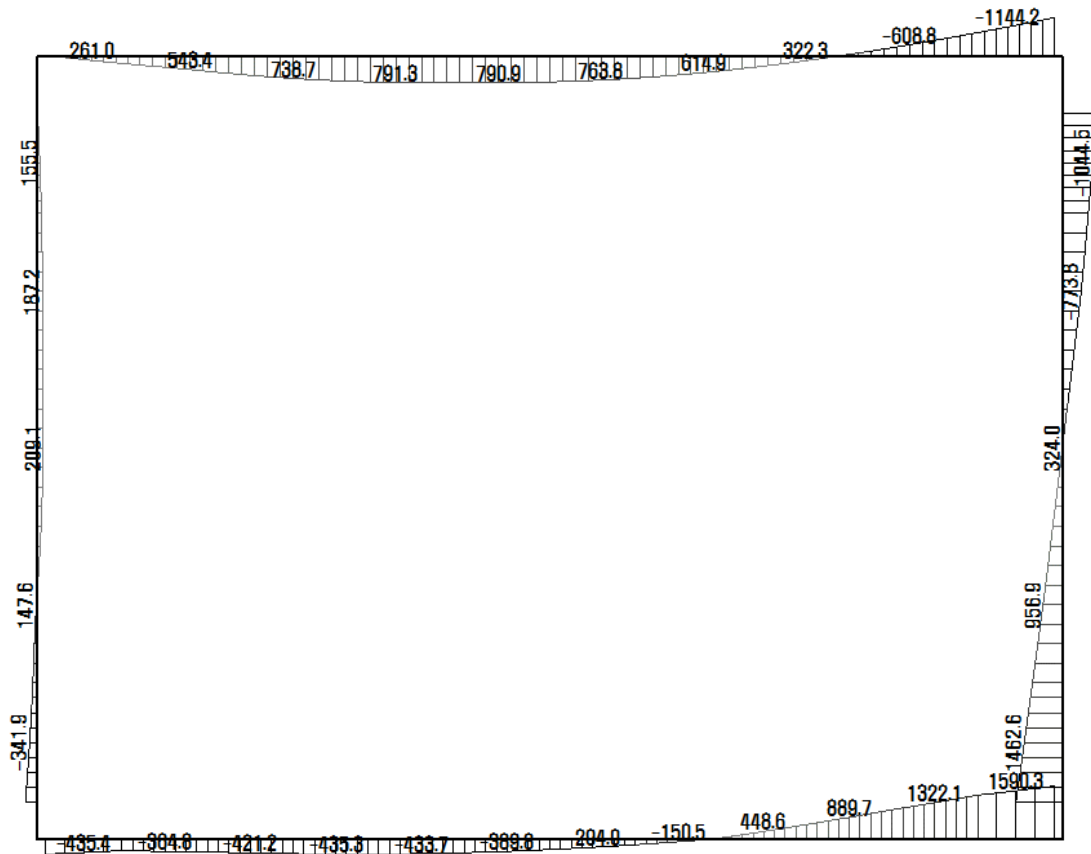
구 분	D	Hv	Hh	E
LC1	1.200	1.600	1.600	
LC2	1.200	1.600	0.800	
LC3	1.200	1.200		1.000
LC4	0.900	0.900		1.000

2) 사용하중

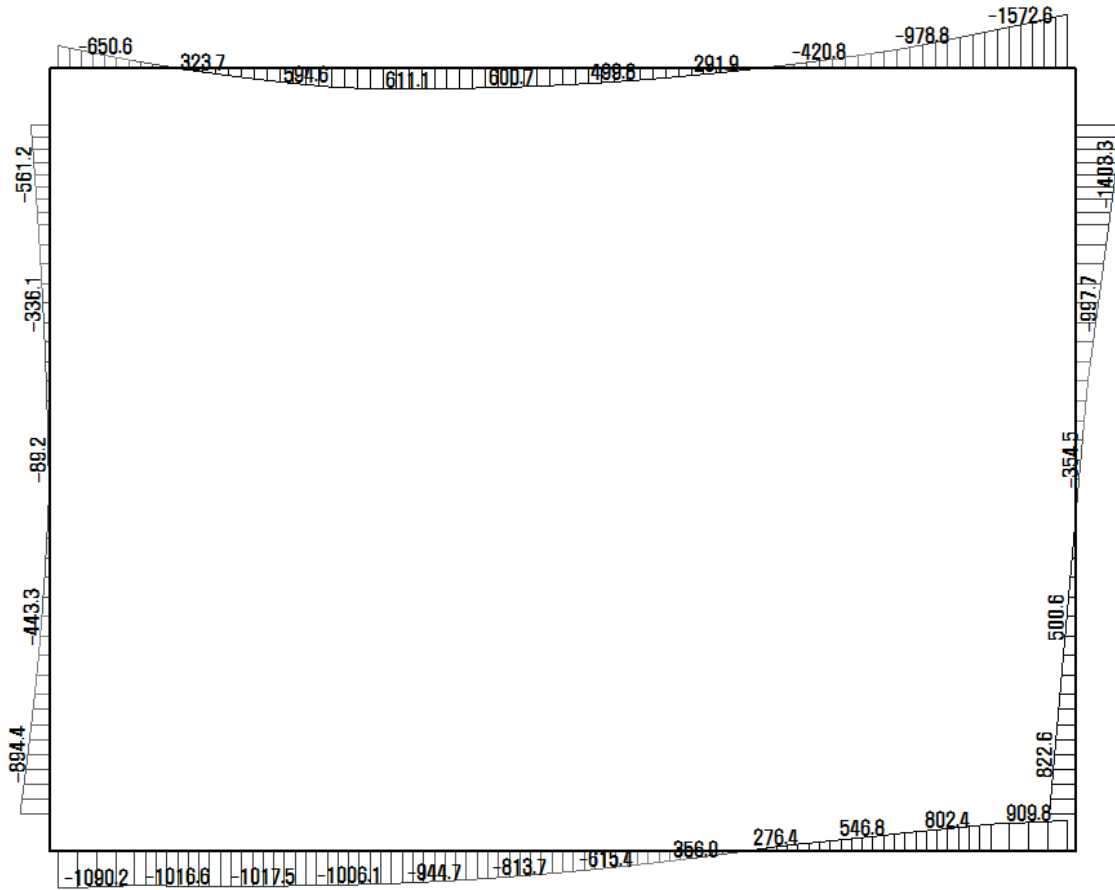
구 분	D	Hv	Hh	
LC1	1.000	1.000	1.000	
LC2	1.000	1.000	0.500	

6. 단면력정리

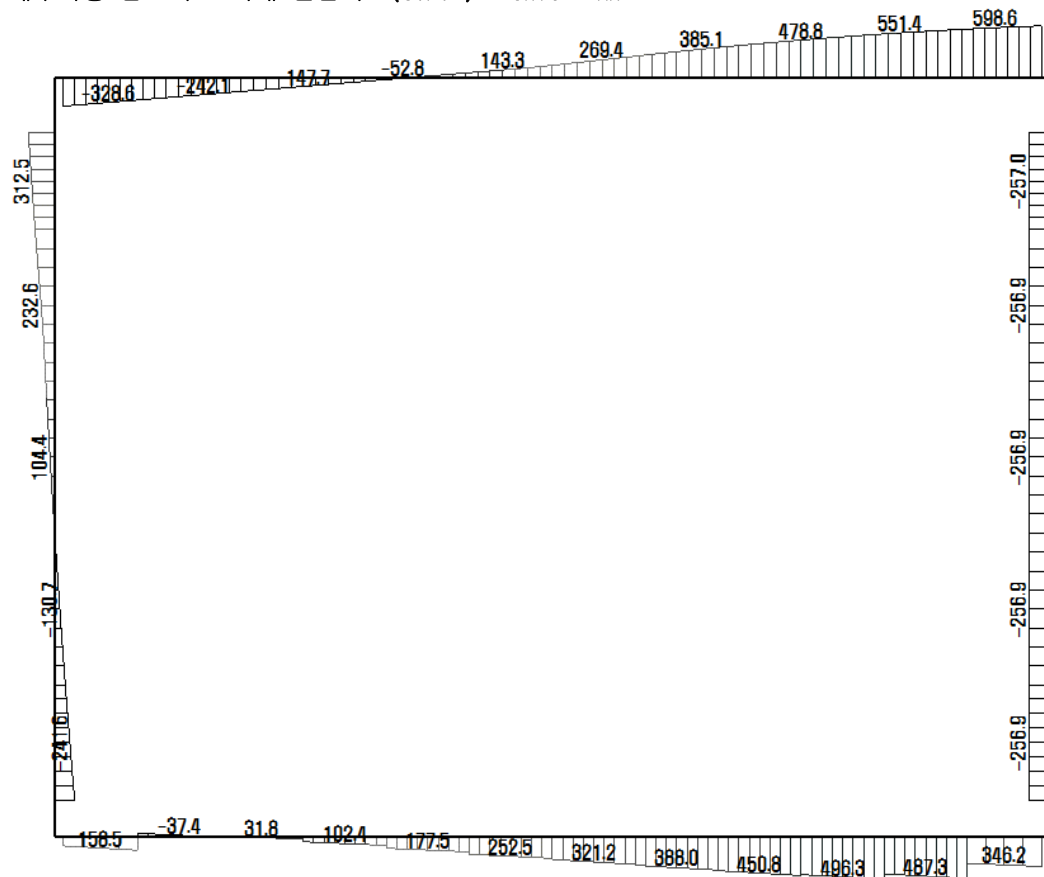
1) 계수하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



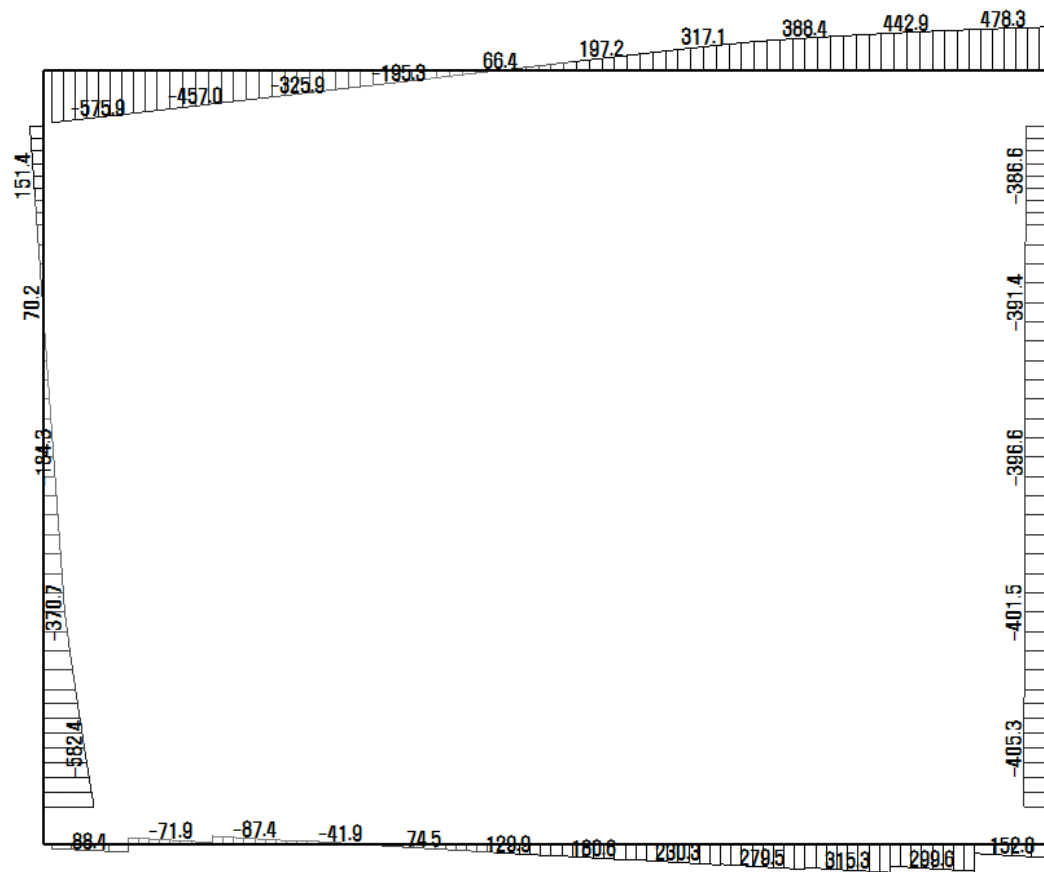
2) 계수하중 검토시 : 최소 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



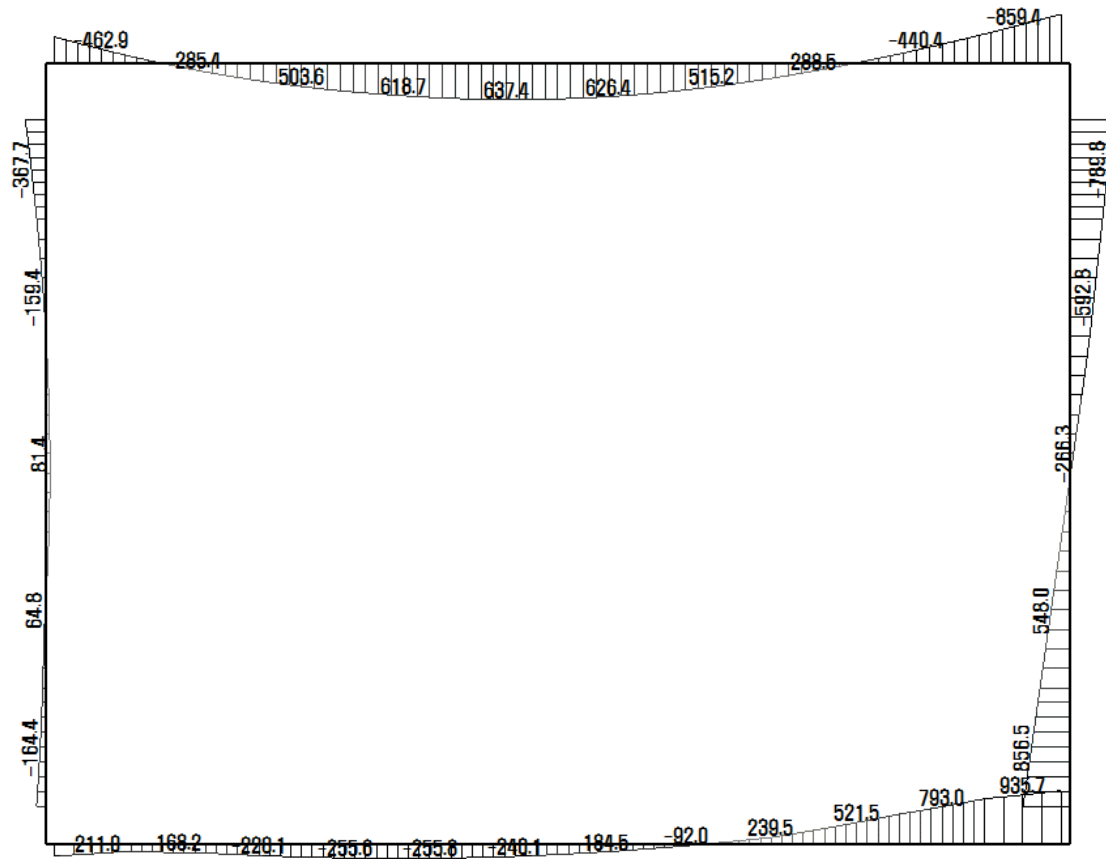
3) 계수하중 검토시 : 최대 전단력도(S.F.D) - Unit : kN



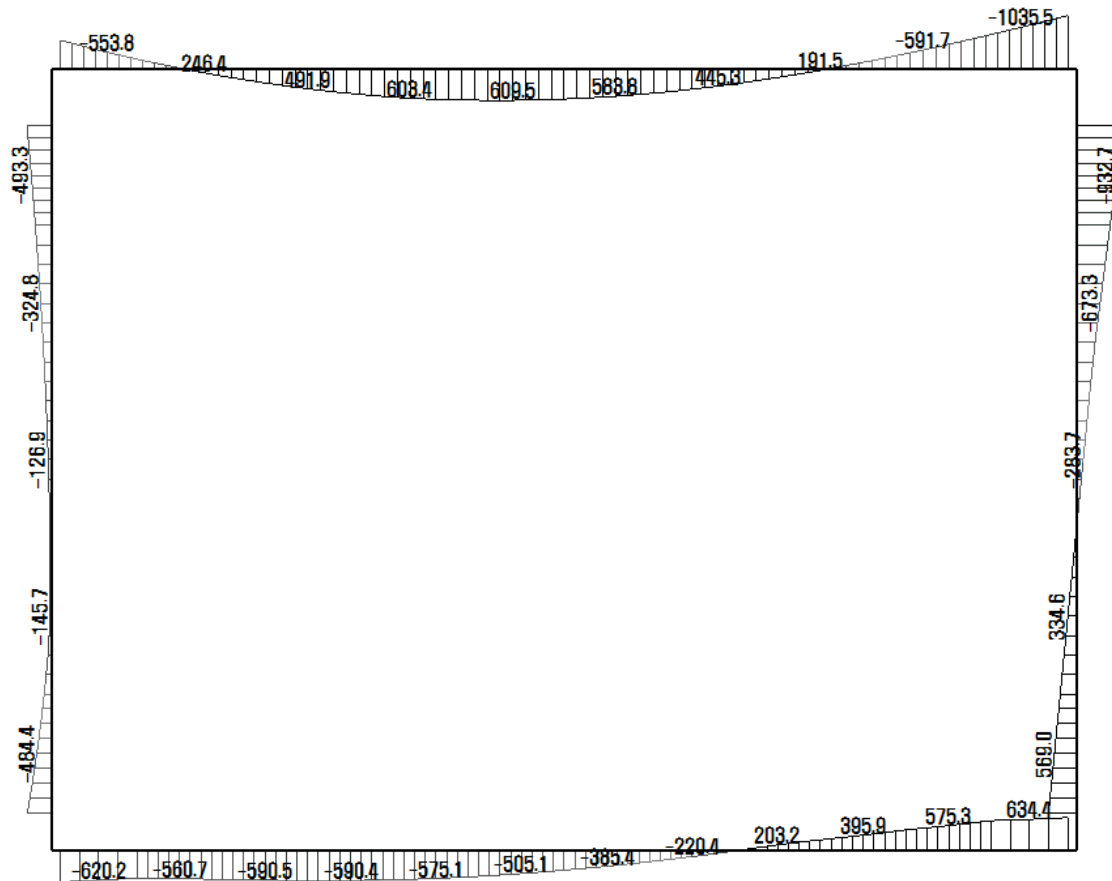
4) 계수하중 검토시 : 최소 전단력도(S.F.D) - Unit : kN



5) 사용하중 검토시 : 최대 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



6) 사용하중 검토시 : 최소 휨 모멘트도(B.M.D - Unit : kN.m)



7) 설계단면력 정리

구분	위 치			계수하중		사용하중 모멘트	B	H	비고
				모멘트	전단력				
				kN.m	kN	kN.m	mm	mm	
상부 슬래브	1 경 간	좌측	1	-640.93	578.47	-548.01	1000.00	1200.00	
		중앙부	2	830.72	474.57	650.96	1000.00	800.00	
		우측	3	-1503.65	594.29	-989.29	1000.00	1200.00	
하부 슬래브	1 경 간	좌측	4	-1344.05	718.60	-776.89	1000.00	1200.00	
		중앙부	5	793.06	318.96	425.83	1000.00	1200.00	
		우측	6	1350.78	375.28	776.59	1000.00	1200.00	
좌측 벽체	1 층	상부	7	-563.27	272.36	-494.80	1000.00	800.00	
		중앙부	8	-655.20	411.07	-338.85	1000.00	800.00	
		하부	9	-1150.59	622.76	-665.90	1000.00	800.00	
우측 벽체	1 층	상부	10	-1356.55	348.61	-901.65	1000.00	800.00	
		중앙부	11	-990.91	363.58	-669.06	1000.00	800.00	
		하부	12	1233.83	367.37	702.75	1000.00	800.00	

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$\begin{aligned}
 n &= E_s / E_c = 200,000 / 28,600 &= 7 \\
 (n A_s) / b &= 7 \times 6,354 / 1,000.0 &= 44.5 \text{ mm} \\
 x &= -44.5 + 44.5 \times \sqrt{(1 + 2 \times 1,100.0 / 44.5)} &= 271.5 \text{ mm} \\
 I_{cr} &= 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 &= 37,201,202,681 \text{ mm}^4 \\
 f_s &= n M_s (h-x-dc) / I_{cr} \\
 &= 7 \times 989,290,000 \times (1,200 - 271.5 - 100.0) / 37,201,202,681 &= 154.2 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

② 허용 철근간격 검토

$$\begin{aligned}
 k_{cr} &: \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210 \\
 s_1 &= 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 \text{ cc} &= 300.5 \text{ mm} \\
 s_2 &= 300 (k_{cr} / f_s) &= 408.6 \text{ mm} \\
 \text{Min.}[s_1, s_2] &= \text{Min.}[300.5, 408.6] &= 300.5 \text{ mm} \\
 &> s &= 125.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) 전단강도 설계

$$\begin{aligned}
 - \text{극한 전단력} &594.29 \text{ kN} &- \text{단면높이} &1200.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\phi V_c = \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 1,100.0 = 803.33 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}$$

7.2 상부 슬래브-정모멘트

1) 설계 조건

$$\begin{aligned}
 - \text{콘크리트 설계기준강도} &30 \text{ MPa} &- \text{단 면 폭} &1,000.0 \text{ mm} \\
 - \text{철 근 의 항 복 강 도} &400 \text{ MPa} &- \text{철근뒹개} &100.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2) 휨강도 설계

$$\begin{aligned}
 - \text{극한 휨모멘트} &830.72 \text{ kN.m} &- \text{단면높이} &800.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

① 휨모멘트에 의한 소요철근량

$$\frac{\phi \cdot f_y^2}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - \phi \cdot f_y \cdot d \cdot A_s + M_u = 0$$

$$2.667 A_s^2 - 238,000.00 A_s + 830,720,000 = 0$$

이차방정식을 풀면

$$A_{s,o} = 3,639 \text{ mm}^2$$

② 철근량 선정 및 휨강도 검토

구분	직경	개수	뒹개
1st	H29	4.00	100
2nd	H29	4.00	100

$$\text{철근 단면적 } A_s = 5,139 \text{ mm}^2$$

$$\text{철 근 뒹 개 } dz = 100.0 \text{ mm}$$

단면의 유효깊이

$$d = H - dz = 800.0 - 100.0 = 700.0 \text{ mm}$$

등가직사각형의 깊이

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (5,139 \times 400) / (0.85 \times 30 \times 1,000.0) = 80.6 \text{ mm}$$

$$\beta 1 = \text{Max}[0.85 - 0.007 \times (30 - 28), 0.65] = 0.836$$

$$c = a / \beta 1 = 80.6 / 0.836 = 96.4 \text{ mm}$$

최소 허용변형을 검토

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \cdot (h-dc-c)/c = 0.003 \times (800.0 - 100.0 - 96.4)/96.4 = 0.0188$$

$$> \epsilon_{s,allow} = 0.004 \quad \therefore 0.K$$

최소 철근량 검토

$$A_{s,min} = \text{Max.}(1.4/f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y}) b d$$

$$= \text{Max.}(1.4/400, 0.25 \times \sqrt{30/400}) \times 1,000.0 \times 700.0 = 2,450 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = A_{s,o} = 3,639 \text{ mm}^2$$

$$< A_{s,used} = 5,139 \quad \therefore 0.K$$

설계휨모멘트

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d-a/2) = 0.85 \times 5,139 \times 400 \times (700.0 - 80.6/2) = 1152.67 \text{ kN.m}$$

$$> M_u = 830.72 \text{ kN.m} \quad \therefore 0.K$$

2) 철근 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 650.96 kN.m

① 철근의 응력

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$n = E_s / E_c = 200,000 / 28,600 = 7$$

$$(n A_s) / b = 7 \times 5,139 / 1,000.0 = 36.0 \text{ mm}$$

$$x = -36.0 + 36.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 700.0 / 36.0} = 191.4 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 = 11,642,525,011 \text{ mm}^4$$

$$f_s = n M_s (h-x-dc) / I_{cr}$$

$$= 7 \times 650,960,000 \times (800 - 191.4 - 100.0) / 11,642,525,011 = 199.1 \text{ MPa}$$

② 허용 철근간격 검토

$$k_{cr} : \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210$$

$$s_1 = 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 \text{ cc} = 181.3 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 (k_{cr} / f_s) = 316.4 \text{ mm}$$

$$\text{Min.}[s_1, s_2] = \text{Min.}[181.3, 316.4] = 181.3 \text{ mm}$$

$$> s = 125.0 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$$

4) 전단강도 설계

- 극한 전단력 474.57 kN - 단면높이 800.0 mm

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\phi V_c = \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 700.0 = 511.21 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}$$

$$\begin{aligned}
 (n A_s) / b &= 7 \times 6,354 / 1,000.0 &= 44.5 \text{ mm} \\
 x &= -44.5 + 44.5 \times \sqrt{(1 + 2 \times 1,100.0 / 44.5)} &= 271.5 \text{ mm} \\
 I_{cr} &= 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 &= 37,201,202,681 \text{ mm}^4 \\
 f_s &= n M_s (h-x-d_c) / I_{cr} \\
 &= 7 \times 776,890,000 \times (1,200 - 271.5 - 100.0) / 37,201,202,681 &= 121.1 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

② 허용 철근간격 검토

$$\begin{aligned}
 k_{cr} &: \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210 \\
 s_1 &= 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 c_c &= 440.0 \text{ mm} \\
 s_2 &= 300 (k_{cr} / f_s) &= 520.2 \text{ mm} \\
 \text{Min.}[s_1, s_2] &= \text{Min.}[440.0, 520.2] &= 440.0 \text{ mm} \\
 &> s &= 125.0 \text{ mm} \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

4) 전단강도 설계

$$\begin{aligned}
 - \text{극한 전단력} &718.60 \text{ kN} &- \text{단면높이} &1200.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d_v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 1,100.0 &= 803.33 \text{ kN} \\
 \phi V_c &> V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}
 \end{aligned}$$

7.4 하부 슬래브-정모멘트

1) 설계 조건

$$\begin{aligned}
 - \text{콘크리트 설계기준강도} &30 \text{ MPa} &- \text{단 면 폭} &1,000.0 \text{ mm} \\
 - \text{철 근 의 항 복 강 도} &400 \text{ MPa} &- \text{철근뒹개} &100.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2) 휨강도 설계

$$\begin{aligned}
 - \text{극한 휨모멘트} &1,350.78 \text{ kN.m} &- \text{단면높이} &1,200.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

① 휨모멘트에 의한 소요철근량

$$\frac{\phi \cdot f_y^2}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - \phi \cdot f_y \cdot d \cdot A_s + M_u = 0$$

$$2.667 A_s^2 - 374,000.00 A_s + 1,350,780,000 = 0$$

$$\text{이차방정식을 풀면} \quad A_{s,o} = 3,710 \text{ mm}^2$$

② 철근량 선정 및 휨강도 검토

구분	직경	개수	뒹개
1st	H29	4.00	100
2nd	H29	4.00	100

$$\text{철근 단면적 } A_s = 5,139 \text{ mm}^2$$

$$\text{철 근 뒹 개 } d_z = 100.0 \text{ mm}$$

단면의 유효깊이

$$d = H - d_z = 1,200.0 - 100.0 = 1100.0 \text{ mm}$$

등가직사각형의 깊이

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (5,139 \times 400) / (0.85 \times 30 \times 1,000.0) = 80.6 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = \text{Max}[0.85 - 0.007 \times (30 - 28), 0.65] = 0.836$$

$$c = a / \beta_1 = 80.6 / 0.836 = 96.4 \text{ mm}$$

최소 허용변형률 검토

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \epsilon_{cu} \cdot (h-dc-c)/c = 0.003 \times (1,200.0 - 100.0 - 96.4)/96.4 = 0.0312 \\ &> \epsilon_{s,allow} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

최소 철근량 검토

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \text{Max.}(1.4/f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y}) b d \\ &= \text{Max.}(1.4/400, 0.25 \times \sqrt{30/400}) \times 1,000.0 \times 1,100.0 = 3,850 \text{ mm}^2 \\ A_{s,req} &= \text{Min.}(A_{s,min}, 4/3 A_{s,o}) = \text{Min.}(3,850, 4/3 \times 3,710) = 3,850 \text{ mm}^2 \\ &< A_{s,used} = 5,139 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

설계휨모멘트

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s f_y (d-a/2) = 0.85 \times 5,139 \times 400 \times (1,100.0 - 80.6/2) = 1851.57 \text{ kN.m} \\ &> M_u = 1350.78 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 철근 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 776.59 kN.m

① 철근의 응력

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$\begin{aligned} n &= E_s / E_c = 200,000 / 28,600 = 7 \\ (n A_s) / b &= 7 \times 5,139 / 1,000.0 = 36.0 \text{ mm} \\ x &= -36.0 + 36.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1,100.0 / 36.0} = 247.7 \text{ mm} \\ I_{cr} &= 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 = 31,197,239,005 \text{ mm}^4 \\ f_s &= n M_s (h-x-dc) / I_{cr} \\ &= 7 \times 776,590,000 \times (1,200 - 247.7 - 100.0) / 31,197,239,005 = 148.5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

② 허용 철근간격 검토

$$\begin{aligned} k_{cr} &: \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210 \\ s_1 &= 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 c_c = 316.1 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (k_{cr} / f_s) = 424.2 \text{ mm} \\ \text{Min.}[s_1, s_2] &= \text{Min.}[316.1, 424.2] = 316.1 \text{ mm} \\ &> s = 125.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 전단강도 설계

- 극한 전단력 375.28 kN - 단면높이 1200.0 mm

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d_v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 1,100.0 = 803.33 \text{ kN} \\ \phi V_c &> V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요} \end{aligned}$$

7.5 벽체 상단-부모멘트

1) 설계 조건

- 콘크리트 설계기준강도 30 MPa - 단 면 폭 1,000.0 mm
- 철 근 의 항 복 강 도 400 MPa - 철근뒹개 100.0 mm

2) 휨강도 설계

- 극한 휨모멘트 1,356.55 kN.m - 단면높이 800.0 mm

① 휨모멘트에 의한 소요철근량

$$\frac{\phi \cdot f_y^2}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - \phi \cdot f_y \cdot d \cdot A_s + M_u = 0$$

$$2.667 A_s^2 - 238,000.00 A_s + 1,356,550,000 = 0$$

$$\text{이차방정식을 풀면} \quad A_{s,o} = 6,119 \text{ mm}^2$$

② 철근량 선정 및 휨강도 검토

구분	직경	개수	뒹개
1st	H32	4.00	100
2nd	H32	4.00	100

$$\text{철근 단면적 } A_s = 6,354 \text{ mm}^2$$

$$\text{철 근 뒹 개 } dz = 100.0 \text{ mm}$$

단면의 유효깊이

$$d = H - dz = 800.0 - 100.0 = 700.0 \text{ mm}$$

등가직사각형의 깊이

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 30 \times 1,000.0) = 99.7 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = \text{Max}[0.85 - 0.007 \times (30 - 28), 0.65] = 0.836$$

$$c = a / \beta_1 = 99.7 / 0.836 = 119.3 \text{ mm}$$

최소 허용변형률 검토

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \cdot (h - d - c) / c = 0.003 \times (800.0 - 100.0 - 119.3) / 119.3 = 0.0146$$

$$> \epsilon_{s,allow} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

최소 철근량 검토

$$A_{s,min} = \text{Max.}(1.4/f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y}) b d$$

$$= \text{Max.}(1.4/400, 0.25 \times \sqrt{30/400}) \times 1,000.0 \times 700.0 = 2,450 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = A_{s,o} = 6,119 \text{ mm}^2$$

$$< A_{s,used} = 6,354 \quad \therefore \text{O.K.}$$

설계휨모멘트

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.85 \times 6,354 \times 400 \times (700.0 - 99.7/2) = 1404.56 \text{ kN.m}$$

$$> M_u = 1356.55 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

2) 철근 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 901.65 kN.m

① 철근의 응력

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$n = E_s / E_c = 200,000 / 28,600 = 7$$

$$\begin{aligned}
 (n A_s) / b &= 7 \times 6,354 / 1,000.0 &= & 44.5 \text{ mm} \\
 x &= -44.5 + 44.5 \times \sqrt{(1 + 2 \times 700.0 / 44.5)} &= & 209.0 \text{ mm} \\
 I_{cr} &= 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 &= & 13,765,910,385 \text{ mm}^4 \\
 f_s &= n M_s (h-x-d_c) / I_{cr} \\
 &= 7 \times 901,650,000 \times (800 - 209.0 - 100.0) / 13,765,910,385 &= & 225.1 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

② 허용 철근간격 검토

$$\begin{aligned}
 k_{cr} &: \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210 \\
 s_1 &= 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 c_c &= & 139.6 \text{ mm} \\
 s_2 &= 300 (k_{cr} / f_s) &= & 279.9 \text{ mm} \\
 \text{Min.}[s_1, s_2] &= \text{Min.}[139.6, 279.9] &= & 139.6 \text{ mm} \\
 &> s &= & 125.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) 전단강도 설계

$$\begin{aligned}
 - \text{극한 전단력} & 348.61 \text{ kN} & - \text{단면높이} & 800.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d_v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 700.0 &= & 511.21 \text{ kN} \\
 \phi V_c &> V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}
 \end{aligned}$$

7.6 벽체-정모멘트

1) 설계 조건

$$\begin{aligned}
 - \text{콘크리트 설계기준강도} & 30 \text{ MPa} & - \text{단 면 폭} & 1,000.0 \text{ mm} \\
 - \text{철 근 의 항 복 강 도} & 400 \text{ MPa} & - \text{철근뒹개} & 100.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2) 휨강도 설계

$$\begin{aligned}
 - \text{극한 휨모멘트} & 990.91 \text{ kN.m} & - \text{단면높이} & 800.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

① 휨모멘트에 의한 소요철근량

$$\frac{\phi \cdot f_y^2}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - \phi \cdot f_y \cdot d \cdot A_s + M_u = 0$$

$$2.667 A_s^2 - 238,000.00 A_s + 990,910,000 = 0$$

$$\text{이차방정식을 풀면} \quad A_{s,o} = 4,378 \text{ mm}^2$$

② 철근량 선정 및 휨강도 검토

구분	직경	개수	뒹개
1st	H29	4.00	100
2nd	H29	4.00	100

$$\text{철근 단면적 } A_s = 5,139 \text{ mm}^2$$

$$\text{철 근 뒹 개 } d_z = 100.0 \text{ mm}$$

단면의 유효깊이

$$d = H - d_z = 800.0 - 100.0 = 700.0 \text{ mm}$$

등가직사각형의 깊이

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (5,139 \times 400) / (0.85 \times 30 \times 1,000.0) = 80.6 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = \text{Max}[0.85 - 0.007 \times (30 - 28), 0.65] = 0.836$$

$$c = a / \beta_1 = 80.6 / 0.836 = 96.4 \text{ mm}$$

최소 허용변형률 검토

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \epsilon_{cu} \cdot (h-dc-c)/c = 0.003 \times (800.0 - 100.0 - 96.4)/96.4 = 0.0188 \\ &> \epsilon_{s,allow} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

최소 철근량 검토

$$\begin{aligned} A_{s,min} &= \text{Max.}(1.4/f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y}) b d \\ &= \text{Max.}(1.4/400, 0.25 \times \sqrt{30/400}) \times 1,000.0 \times 700.0 = 2,450 \text{ mm}^2 \\ A_{s,req} &= A_{s,o} = 4,378 \text{ mm}^2 \\ &< A_{s,used} = 5,139 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

설계휨모멘트

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s f_y (d-a/2) = 0.85 \times 5,139 \times 400 \times (700.0 - 80.6/2) = 1152.67 \text{ kN.m} \\ &> M_u = 990.91 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 철근 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 669.06 kN.m

① 철근의 응력

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$\begin{aligned} n &= E_s / E_c = 200,000 / 28,600 = 7 \\ (n A_s) / b &= 7 \times 5,139 / 1,000.0 = 36.0 \text{ mm} \\ x &= -36.0 + 36.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 700.0 / 36.0} = 191.4 \text{ mm} \\ I_{cr} &= 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 = 11,642,525,011 \text{ mm}^4 \\ f_s &= n M_s (h-x-dc) / I_{cr} \\ &= 7 \times 669,060,000 \times (800 - 191.4 - 100.0) / 11,642,525,011 = 204.6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

② 허용 철근간격 검토

$$\begin{aligned} k_{cr} &: \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210 \\ s_1 &= 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 c_c = 170.6 \text{ mm} \\ s_2 &= 300 (k_{cr} / f_s) = 307.9 \text{ mm} \\ \text{Min.}[s_1, s_2] &= \text{Min.}[170.6, 307.9] = 170.6 \text{ mm} \\ &> s = 125.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 전단강도 설계

- 극한 전단력 411.07 kN - 단면높이 800.0 mm

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d_v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 700.0 = 511.21 \text{ kN} \\ \phi V_c &> V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요} \end{aligned}$$

7.7 벽체 하단-부모멘트

1) 설계 조건

- 콘크리트 설계기준강도 30 MPa - 단 면 폭 1,000.0 mm
- 철 근 의 항 복 강 도 400 MPa - 철근뒹개 100.0 mm

2) 휨강도 설계

- 극한 휨모멘트 1,233.83 kN.m - 단면높이 800.0 mm

① 휨모멘트에 의한 소요철근량

$$\frac{\phi \cdot f_y^2}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - \phi \cdot f_y \cdot d \cdot A_s + M_u = 0$$

$$2.667 A_s^2 - 238,000.00 A_s + 1,233,830,000 = 0$$

이차방정식을 풀면 $A_{s,o} = 5,526 \text{ mm}^2$

② 철근량 선정 및 휨강도 검토

구분	직경	개수	뒹개
1st	H32	4.00	100
2nd	H32	4.00	100

철근 단면적 $A_s = 6,354 \text{ mm}^2$

철 근 뒹 개 $d_z = 100.0 \text{ mm}$

단면의 유효깊이

$$d = H - d_z = 800.0 - 100.0 = 700.0 \text{ mm}$$

등가직사각형의 깊이

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 30 \times 1,000.0) = 99.7 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = \text{Max}[0.85 - 0.007 \times (30 - 28), 0.65] = 0.836$$

$$c = a / \beta_1 = 99.7 / 0.836 = 119.3 \text{ mm}$$

최소 허용변형률 검토

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \cdot (h - d - c) / c = 0.003 \times (800.0 - 100.0 - 119.3) / 119.3 = 0.0146$$

$$> \epsilon_{s,allow} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

최소 철근량 검토

$$A_{s,min} = \text{Max.}(1.4/f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y}) b d$$

$$= \text{Max.}(1.4/400, 0.25 \times \sqrt{30/400}) \times 1,000.0 \times 700.0 = 2,450 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = A_{s,o} = 5,526 \text{ mm}^2$$

$$< A_{s,used} = 6,354 \quad \therefore \text{O.K.}$$

설계휨모멘트

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.85 \times 6,354 \times 400 \times (700.0 - 99.7/2) = 1404.56 \text{ kN.m}$$

$$> M_u = 1233.83 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

2) 철근 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트 702.75 kN.m

① 철근의 응력

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$n = E_s / E_c = 200,000 / 28,600 = 7$$

$$\begin{aligned}
 (n A_s) / b &= 7 \times 6,354 / 1,000.0 &= 44.5 \text{ mm} \\
 x &= -44.5 + 44.5 \times \sqrt{(1 + 2 \times 700.0 / 44.5)} &= 209.0 \text{ mm} \\
 I_{cr} &= 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 &= 13,765,910,385 \text{ mm}^4 \\
 f_s &= n M_s (h-x-d_c) / I_{cr} \\
 &= 7 \times 702,750,000 \times (800 - 209.0 - 100.0) / 13,765,910,385 &= 175.5 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

② 허용 철근간격 검토

$$\begin{aligned}
 k_{cr} &: \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210 \\
 s_1 &= 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 c_c &= 238.5 \text{ mm} \\
 s_2 &= 300 (k_{cr} / f_s) &= 359.0 \text{ mm} \\
 \text{Min.}[s_1, s_2] &= \text{Min.}[238.5, 359.0] &= 238.5 \text{ mm} \\
 &> s &= 125.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) 전단강도 설계

$$\begin{aligned}
 - \text{극한 전단력} &367.37 \text{ kN} &- \text{단면높이} &800.0 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d_v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 700.0 &= 511.21 \text{ kN} \\
 \phi V_c &> V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}
 \end{aligned}$$

8. 수평철근 검토

1) 상부슬래브 - 단부

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \quad \text{Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\
 &= 1000 \times 1200 \times 0.0020 = 2400.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.00 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \textcircled{2} \quad \text{Req's As} &= \text{필요 철근량} \times 20\% \\
 &= 4157.000 \times 0.20 = 831.40 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 831.40 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

2) 상부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \quad \text{Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\
 &= 1000 \times 800 \times 0.0020 = 1600.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1600.000 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \textcircled{2} \quad \text{Req's As} &= \text{필요 철근량} \times 20\% \\
 &= 3656.000 \times 0.20 = 731.20 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 731.20 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

3) 하부슬래브 - 단부

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \quad \text{Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\
 &= 1000 \times 1200 \times 0.0020 = 2400.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \textcircled{2} \quad \text{Req's As} &= \text{필요 철근량} \times 20\% \\
 &= 3700.000 \times 0.20 = 740.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 740.00 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4) 하부슬래브 : 중앙부

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \quad \text{Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 5.7.2}] \\
 &= 1000 \times 1200 \times 0.0020 = 2400.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \textcircled{2} \quad \text{Req's As} &= \text{필요 철근량} \times 20\% \\
 &= 3723.000 \times 0.20 = 744.60 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 6.7\text{EA} = 1324.662 \text{ mm}^2 \geq 744.60 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

5) 벽체 - 상하단

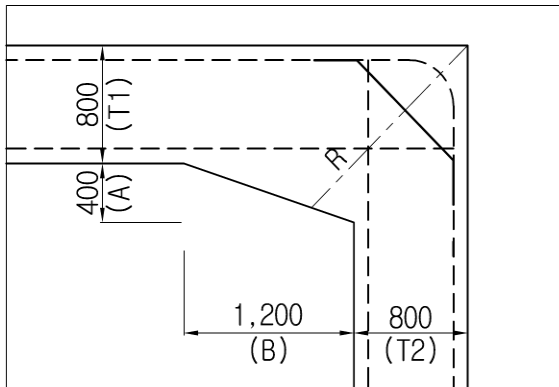
$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \quad \text{Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\
 &= 1000 \times 800 \times 0.0020 = 1600.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1600.000 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

6) 벽체 - 중앙

$$\begin{aligned}
 \textcircled{1} \quad \text{Req's As} &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 11.3(3)}] \\
 &= 1000 \times 800 \times 0.0020 = 1600.00 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \therefore \text{Used As} &= \text{H16} - 10.0\text{EA} = 1986.000 \text{ mm}^2 \geq 1600.000 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

9. 절점부 검토

1) 상단-외측 인장



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 989.29 \text{ kN.m}$
- 절점부 휨모멘트 : $M_o = 989.29 \text{ kN.m}$

$$R = \frac{(T1 \times B + T2 \times A + A \times B)}{(A + B)} \sqrt{2}$$

$$= 1556 \text{ mm}$$

■ 절점부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H32 @250 - 4EA = 3176.800 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 3176.8 \text{ mm}^2$$

- 절점부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 989.29 \times 10^6}{1556^2 \times 1000} = 2.04 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.712)$$

$\therefore$ 절점부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 989.29 \times 10^6}{1556 \times 180} = 7064.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 3176.8 \text{ mm}^2$$

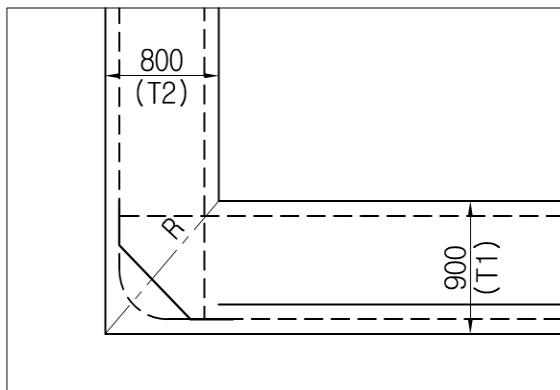
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 7064.3 \text{ mm}^2 - 3176.8 \text{ mm}^2 \\ &= 3887.5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H29 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 5139 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 3887.5 \text{ mm}^2) \longrightarrow \text{O.K !!!}$$

2) 하단-외측 인장



- CON'C 설계기준강도: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 776.89 \text{ kN.m}$
- 절정부 휨모멘트 : $M_o = 776.89 \text{ kN.m}$

$$R = \sqrt{(T_1^2 + T_2^2)} = 1442 \text{ mm}$$

■ 절정부 보강철근으로 볼 수 있는 주 철근량

$$H32 @250 - 4EA = 3177.000 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Total Asb} = 3177 \text{ mm}^2$$

- 절정부 보강철근량 필요여부 판정

$$F_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 776.89 \times 10^6}{1442^2 \times 1000} = 1.87 \text{ MPa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} (=0.712)$$

$\therefore$ 절정부 보강철근 필요 !!!

- 소요철근량

외측 인장에 대한 보강철근량(A_s)

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} = \frac{2 \times 776.89 \times 10^6}{1442 \times 180} = 5986 \text{ mm}^2$$

$$A_{sb} = 3177 \text{ mm}^2$$

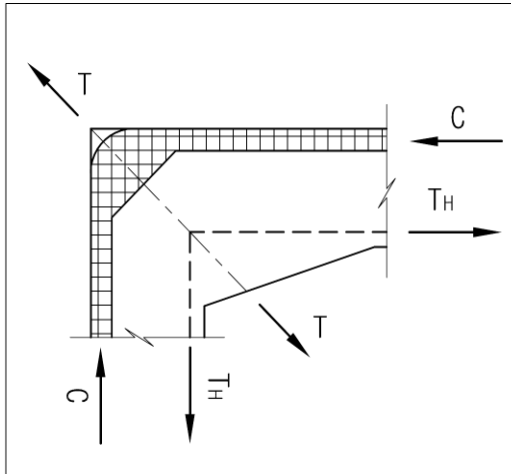
$$\begin{aligned} \text{Req'd } A_s &= A_s - A_{sb} \\ &= 5986 \text{ mm}^2 - 3177 \text{ mm}^2 \\ &= 2809 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H29 - 8EA$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 5139 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 2809 \text{ mm}^2) \text{ -----> O.K !!!}$$

3) 상단-내측 인장



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 650.96 \text{ kN.m}$
- 철근 응력 : $f_s = 199 \text{ MPa}$
- 철근량 : $A_s = 5139 \text{ mm}^2$

=

- 절점부 인장력의 합력

$$T = \sqrt{2} T_H = \sqrt{2} \times 199 \times 5139 = 1,446,261 \text{ N}$$

- 소요철근량

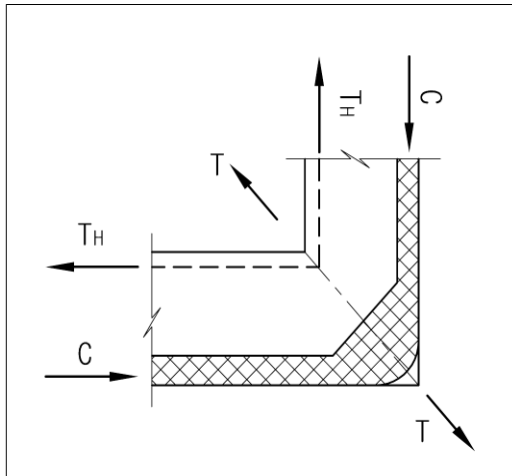
$$A_s = \frac{T}{f_{sa}} = \frac{1,446,261}{180} = 8035 \text{ mm}^2$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = H29 - 2EA - CTC 125$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 10,278 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 8035 \text{ mm}^2) \text{ -----> O.K !!!}$$

4) 우측하단



- CON'C 설계기준강도 : $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- 철근 항복강도 : $f_y = 400 \text{ MPa}$
- 사용 모멘트 : $M_u = 776.596 \text{ kN.m}$
- 철근 응력 : $f_s = 148.5 \text{ MPa}$
- 철근량 : $A_s = 5139 \text{ mm}^2$

- 절점부 인장력의 합력

$$T = \sqrt{2} T_H = \sqrt{2} \times 148.5 \times 5139 = 1,079,245 \text{ N}$$

- 소요철근량

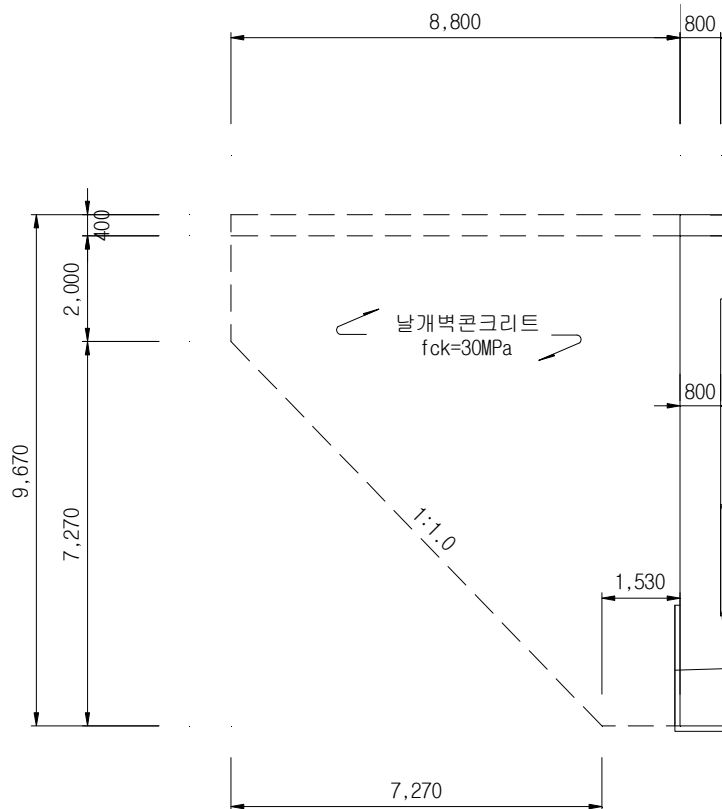
$$A_s = \frac{T}{f_{sa}} = \frac{1,079,245}{180} = 5996 \text{ mm}^2$$

- 사용보강철근

$$\text{Use'd } A_s = \text{H32} - 2\text{EA} - \text{CTC } 250$$

$$\therefore \text{Total } A_s = 6354 \text{ mm}^2 > \text{Req'd } A_s (= 5996 \text{ mm}^2) \text{ -----> O.K !!!}$$

10. 좌측 날개벽 검토



■ 단면력 산정

- 상재하중에 의한 단면력

① 위치에 따른 날개벽 높이

$$- h(x) = h_1 + x/n \quad n : \text{날개벽 경사 (1 : 1.0)}$$

$$- K_o = (1 - \sin \Phi) * (1 + \sin \beta)$$

Φ : 뒷채움재 내부 마찰각, β : 성토구배 각도 (도로설계요령 2권 p.621)

$$- p(x) = K_o \cdot q \cdot h(x) \quad q : \text{상재하중 (10.0 kN/m}^2 \text{)}$$

② 작용단면력

* 경사부분 작용력

$$\begin{aligned} - SI1 &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / 2n) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times (2.400 \times 7.270 + 7.270^2 / (2 \times 1.0)) \\ &= 219.372 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - MI1 &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / 6n) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times ((2.400 \times 7.270^2) / 2 + 7.270^3 / (6 \times 1)) \\ &= 637.318 \quad \text{kN.m} \end{aligned}$$

* 수평부분 작용력

$$\begin{aligned} - SI2 &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h \cdot L_2) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times (9.670 \times 1.530) \\ &= 73.976 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - MI2 &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times (9.670 \times 1.530^2) / 2 \\ &= 56.591 \quad \text{kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- S_I &= S_{I1} + S_{I2} &= 293.348 &\text{ kN.m} \\
- M_I &= M_{I1} + M_{I2} + (S_{I1} \times L_2) &= 965.931 &\text{ kN.m}
\end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

① 위치에 따른 작용토압

$$- p(x) = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot h(x)^2$$

② 작용단면력

* 경사부분 작용력

$$\begin{aligned}
- Sh_1 &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1 + x/n)^2 \cdot dx \\
&= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h_1^2 \cdot L + (h_1 \cdot L^2)/n + L^3/3n^2) \\
&= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times (2.400^2 \times 7.270 + (2.400 \times 7.270^2)/1 + 7.270^3/(3 \times 1^2)) \\
&= 1409.811 \text{ kN} \\
- Mh_1 &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)^2 \cdot dx \\
&= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1^2 \cdot L^2)/2 + (h_1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/12n^2) \\
&= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times ((2.400^2 \times 7.270^2)/2 + (2.400 \times 7.270^3)/(3 \times 1) + 7.270^4/(12 \times 1^2)) \\
&= 3288.874 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

* 수평부분 작용력

$$\begin{aligned}
- Sh_2 &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1 + x/n)^2 \cdot dx \\
&= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h_1^2 \cdot L + (h_1 \cdot L^2)/n + L^3/3n^2) \\
&= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times (9.670^2 \times 1.530) \\
&= 679.576 \text{ kN} \\
- Mh_2 &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)^2 \cdot dx \\
&= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1^2 \cdot L^2)/2 + (h_1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/12n^2) \\
&= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times (9.670^2 \times 1.530^2)/2 \\
&= 519.876 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- Sh &= Sh_1 + Sh_2 &= 2089.387 &\text{ kN.m} \\
- Mh &= Mh_1 + Mh_2 + (Sh_1 \times L_2) &= 5556.916 &\text{ kN.m}
\end{aligned}$$

- 극한단면력

$$\begin{aligned}
S_d &= 1.600 \cdot Sh + 1.600 \cdot S_I \\
&= 1.600 \times 2089.387 + 1.600 \times 293.348 = 3812.376 \text{ kN} \\
M_h &= 1.600 \cdot Mh + 1.600 \cdot M_I \\
&= 1.600 \times 5556.916 + 1.600 \times 965.931 = 10436.555 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

e - f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$\begin{aligned}
V_u &= 3812.376 / 9.670 \times 1.2 = 473.097 \text{ kN} \\
M_u &= 10436.555 / 9.670 \times 1.2 = 1295.126 \text{ kN.m} \\
M_o &= (5556.916 + 965.931) / 9.670 \times 1.2 = 809.454 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

▣ 단면 설계

1) 설계 조건

- 콘크리트 설계기준강도	30 MPa	- 단 면 폭	1,000.0 mm
- 철 근 의 항 복 강 도	400 MPa	- 철근뒀개	80.0 mm

2) 휨강도 설계

- 극한 휨모멘트	1,295.13 kN.m	- 단면높이	800.0 mm
-----------	---------------	--------	----------

① 휨모멘트에 의한 소요철근량

$$\frac{\phi \cdot f_y^2}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - \phi \cdot f_y \cdot d \cdot A_s + M_u = 0$$

$$2.667 A_s^2 - 244,800.00 A_s + 1,295,125,750 = 0$$

$$\text{이차방정식을 풀면} \quad A_{s,o} = 5,637 \text{ mm}^2$$

② 철근량 선정 및 휨강도 검토

구분	직경	개수	뒀개
1st	H32	8.00	80
2nd	H	0.00	0

$$\text{철근 단면적 } A_s = 6,354 \text{ mm}^2$$

$$\text{철 근 뒀 개 } dz = 80.0 \text{ mm}$$

단면의 유효깊이

$$d = H - dz = 800.0 - 80.0 = 720.0 \text{ mm}$$

등가직사각형의 깊이

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (6,354 \times 400) / (0.85 \times 30 \times 1,000.0) = 99.7 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = \text{Max}[0.85 - 0.007 \times (30 - 28), 0.65] = 0.836$$

$$c = a / \beta_1 = 99.7 / 0.836 = 119.3 \text{ mm}$$

최소 허용변형을 검토

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \cdot (h - dc - c) / c = 0.003 \times (800.0 - 80.0 - 119.3) / 119.3 = 0.0151$$

$$> \epsilon_{s,allow} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

최소 철근량 검토

$$A_{s,min} = \text{Max.}(1.4/f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y}) b d$$

$$= \text{Max.}(1.4/400, 0.25 \times \sqrt{30/400}) \times 1,000.0 \times 720.0 = 2,520 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = A_{s,o} = 5,637 \text{ mm}^2$$

$$< A_{s,used} = 6,354 \quad \therefore \text{O.K.}$$

설계휨모멘트

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.85 \times 6,354 \times 400 \times (720.0 - 99.7/2) = 1447.77 \text{ kN.m}$$

$$> M_u = 1295.13 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

2) 철근 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트	809.45 kN.m
-----------	-------------

① 철근의 응력

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$n = E_s / E_c = 200,000 / 28,600 = 7$$

$$(n A_s) / b = 7 \times 6,354 / 1,000.0 = 44.5 \text{ mm}$$

$$x = -44.5 + 44.5 \times \sqrt{1 + 2 \times 720.0 / 44.5} = 212.5 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = 1/3 b x^3 + n A_s (d-x)^2 = 14,654,154,596 \text{ mm}^4$$

$$f_s = n M_s (h-x-d_c) / I_{cr} = 7 \times 809,453,500 \times (800 - 212.5 - 80.0) / 14,654,154,596 = 196.2 \text{ MPa}$$

② 허용 철근간격 검토

$$k_{cr} : \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210$$

$$s_1 = 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 c_c = 241.1 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 (k_{cr} / f_s) = 321.1 \text{ mm}$$

$$\text{Min.}[s_1, s_2] = \text{Min.}[241.1, 321.1] = 241.1 \text{ mm}$$

$$> s = 125.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 전단강도 설계

$$\text{극한 전단력 } 473.10 \text{ kN} \quad \text{단면높이 } 800.0 \text{ mm}$$

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\phi V_c = \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d_v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 720.0 = 525.81 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}$$

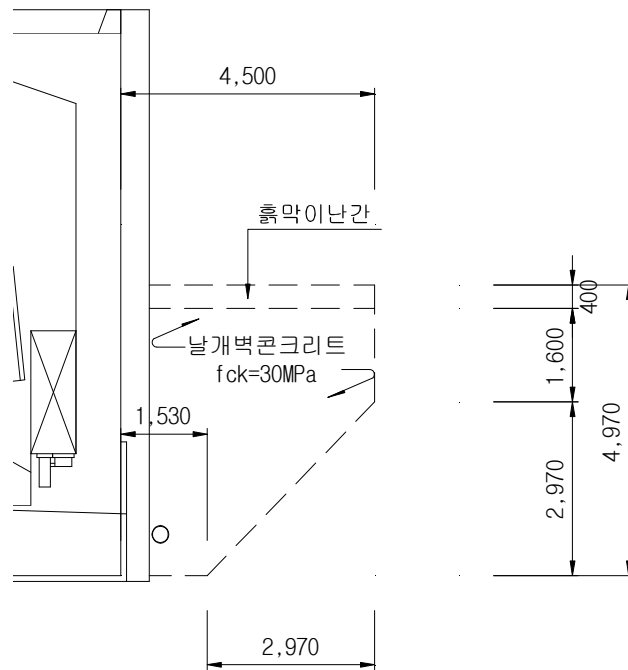
5) 수직철근 검토

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \text{ Req's } A_s &= B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 } 11.3(3)] \\ &= 1000 \times 800 \times 0.0020 = 1600.00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{Used } A_s = H16 @ 150 + = 1986.000 \text{ mm}^2 > 1800.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

H16 @ 300

11. 우측 날개벽 검토



■ 단면력 산정

- 상재하중에 의한 단면력

① 위치에 따른 날개벽 높이

$$- h(x) = h_1 + x/n \quad n : \text{날개벽 경사} (1 : 1.0)$$

$$- K_o = (1 - \sin \Phi) * (1 + \sin \beta)$$

Φ : 뒷채움재 내부 마찰각, β : 성토구배 각도 (도로설계요령 2권 p.621)

$$- p(x) = K_o \cdot q \cdot h(x) \quad q : \text{상재하중} (10.0 \text{ kN/m}^2)$$

② 작용단면력

* 경사부분 작용력

$$\begin{aligned} - SI1 &= \int p(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n) dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / 2n) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times (2.000 \times 2.970 + 2.970^2 / (2 \times 1.0)) \\ &= 51.752 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - MI1 &= \int (L - x) P(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n) dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / 6n) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times ((2.00 \times 2.970^2) / 2 + 2.970^3 / (6 \times 1.0)) \\ &= 65.936 \quad \text{kN.m} \end{aligned}$$

* 수평부분 작용력

$$\begin{aligned} - SI2 &= \int p(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (h + x/n) dx = K_o \cdot q \cdot (h \cdot L_2) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times (4.970 \times 1.530) \\ &= 38.021 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - MI2 &= \int (L - x) P(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h + x/n) dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2) \\ &= 0.500 \times 10.000 \times (4.970 \times 1.530^2) / 2 \\ &= 29.086 \quad \text{kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- S1 &= S11 + S12 &= 89.773 &\text{ kN.m} \\
- M1 &= M11 + M12 + (S11 \times L2) &= 95.022 &\text{ kN.m}
\end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

① 위치에 따른 작용토압

$$- p(x) = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot h(x)^2$$

② 작용단면력

* 경사부분 작용력

$$\begin{aligned}
- Sh1 &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h1 + x/n)^2 \cdot dx \\
&= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h1^2 \cdot L + (h1 \cdot L^2)/n + L^3/3n^2) \\
&= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times (2.000^2 \times 2.970 + (2.000 \times 2.970^2)/1.0 \\
&\quad + 2.970^3/(3 \times 1.0^2)) \\
&= 181.709 \quad \text{kN} \\
- Mh1 &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h1 + x/n)^2 \cdot dx \\
&= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h1^2 \cdot L^2)/2 + (h1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/12n^2) \\
&= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times ((2.000^2 \times 2.970^2)/2 + (2.000 \times 2.970^3)/(3 \times 1.0) \\
&\quad + 2.970^4/(12 \times 1.0^2)) \\
&= 197.558 \quad \text{kN.m}
\end{aligned}$$

* 수평부분 작용력

$$\begin{aligned}
- Sh2 &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h1 + x/n)^2 \cdot dx \\
&= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h1^2 \cdot L + (h1 \cdot L^2)/n + L^3/3n^2) \\
&= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times (4.970^2 \times 1.530) \\
&= 179.514 \quad \text{kN} \\
- Mh2 &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h1 + x/n)^2 \cdot dx \\
&= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h1^2 \cdot L^2)/2 + (h1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/12n^2) \\
&= \frac{1}{2} \times 0.500 \times 19.000 \times (4.97^2 \times 1.53^2)/2 \\
&= 137.328 \quad \text{kN.m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
- Sh &= Sh1 + Sh2 &= 361.223 &\text{ kN.m} \\
- Mh &= Mh1 + Mh2 + (Sh1 \times L2) &= 571.108 &\text{ kN.m}
\end{aligned}$$

- 극한단면력

$$\begin{aligned}
Sd &= 1.600 \cdot Sh + 1.600 \cdot S1 \\
&= 1.600 \times 361.223 + 1.600 \times 89.773 = 721.594 \text{ kN} \\
Mh &= 1.600 \cdot Mh + 1.600 \cdot M1 \\
&= 1.600 \times 571.108 + 1.600 \times 95.022 = 1065.808 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

e - f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$\begin{aligned}
Vu &= 721.594 / 4.970 \times 1.2 = 174.228 \text{ kN} \\
Mu &= 1065.808 / 4.970 \times 1.2 = 257.338 \text{ kN.m} \\
Mo &= (571.108 + 95.022) / 4.970 \times 1.2 = 160.836 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

▣ 단면 설계

1) 설계 조건

- 콘크리트 설계기준강도	30 MPa	- 단 면 폭	1,000.0 mm
- 철 근 의 항 복 강 도	400 MPa	- 철근덮개	80.0 mm

2) 휨강도 설계

- 극한 휨모멘트	257.34 kN.m	- 단면높이	800.0 mm
-----------	-------------	--------	----------

① 휨모멘트에 의한 소요철근량

$$\frac{\phi \cdot f_y^2}{1.7 \cdot f_{ck} \cdot b} \cdot A_s^2 - \phi \cdot f_y \cdot d \cdot A_s + M_u = 0$$

$$2.667 A_s^2 - 244,800.00 A_s + 257,337,948 = 0$$

$$\text{이차방정식을 풀면} \quad A_{s,o} = 1,064 \text{ mm}^2$$

② 철근량 선정 및 휨강도 검토

구분	직경	개수	덮개
1st	H19	6.67	80

$$\text{철근 단면적 } A_s = 1,910 \text{ mm}^2$$

$$\text{철 근 덮 개 } d_z = 80.0 \text{ mm}$$

단면의 유효깊이

$$d = H - d_z = 800.0 - 80.0 = 720.0 \text{ mm}$$

등가직사각형의 깊이

$$a = (A_s f_y) / (0.85 f_{ck} b) = (1,910 \times 400) / (0.85 \times 30 \times 1,000.0) = 30.0 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = \text{Max}[0.85 - 0.007 \times (30 - 28), 0.65] = 0.836$$

$$c = a / \beta_1 = 30.0 / 0.836 = 35.9 \text{ mm}$$

최소 허용변형을 검토

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \cdot (h - d_c - c) / c = 0.003 \times (800.0 - 80.0 - 35.9) / 35.9 = 0.0572$$

$$> \epsilon_{s,allow} = 0.004 \quad \therefore \text{O.K.}$$

최소 철근량 검토

$$A_{s,min} = \text{Max.}(1.4/f_y, 0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y}) b d$$

$$= \text{Max.}(1.4/400, 0.25 \times \sqrt{30/400}) \times 1,000.0 \times 720.0 = 2,520 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,req} = \text{Min.}(A_{s,min}, 4/3 A_{s,o}) = \text{Min.}(2,520, 4/3 \times 1,064) = 1,419 \text{ mm}^2$$

$$< A_{s,used} = 1,910 \quad \therefore \text{O.K.}$$

설계휨모멘트

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2) = 0.85 \times 1,910 \times 400 \times (720.0 - 30.0/2) = 457.83 \text{ kN.m}$$

$$> M_u = 257.34 \text{ kN.m} \quad \therefore \text{O.K.}$$

2) 철근 중심간격 검토

- 사용 휨모멘트	160.84 kN.m
-----------	-------------

① 철근의 응력

$$x = -\frac{n \cdot A_s}{b} + \frac{n \cdot A_s}{b} \cdot \sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A_s}}$$

$$n = E_s / E_c = 200,000 / 28,600 = 7$$

$$(n A_s) / b = 7 \times 1,910 / 1,000.0 = 13.4 \text{ mm}$$

$$x = -13.4 + 13.4 \times \sqrt{(1 + 2 \times 720.0 / 13.4)} = 126.2 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = 1/3 b x^3 + n A_s (d - x)^2 = 5,384,213,386 \text{ mm}^4$$

$$f_s = n M_s (h-x-d_c) / I_{cr}$$

$$= 7 \times 160,836,200 \times (800 - 126.2 - 80.0) / 5,384,213,386 = 124.2 \text{ MPa}$$

② 허용 철근간격 검토

$$k_{cr} : \text{건조상태에 노출되는 경우 } 280, \text{ 그 외의 환경에 노출되는 경우 } 210 \Rightarrow 210$$

$$s_1 = 375 (k_{cr} / f_s) - 2.5 c_c = 457.9 \text{ mm}$$

$$s_2 = 300 (k_{cr} / f_s) = 507.2 \text{ mm}$$

$$\text{Min.}[s_1, s_2] = \text{Min.}[457.9, 507.2] = 457.9 \text{ mm}$$

$$> s = 150.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 전단강도 설계

- 극한 전단력 174.23 kN - 단면높이 700.0 mm

① 전단보강철근 필요여부 검토

콘크리트의 설계전단강도

$$\phi V_c = \phi 1/6 \sqrt{f_{ck}} b d_v = 0.8 \times 1/6 \times \sqrt{30} \times 1,000.0 \times 620.0 = 452.78 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u \text{ 이므로 전단보강 불필요}$$

5) 수직철근 검토

$$\textcircled{1} \text{ Req's } A_s = B \times H \times 0.0020 \quad (\leq 1800 \text{ mm}^2) [\text{콘.설 } 11.3(3)]$$

$$= 1000 \times 800 \times 0.0020 = 1600.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore \text{Used } A_s = H16 @ 150 + \quad = 1986.000 \text{ mm}^2 > 1400.000 \quad \therefore \text{O.K}$$

H16 @ 300