

은평뉴타운 통일로변 방음벽 추가 설치공사

[방음벽 구조 계산서]

[2019. 06.]

순번	날짜	변경사항							담당자	날인	
1											
2											
3											
4											
5											
6											
기본설계		실시설계		발주		사점승인		1 외판인		2 외판인	

01_기초 구조 검토서

02_방음벽 구조 검토서

01_기초 구조 검토서

방음벽 기초 계산서
(은평구)

2019.7

토목구조기술사

(9915701003700)



1. 일 반 단 면

1.1 옹벽의 제원

옹 벽 형 식 : L 형 옹 벽
기 초 형 식 : 직 접 기 초
옹 벽 높 이 : $H = 2.500 \text{ M}$
옹 벽 저 판 : $B = 4.800 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 형 도 계 수 : 1.400
가속도 계수 A : 0.154
수평지진계수 K_h : 0.077

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 24.0 \text{ MPa}$
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) : 30.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 28.100° (인근 지반조사결과 중 풍화토 값 적용)
(시공시 평판재하시험을 수행하여 지반반력이 허용지지력 이상 확보되어야 함)
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/m^2
뒷채움흙의 경 사 각(α) : 0.000°
뒷채움 성토 : 수평 (LEVEL)
옹벽전면의 토 피 고(D_f) : 1.500 m

2.3 사용토압

상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압
단면 검토시 - Coulomb 토압
지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압
단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중 (옹벽배면 상부는 일반 녹지로 가정하여, 차량에 의한 방음벽 충돌하중은 고려하지 않음)

과재 활하중 : $q_l = 10.00 \text{ KN/m}^2$
과재고정하중 : $q_d = 10.00 \text{ KN/m}^2$

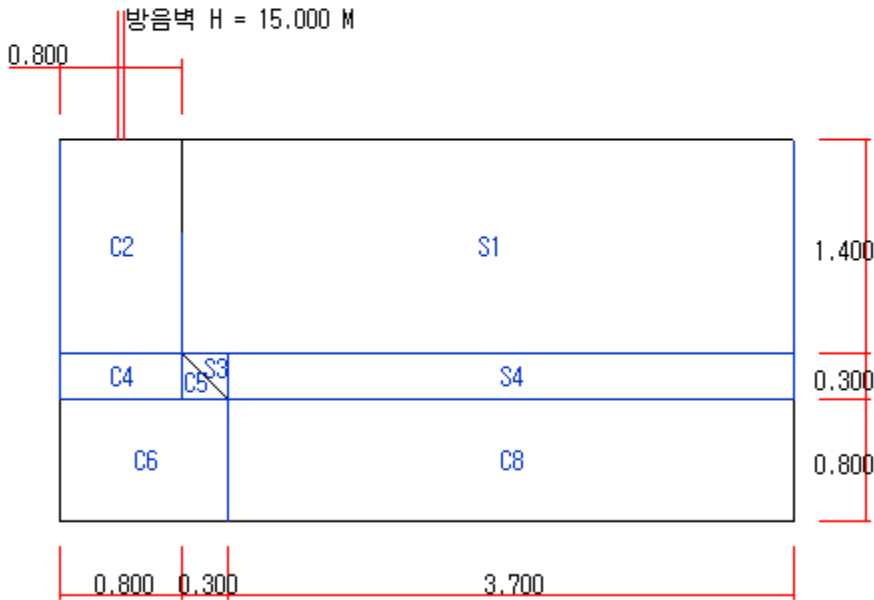
2.5 방음벽 자중 및 풍하중계산

방음벽 높이 : 15.000 m
작용 풍하중 : 1020.0 N/m
방음벽의 자중 : 607.200 N/m^2

2.6 벽체상단 추가 작용하중

연직력 : $V_d = 21.000 \text{ KN}$, $V_l = 0.000 \text{ KN}$
수평력 : $H_d = 0.000 \text{ KN}$, $H_l = 0.000 \text{ KN}$
모멘트 : $M_d = 0.000 \text{ KN.m}$, $M_l = 0.000 \text{ KN.m}$

2.7 검토단면



H = 2.500 M B = 4.800 M $\alpha = 0.000^\circ$

< Fig.1 >

3. 안정 계산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	y	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.000	1.367	0.00	0.00
C2	1.120	24.5	27.44	0.077	2.11	0.400	1.800	10.98	3.80
C3	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	0.800	1.567	0.00	0.00
C4	0.240	24.5	5.88	0.077	0.45	0.400	0.950	2.35	0.43
C5	0.045	24.5	1.10	0.077	0.08	0.900	0.900	0.99	0.08
C6	0.880	24.5	21.56	0.077	1.66	0.550	0.400	11.86	0.66
C7	0.000	24.5	0.00	0.077	0.00	2.333	0.800	0.00	0.00
C8	2.960	24.5	72.52	0.077	5.58	2.950	0.400	213.93	2.23
소계	5.245		128.50		9.89			240.11	7.21
S1	5.600	19.0	106.40	0.077	8.19	2.800	1.800	297.92	14.75

S2	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	0.800	2.033	0.00	0.00
S3	0.045	19.0	0.86	0.077	0.07	1.000	1.000	0.86	0.07
S4	1.110	19.0	21.09	0.077	1.62	2.950	0.950	62.22	1.54
S5	0.000	19.0	0.00	0.077	0.00	3.567	0.800	0.00	0.00
소계	6.755		128.35		9.88			360.99	16.36
총계			256.85		19.78			601.10	23.56

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

$$K_a = \cos \alpha \times \frac{\cos \alpha - \sqrt{(\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi)}}{\cos \alpha + \sqrt{(\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi)}}$$

$$= 0.333$$

$$P_a = 1/2 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \times \cos \alpha$$

$$= 1/2 \times 0.333 \times 19.0 \times 2.500^2 \times \cos(0.000 \text{ °})$$

$$= 19.792 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 2.500 / 3$$

$$= 0.833 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 19.792 \times 0.833$$

$$= 16.493 \text{ KN.m}$$

② 지진시 주동토압계산 (Mononobe-Okabe)

옹벽배면의 수직에 대한 각 β : = 0.000 °

흙과 옹벽사이의 마찰각 δ : = 0.000 ° (안정계산시)

$\Theta = \tan^{-1}(K_h/(1-k_v))$ 여기서 K_h 는 수평지진계수

$$K_{ae} = \frac{\cos^2 (\Phi - \Theta - \beta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \beta \times \cos (\delta + \beta + \Theta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{(\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \Theta - \alpha))}}{\sqrt{(\cos(\delta + \beta + \Theta) \times \cos(\alpha - \beta))}} \right]^2}$$

$$= 0.381$$

$$P_{ae} = 1/2 \times K_{ae} \times \gamma t \times H^2$$

$$= 1/2 \times 0.381 \times 19.0 \times 2.500^2$$

$$= 22.620 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 2.500 / 2 = 1.250 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 22.620 \times 1.250$$

$$= 28.275 \text{ KN.m}$$

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 10.00 + 10.00 = 20.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = K_a \times q \times H = 0.333 \times 20.00 \times 2.500 = 16.667 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 80.000 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 1.250 \text{ m}$$

$$x = 2.800 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = 20.833 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_v \times x = 224.000 \text{ KN.m}$$

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

$$q_d = 10.000 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{he} = K_{ae} \times q \times H = 0.381 \times 10.00 \times 2.500 = 9.524 \text{ KN/m}$$

$$P_{ve} = 40.000 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 1.250 \text{ m}$$

$$x = 2.800 \text{ m}$$

$$M_{oe} = P_{he} \times y = 11.905 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = P_{ve} \times x = 112.000 \text{ KN.m}$$

4) 방음벽에 의한 하중계산

① 상시 하중계산

방음벽에 작용하는 하중은 자중 및 풍하중을 고려한다.
 풍하중의 합력의 작용점은 방음벽 높이의 1/2지점으로 본다.

$$P_v = 0.607 \times 15.000 = 9.108 \text{ KN/m}$$

$$P_h = 1.020 \times 15.000 = 15.300 \text{ KN/m}$$

$$M_o = 15.300 \times 10.000 = 153.000 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 9.108 \times 0.400 = 3.643 \text{ KN.m}$$

② 지진시 하중계산

지진시 작용하는 하중은 자중과 관성력을 고려한다.

$$P_{ve} = 0.607 \times 15.000 = 9.108 \text{ KN/m}$$

$$P_{he} = P_v \times K_h = 9.108 \times 0.077 = 0.701 \text{ KN/m}$$

$$M_{oe} = 0.701 \times 10.000 = 7.013 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = 9.108 \times 0.400 = 3.643 \text{ KN.m}$$

5) 옹벽상단의 추가하중에 의한 하중계산

① 상시 하중계산

$$P_v = 21.000 + 0.000 = 21.000 \text{ KN}$$

$$P_h = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ KN}$$

$$M_o = 0.000 + 0.000 + (0.000 + 0.000) \times 2.500 = 0.000 \text{ KN.m}$$

$$M_r = (21.000 + 0.000) \times 0.400 = 8.400 \text{ KN.m}$$

② 지진시 하중계산

$$P_{ve} = 21.000 \text{ KN}$$

$$P_{he} = 0.000 + 21.000 \times 0.08 = 1.617 \text{ KN}$$

$$M_{oe} = 0.000 + (0.000 + 21.000 \times 0.08) \times 2.500 = 4.043 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = 21.000 \times 0.400 = 8.400 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)

콘크리트 자중	128.503	0.000	240.112	0.000
재하토사 자중	128.345	0.000	360.991	0.000
토 압	0.000	19.792	0.000	16.493
과 재 하 중	80.000	16.667	224.000	20.833
방 음 벽	9.108	15.300	3.643	153.000
추 가 하 중	21.000	0.000	8.400	0.000
Σ	366.956	51.758	837.146	190.326

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	128.503	9.895	240.112	7.207
재하토사 자중	128.345	9.883	360.991	16.356
토 압	0.000	22.620	0.000	28.275
과 재 하 중	40.000	9.524	112.000	11.905
방 음 벽	9.108	0.701	3.643	7.013
추 가 하 중	21.000	1.617	8.400	4.043
Σ	326.956	54.240	725.146	74.799

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned} \sum V &= 366.956 \text{ KN} \\ \sum Mr &= 837.146 \text{ KN.m} \\ \sum Mo &= 190.326 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 4.800 / 2 - (837.146 - 190.326) / 366.956 \\ &= 0.637 \text{ m} \leq B/6 = 0.800 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.637 \text{ m} \leq B/6 = 0.800 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \sum Mr / \sum Mo = 837.146 / 190.326 \\ &= 4.398 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned} \sum V &= 326.956 \text{ KN} \\ \sum Mr &= 725.146 \text{ KN.m} \\ \sum Mo &= 74.799 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 4.800 / 2 - (725.146 - 74.799) / 326.956 \\ &= 0.411 \text{ m} \leq B/6 = 0.800 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.411 \text{ m} \leq B/3 = 1.600 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 28.100 °
 지지지반의 단위 중량 : 19.0 KN/m³
 지지지반의 점착력 : 0.0 KN/m²
 성토지반의 단위 중량 : 19.0 KN/m³
 기초의 유효 근입깊이 : 1.500 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 $\alpha = 1.000$ $\beta = 0.500$
 $B_e = B - 2e = 4.800 - 2 \times 0.637 = 3.525\text{m}$
 $N_c = 31.863$ $N_q = 18.013$ $N_r = 14.823$

$\therefore q_u = 1009.790 \text{ KN/m}^2$
 $\therefore q_a = 336.597 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 137.354 \text{ KN/m}^2$
 $Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 15.544 \text{ KN/m}^2$

$q_{\text{max}} = 137.354 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$

3) 지진시 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 $\alpha = 1.000$ $\beta = 0.500$
 $B_e = B - 2e = 4.800 - 2 \times 0.411 = 3.978\text{m}$
 $N_c = 31.863$ $N_q = 18.013$ $N_r = 14.823$

$\therefore q_{ue} = 1073.560 \text{ KN/m}^2$
 $\therefore q_{ae} = 536.780 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 103.102 \text{ KN/m}^2$
 $Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 33.130 \text{ KN/m}^2$

$q_{\text{max}} = 103.102 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
 마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.339$
 점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$\sum V = 366.956 \text{ KN}$
 $\sum H = 51.758 \text{ KN}$

$$H_r = C \times Ae + \sum V \times \mu = 0.000 + 124.446 = 124.446 \text{ KN}$$

▷ 안전율 검토

$$S.F = \sum H_r / \sum H = 124.446 / 51.758 = 2.404 \geq 1.5 \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned} \sum V &= 326.956 \text{ KN} \\ \sum H &= 54.240 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$H_r = C \times Ae + \sum V \times \mu = 0.000 + 110.880 = 110.880 \text{ KN}$$

▷ 안전율 검토

$$S.F = \sum H_r / \sum H = 110.880 / 54.240 = 2.044 \geq 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

4. 단면 검토

4.1 하중 조합

- LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.3D+2.15L+1.7H)
- LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.3D+1.7H+1.3W)
- LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.3D+1.3L+1.7H+0.65W)
- 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 (1.3D+2.15L+1.7H)

$$\begin{aligned} \sum V &= 511.042 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 1183.490 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 63.976 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 4.800 / 2 - (1183.490 - 63.976) / 511.042 \\ &= 0.209 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 134.328 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 78.606 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

(2) LCB 2 : 상 시 계수하중 (1.3D+1.7H+1.3W)

$$\begin{aligned} \sum V &= 425.042 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 942.690 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 240.480 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 4.800 / 2 - (942.690 - 240.480) / 425.042 \\ &= 0.748 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 171.335 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 5.766 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

(3) LCB 3 : 상 시 계수하중 (1.3D+1.3L+1.7H+0.65W)

$$\begin{aligned} \sum V &= 477.042 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 1088.290 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 154.572 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 4.800 / 2 - (1088.290 - 154.572) / 477.042 \\ &= 0.443 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 154.379 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 44.388 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

(4) LCB 4 : 지진시 계수하중 (1.0D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned} \sum V &= 326.956 \text{ KN} \\ \sum Mr &= 725.146 \text{ KN.m} \\ \sum Mo &= 74.799 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 4.800 / 2 - (725.146 - 74.799) / 326.956 \\ &= 0.411 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 103.102 \text{ KN/m}^2 \\ Q2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 33.130 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

(5) LCB 5 : 상 시 사용하중 (1.0D+1.0L+1.0H+1.0W)

사용하중 반력은 안정검토시 반력 참조

4.3 단면검토용 하중계산

1) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구분	뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총계	
LCB1	전단력	103.353	166.849	138.000	-407.294	0.000	0.907
	모멘트	203.983	335.809	276.000	-752.675	0.000	63.117
LCB2	전단력	103.353	166.849	52.000	-299.012	0.000	23.189
	모멘트	203.983	335.809	104.000	-414.060	0.000	229.732
LCB3	전단력	103.353	166.849	104.000	-360.871	0.000	13.330
	모멘트	203.983	335.809	208.000	-599.531	0.000	148.262
LCB4	전단력	79.503	128.345	40.000	-249.139	0.000	-1.291
	모멘트	156.910	258.315	80.000	-420.531	0.000	74.694
LCB5	전단력	79.503	128.345	80.000	-265.193	0.000	22.654
	모멘트	156.910	258.315	160.000	-395.043	0.000	180.182

2) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계산 (Coulomb)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 30.000 °
 뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °
 흙과 콘크리트의 마찰각(δ) : 10.000 °
 옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 0.000 °

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{\cos^2(\Phi - \Theta)}{\cos^2 \Theta \cdot \cos(\Theta + \delta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{(\sin(\Phi + \delta) \cdot \sin(\Phi - \alpha))}}{\sqrt{(\cos(\Theta + \delta) \cdot \cos(\Theta - \alpha))}} \right]^2} \\ &= 0.308 \end{aligned}$$

$$K_{ah} = 0.308 \times \cos(10.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.304$$

㉡ 지진시 주동토압계산 (Mononobe-Okabe)

옹벽배면의 수직에 대한 각 $\beta : = 0.000^\circ$
 흙과 옹벽사이의 마찰각 $\delta : = 0.000^\circ$ (단면검토시)
 $\Theta = \tan^{-1}(K_h/(1-k_v))$ 여기서 K_h 는 수평지진계수

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\Phi - \Theta - \beta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \beta \times \cos(\delta + \beta + \Theta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{(\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \Theta - \alpha))}}{\sqrt{(\cos(\delta + \beta + \Theta) \times \cos(\alpha - \beta))}} \right]^2}$$

$$= 0.381$$

$$K_{aeh} = 0.381 \times \cos(0.000^\circ) = 0.381$$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$P_a = 1/2 \times K_{ah} \times \gamma t \times H^2$$

$$= 1/2 \times 0.304 \times 19.0 \times 1.700^2 = 8.340 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 1.700 / 3 = 0.567 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 8.340 \times 0.567 = 4.726 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$P_a = 1/2 \times K_{ah} \times \gamma t \times H^2$$

$$= 1/2 \times 0.304 \times 19.0 \times 0.850^2 = 2.085 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 0.850 / 3 = 0.283 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 2.085 \times 0.283 = 0.591 \text{ KN.m}$$

㉢ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$P_{ae} = 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma t \times H^2$$

$$= 1/2 \times 0.381 \times 19.0 \times 1.700^2 = 10.460 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 1.700 / 2 = 0.850 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 10.460 \times 0.850 = 8.891 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$P_{ae} = 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma t \times H^2$$

$$= 1/2 \times 0.381 \times 19.0 \times 0.850^2 = 2.615 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 0.850 / 2 = 0.425 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 2.615 \times 0.425 = 1.111 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체 단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

$$q = 10.00 + 10.00 + 20.00 \text{ KN/m}^2$$

i) 벽체 하부 (C-C)

$$P_{h1} = K_{ah} \times q_l \times H = 0.304 \times 10.00 \times 1.700 = 5.164 \text{ KN/m (활하중)}$$

$$P_{h2} = K_{ah} \times q_d \times H = 0.304 \times 10.00 \times 1.700 = 5.164 \text{ KN/m (고정하중)}$$

$$y = H / 2 = 0.850 \text{ m}$$

$$M_{o1} = P_{h1} \times y = 4.390 \text{ KN.m}$$

$$M_{o2} = P_{h2} \times y = 4.390 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$Ph_1 = Kah \times q_l \times H = 0.304 \times 10.00 \times 0.850 = 2.582 \text{ KN/m (활하중)}$$

$$Ph_2 = Kah \times q_d \times H = 0.304 \times 10.00 \times 0.850 = 2.582 \text{ KN/m (고정하중)}$$

$$y = H / 2 = 0.425 \text{ m}$$

$$Mo_1 = Ph_1 \times y = 1.097 \text{ KN.m}$$

$$Mo_2 = Ph_2 \times y = 1.097 \text{ KN.m}$$

㉔ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Phe = Kaeh \times q_d \times H = 0.381 \times 10.00 \times 1.700 = 6.476 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 0.850 \text{ m}$$

$$Moe = Phe \times y = 5.505 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$Phe = Kaeh \times q_d \times H = 0.381 \times 10.00 \times 0.850 = 3.238 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 0.425 \text{ m}$$

$$Moe = Phe \times y = 1.376 \text{ KN.m}$$

(4) 방음벽에 의한 벽체 단면력 계산

㉑ 상시 하중계산

i) 벽체 하부 (C-C)

방음벽에 작용하는 하중은 풍하중을 고려한다.

$$Ph = 1.020 \times 15.000 = 15.300 \text{ KN/m}$$

$$Mo = 15.300 \times 9.200 = 140.760 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$Ph = 1.020 \times 15.000 = 15.300 \text{ KN/m}$$

$$Mo = 15.300 \times 8.350 = 127.755 \text{ KN.m}$$

㉒ 지진시 하중계산

i) 벽체 하부 (C-C)

지진시 작용하는 하중은 방음벽의 관성력을 고려한다.

$$Ph = Pv \times Kh = 9.108 \times 0.077 = 0.701 \text{ KN/m}$$

$$Mo = 0.701 \times 9.200 = 6.452 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$Ph = Pv \times Kh = 9.108 \times 0.077 = 0.701 \text{ KN/m}$$

$$Mo = 0.701 \times 8.350 = 5.856 \text{ KN.m}$$

(5) 추가하중에 의한 벽체 단면력 계산

㉑ 상시 하중계산

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Ph = V_d + V_l = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ KN/m}$$

$$Mo = (0.000 + 0.000) \times 1.700 + 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$Ph = V_d + V_l = 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ KN/m}$$

$$Mo = (0.000 + 0.000) \times 0.850 + 0.000 + 0.000 = 0.000 \text{ KN.m}$$

㉒ 지진시 하중계산

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Ph = H_d = 0.000 \text{ KN/m}$$

$$Ph' = V_d \times Kh = 21.000 \times 0.077 = 1.617 \text{ KN/m}$$

$$Mo = 0.000 \times 1.700 + 0.000 = 0.000 \text{ KN.m}$$

$$M_o' = 1.617 \times 1.700 = 2.749 \text{ KN.m}$$

ii) 벽체 중앙부 (D-D)

$$P_h = H_d = 0.000 \text{ KN/m}$$

$$P_h' = V_d \times K_h = 21.000 \times 0.077 = 1.617 \text{ KN/m}$$

$$M_o = 0.000 \times 0.850 + 0.000 = 0.000 \text{ KN.m}$$

$$M_o' = 1.617 \times 0.850 = 1.374 \text{ KN.m}$$

(6) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.000	24.5	0.000	0.077	0.000	0.567	0.000
C2	1.360	24.5	33.320	0.077	2.566	0.850	2.181
C3	0.000	24.5	0.000	0.077	0.000	0.567	0.000
합 계 (벽체 하부)			33.320		2.566		2.181
C1	0.000	24.5	0.000	0.077	0.000	0.283	0.000
C2	0.680	24.5	16.660	0.077	1.283	0.425	0.545
C3	0.000	24.5	0.000	0.077	0.000	0.283	0.000
합 계 (벽체 중앙부)			16.660		1.283		0.545

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	횡 토 압	과재하중	방음벽	추가하중	관성력	총 계
LCB1	전단력	14.178	17.817	0.000	0.000	0.000	31.995
	모멘트	8.034	15.144	0.000	0.000	0.000	23.179
LCB2	전단력	14.178	6.714	19.890	0.000	0.000	40.782
	모멘트	8.034	5.706	182.988	0.000	0.000	196.729
LCB3	전단력	14.178	13.427	9.945	0.000	0.000	37.551
	모멘트	8.034	11.413	91.494	0.000	0.000	110.942
LCB4	전단력	10.460	6.476	0.701	1.617	2.566	21.820
	모멘트	8.891	5.505	6.452	2.749	2.181	25.777
LCB5	전단력	8.340	10.329	15.300	0.000	0.000	33.969
	모멘트	4.726	8.779	140.760	0.000	0.000	154.265

▷ 벽체 중간부 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	횡 토 압	과재하중	방음벽	추가하중	관성력	총 계
LCB1	전단력	3.545	8.908	0.000	0.000	0.000	12.453
	모멘트	1.004	3.786	0.000	0.000	0.000	4.790

LCB2	전단력	3.545	3.357	19.890	0.000	0.000	26.791
	모멘트	1.004	1.427	166.082	0.000	0.000	168.512
LCB3	전단력	3.545	6.714	9.945	0.000	0.000	20.203
	모멘트	1.004	2.853	83.041	0.000	0.000	86.898
LCB4	전단력	2.615	3.238	0.701	1.617	1.283	9.454
	모멘트	1.111	1.376	5.856	1.374	0.545	10.263
LCB5	전단력	2.085	5.164	15.300	0.000	0.000	22.549
	모멘트	0.591	2.195	127.755	0.000	0.000	130.541

4.4 단면검토용 하중집계

상시와 지진시 단면력중 최대값으로 단면력을 정리하면 다음과 같다.
 균열검토는 상시의 사용하중으로 검토한다.

(단위 : KN, m)

구 분	Mu	Mcr	Vu
뒷 굽 판 (B-B)	196.729	154.265	23.189
벽 체 하 부 (C-C)	196.729	154.265	40.782
벽체 중앙부 (D-D)	168.512	130.541	26.791

(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) 뒷 굽 판

$$f_{ck} = 24.0\text{MPa} \quad f_y = 400.0\text{MPa}$$

$$\beta_1 = 0.850 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.75$$

$$p_{min} = \max(0.25\sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00350$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 196.729 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 23.189 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 800.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊 이 } D &= 700.000 \text{ mm} & \text{피 복 두께 } D_c &= 100.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H19 @ 150 \text{ mm} \quad (D_c = 100 \text{ mm}) \\ &= 1910.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00273 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 37.451 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.04466 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 442419700.000 \text{ N.mm} \\ &= 442.420 \text{ KN.m} \geq M_u = 196.729 \text{ KN.m} \dots \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\text{소요등가응력깊이 : } a = 16.400 \text{ mm로 가정}$$

필요 철근량 : $As = Mu / \{\phi f \cdot fy \cdot (D-a/2)\} = 836.390 \text{ mm}^2$
 $a = (As \cdot fy) / (0.85 \cdot fck \cdot B) = 16.400 \text{ mm} \quad \therefore$ 가정과 비슷함 0.K
 $Preq = [Mu / \{\phi f \cdot fy \cdot (D-a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00119 \Rightarrow 4/3 Preq = 0.00159$
 철근비검토 : $4/3 Preq \leq P \leq Pmin \quad \therefore 0.K$

▷ 전단력 검토

$\phi v \cdot Vc = \phi v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot d / 1000 = 428.661 \text{ KN}$
 $\phi v \cdot Vc = 428.661 \text{ KN} > Vu \quad \therefore$ 전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$Mcr = 154.265 \text{ KN.m}$ (사용하중 모멘트)
 $n = Es/Ec = 200000 / \{8500 \cdot (Fck + \Delta f)^{1/3}\} = 8$
 $p = As/(B \cdot D) = 0.00273$
 $k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.188 \quad j = 0.937$
 $x = k \cdot d = 131.776 \text{ mm}$
 $fc = 2 \cdot Mcr / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 3.569 \text{ MPa}$
 $fs = Mcr / (As \cdot (D - x/3)) = 123.107 \text{ MPa}$
 $fst = fs \cdot (H - Dc_{min} - x) / (D - x) = 123.107 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/fst) - 2.5Cc, 300 \cdot (210/fst)] = 413.44 \text{ mm}$
 ...여기서 $Cc = dc_{min} - \text{주철근 직경}/2 = 90.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $150.00 \text{ mm} \leq 413.44 \text{ mm} \quad \therefore 0.K$

2) 벽체 하부

$fck = 24.0 \text{ MPa} \quad fy = 400.0 \text{ MPa}$
 $\beta 1 = 0.850 \quad \phi f = 0.85 \quad \phi v = 0.75$
 $pmin = \text{max}(0.25 \sqrt{fck}/fy, 1.4/fy) = 0.00350$

계수 모멘트 $Mu = 196.729 \text{ KN.m}$ 계수 전단력 $Vu = 40.782 \text{ KN}$
 단면의 두께 $H = 800.000 \text{ mm}$ 단 위 폭 $B = 1000.000 \text{ mm}$
 유효 깊이 $D = 700.000 \text{ mm}$ 피복 두께 $Dc = 100.000 \text{ mm}$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H19 @ 150 mm ($Dc = 100 \text{ mm}$)
 $= 1910.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = As/(B \cdot D) = 0.00273$
 공칭강도시 등가응력깊이 $a = (As \cdot fy) / (0.85 \cdot fck \cdot B) = 37.451 \text{ mm}$
 최외단 인장철근 변형률 $\epsilon t = 0.04466 \geq 0.004 \quad \therefore 0.K$
 ...여기서 $\epsilon t = 0.003 \cdot (H - a/\beta 1 - Dc_{min}) / (a/\beta 1)$
 $0.005 \leq \epsilon t$ 이므로 인장지배단면, $\phi f = 0.85$ 를 적용한다.

설계강도 $\phi Mn = \phi f \cdot fy \cdot As \cdot (D - a/2) = 442419700.000 \text{ N.mm}$
 $= 442.420 \text{ KN.m} \geq Mu = 196.729 \text{ KN.m} \quad \therefore 0.K$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : $a = 16.400 \text{ mm}$ 로 가정
 필요 철근량 : $As = Mu / \{\phi f \cdot fy \cdot (D-a/2)\} = 836.390 \text{ mm}^2$
 $a = (As \cdot fy) / (0.85 \cdot fck \cdot B) = 16.400 \text{ mm} \quad \therefore$ 가정과 비슷함 0.K
 $Preq = [Mu / \{\phi f \cdot fy \cdot (D-a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00119 \Rightarrow 4/3 Preq = 0.00159$
 철근비검토 : $4/3 Preq \leq P \leq Pmin \quad \therefore 0.K$

▷ 전단력 검토

$\phi v \cdot Vc = \phi v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{fck} \cdot B \cdot d / 1000 = 428.661 \text{ KN}$
 $\phi v \cdot Vc = 428.661 \text{ KN} > Vu \quad \therefore$ 전단철근 필요없음.

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$Mcr = 154.265 \text{ KN.m}$ (사용하중 모멘트)
 $n = Es/Ec = 200000 / \{8500 \cdot (Fck + \Delta f)^{1/3}\} = 8$
 $p = As/(B \cdot D) = 0.00273$
 $k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.188 \quad j = 0.937$
 $x = k \cdot d = 131.776 \text{ mm}$
 $fc = 2 \cdot Mcr / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 3.569 \text{ MPa}$

$$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 123.107 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 123.107 \text{ MPa}$$

최외단철근 소요중심간격

$$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 413.44 \text{ mm}$$

...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm

최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 413.44 mm ∴ 0.K

3) 벽 체 중 앙 부

$$f_{ck} = 24.0 \text{ MPa} \quad f_y = 400.0 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0.850 \quad \phi_f = 0.85 \quad \phi_v = 0.75$$

$$p_{min} = \text{max}(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00350$$

$$\text{계수 모멘트 } M_u = 168.512 \text{ KN.m} \quad \text{계수 전단력 } V_u = 26.791 \text{ KN}$$

$$\text{단면의 두께 } H = 800.000 \text{ mm} \quad \text{단 위 폭 } B = 1000.000 \text{ mm}$$

$$\text{유효 깊 이 } D = 700.000 \text{ mm} \quad \text{피 복 두께 } D_c = 100.000 \text{ mm}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

사용철근량 = H19 @ 150 mm (Dc = 100 mm)

$$= 1910.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00273$$

공칭강도시 등가응력깊이 a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 37.451 mm

최외단 인장철근 변형률 $\epsilon_t = 0.04466 \geq 0.004$ ∴ 0.K

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

0.005 ≤ ϵ_t 이므로 인장지배단면, $\phi_f = 0.85$ 를 적용한다.

$$\text{설계강도 } \phi M_n = \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 442419700.000 \text{ N.mm}$$

$$= 442.420 \text{ KN.m} \geq M_u = 168.512 \text{ KN.m} \dots \therefore 0.K$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

소요등가응력깊이 : a = 14.024 mm로 가정

필요 철근량 : $A_s = M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 715.200 \text{ mm}^2$

a = (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 14.024 mm ∴ 가정과 비슷함 0.K

Preq = [M_u / {\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)}] / (B \cdot D) = 0.00102 ⇒ 4/3 Preq = 0.00136

철근비검토 : 4/3 Preq ≤ P ≤ P_min ∴ 0.K

▷ 전단력 검토

$$\phi_v \cdot V_c = \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 428.661 \text{ KN}$$

$$\phi_v \cdot V_c = 428.661 \text{ KN} > V_u \therefore \text{전단철근 필요없음.}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

Mcr = 130.541 KN.m (사용하중 모멘트)

$$n = E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 8$$

$$p = A_s / (B \cdot D) = 0.00273$$

$$k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.188 \quad j = 0.937$$

$$x = k \cdot d = 131.776 \text{ mm}$$

$$f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 3.020 \text{ MPa}$$

$$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 104.174 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c_min} - x) / (D - x) = 104.174 \text{ MPa}$$

최외단철근 소요중심간격

$$s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 529.70 \text{ mm}$$

...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 90.50 mm

최외단철근 평균배근간격 = 150.00 mm ≤ 529.70 mm ∴ 0.K

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16

수평철근 간격 : 150 mm

사용 수평철근량 : 1324.000 mm²

소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@150mm 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = $2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.331 \% \geq 0.25 \% \therefore 0.K$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
 수평철근 간격 : 150 mm
 사용 수평철근량 : 1324.000 mm²
 소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@150mm 를 각각 배근하면

사용수평철근비 = $2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.331 \% \geq 0.25 \% \therefore 0.K$

5. 결과 요약

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	0.637	0.800	0.K	2.404	1.500	0.K	137.354	336.597	0.K
지진시	0.411	1.600	0.K	2.044	1.200	0.K	103.102	536.780	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
뒷 굽 판	196.73	442.42	0.K	23.19	428.66	0.K	413.4	150.0	0.K
벽체 하부	196.73	442.42	0.K	40.78	428.66	0.K	413.4	150.0	0.K
벽체 중앙	168.51	442.42	0.K	26.79	428.66	0.K	529.7	150.0	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)
뒷 굽 판	H19 @ 150mm	100.0	1910.000	H13 x 2.000Leg	300.0	253.400
벽체 하부	H19 @ 150mm	100.0	1910.000	H13 x 2.000Leg	300.0	253.400
벽체 중앙	H19 @ 150mm	100.0	1910.000	H13 x 2.000Leg	300.0	253.400

02_방음벽 구조 검토서

구조계산서

Structural Design Report
for

방음벽 구조검토

- 직립방음벽 구간 H=15.0m -

1. 설계 조건

1.1 일반 사항

- (1) 검토 지역 : 기본풍속 30 m/s 대상지역
- (2) 검토 위치 : 토 공 부
- (3) 방음판 높이 : H = 15.000 m (기초포함 16.00 m)
- (4) 방음벽 기초 높이 : h₁ = 1.000 m (매입 h₂ = 1.00 m)
 $h = h_1 + h_2 = 2.000 \text{ m}$
- (5) 방음벽 기초 폭 : B = 0.500 m
- (6) 지주 배치 간격 (C.T.C) : 2.000 m

1.2 하 중

(1) 고정 하 중 (도로교 설계기준 2.1.2)

재 료	단 위 중 량	재 료	단 위 중 량
강 재	78.50 kN/m ³	철근 콘크리트	25.00 kN/m ³
방음판넬	0.30 kN/m ²	콘크리트 방음판넬	2.25 kN/m ²

(2) 풍 하 중 (한국도로공사 방음벽 설계풍하중 설계구10202-30086)

- 풍하중은 방음벽에 수직으로 작용

지 역	지 명	구 분	풍하중 강도	비 고	
서울 인천 대 구 대전 광주 춘천 청주 수 원 충주령 전 주 익산 진주 서산	서울, 대구, 대전, 춘천, 청주, 수원, 추풍령, 전주, 익산, 진주, 광주	토 공 부	H ≤ 4.5m	0.70 kN/m ²	
			H ≤ 4.5~9.0m	0.90 kN/m ²	
			H > 9.0m	1.00 kN/m ²	◎
		교 량 부		1.10 kN/m ²	

1.3 재료 강도

(1) 콘크리트 (도로교 설계기준 2.3.3)

- 설계기준강도 $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$

- 탄성계수 $E_c = 8500 \times \sqrt[3]{f_{cu}} = 8500 \times \sqrt[3]{24} = 24518 \text{ MPa}$

(2) 철 근 (SD - 30) (도로교 설계기준 2.3.3)

- 항복강도 $f_y = 300 \text{ MPa}$

- 탄성계수 $E_s = 200000 \text{ MPa}$

(3) 강 재 (SS - 400) (도로교 설계기준 2.3.3)

- 탄성계수 $E_{ts} = 210000 \text{ MPa}$

(4) 앵커볼트 (SS - 400)

1.4 허용응력

(1) 콘크리트 (도로교 설계기준 4.5.2)

- 허용휨압축응력 $f_{ca} = 0.4 f_{ck} = 0.4 \times 24 = 9.6 \text{ MPa}$
- 허용지압응력 $f_{ba} = 0.25 f_{ck} \sqrt{A_c / A_b}$, $f_{ba} \leq 0.5 \times f_{ck}$
 A_c : 지지하는 콘크리트의 단면적
 A_b : 지압을 받는 재하면적
- 부착강도 $f_c = 0.82 \text{ MPa}$

(2) 강재

1) H-Pile 및 Base Plate

- 허용휨응력 $f_a = 140 \text{ MPa}$ (도로교 설계기준 3.3.2.1)
- 허용전단응력 $\tau_a = 80 \text{ MPa}$ (도로교 설계기준 3.3.2.1)

2) 앵커볼트

- 허용인장응력 $f_{ba} = 140 \text{ MPa}$ (도로교 설계기준 3.3.2.1)
- 허용전단응력 $\tau_{sa} = 60 \text{ MPa}$ (도로교 설계기준 3.3.2.3)

3) 공장용접

- 허용휨응력 $f_{wa} = 140 \text{ MPa}$ (도로교 설계기준 3.3.2.3)
- 허용전단응력 $\tau_{wa} = 80 \text{ MPa}$ (도로교 설계기준 3.3.2.3)

(3) 허용응력 증가계수 (도로교 설계기준 2.2.2.2)
 - 방음벽 지주는 풍하중만 고려하므로 증가계수 **1.2** 적용

1.5 지주(H-Pile) 제원

* H - 350 × 350 × 12 × 19

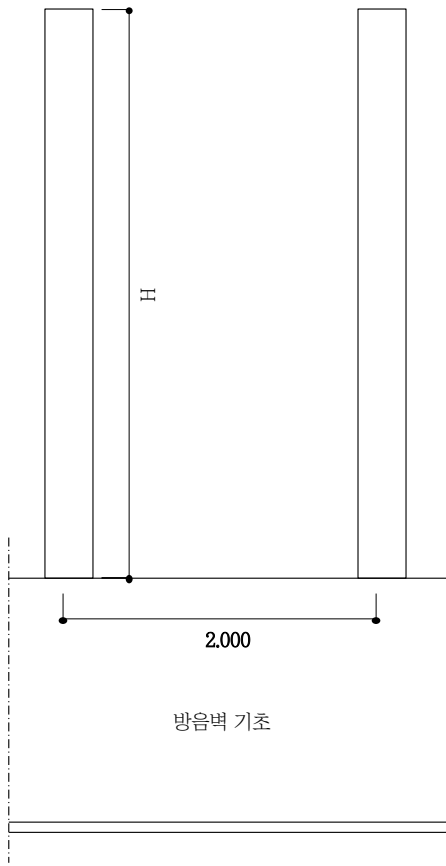
단면적 (A)	전단면적 (Aw)	단면 2차모멘트		회전 반경		단면 계수		단위중량 (W)
		Ix	Iy	rx	ry	Zx	Zy	
mm ²	mm ²	mm ⁴	mm ⁴	mm	mm	mm ³	mm ³	kN/m
17390.0	3744.0	403000000	136000000	152	88.4	2300000	776000	1.370

1.6 참고 문헌

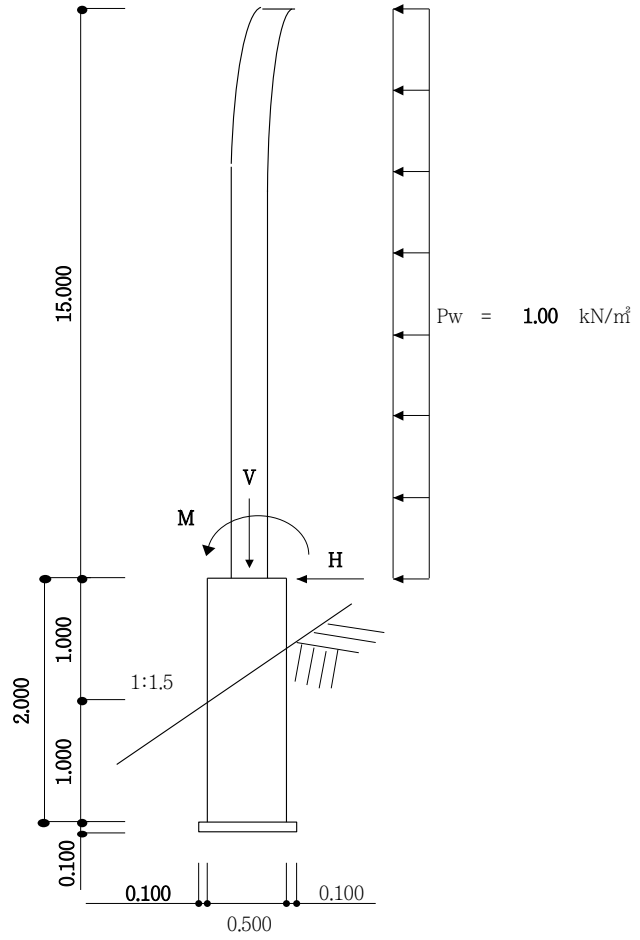
- (1) 구조물 기초설계기준 해설 : 한국지반공학회 (2009)
- (2) 콘크리트 구조설계기준해설 : 한국콘크리트학회 (2007)
- (3) 도로교 설계기준 해설 : 대한토목학회 (2008)
- (4) 도로설계편람 (I, II) : 국토해양부 (2008)
- (5) 국도건설공사 설계실무 요령 : 국토해양부 (2008)
- (6) 도로설계요령 : 한국도로공사 (2009)
- (7) 도로교 설계기준 : 한국도로교통협회 (2010)

2. 설계 단면

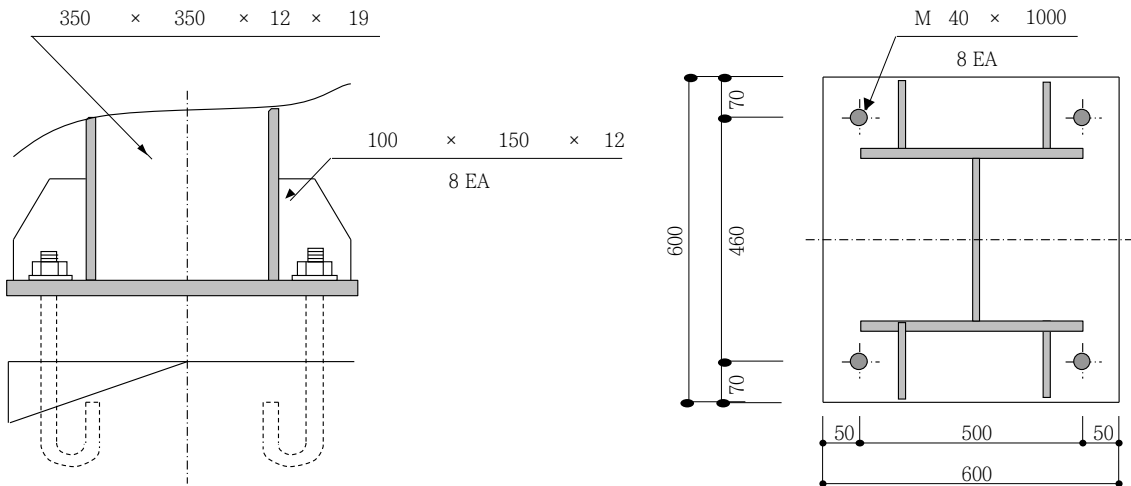
* 정면도



* 측면도



* BASE PLATE 상세



3. 설계 하중

3.1 고정 하중

(1) 지주 하단

- H-POST

$$Wd1 = 1.370 \times 15.000 = 20.550 \text{ kN}$$

- 방음판

$$Wp1 = 0.300 \times 15.000 \times 2.000 = 9.000 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 29.550 \text{ kN}$$

3.2 풍 하중

$$Pw = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

(1) 지주 하단

$$H1 = 1.000 \times 15.000 \times 2.000 = 30.000 \text{ kN}$$

$$M1 = 30.000 \times 15.000 \times 0.500 = 225.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

3.3 설계 하중

(1) 지주 하단

$$V = 29.550 \text{ kN}$$

$$H = 30.000 \text{ kN}$$

$$M = 225.000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

4. 응력 검토

- 지주(H-Pile) 제원 : H - 350 × 350 × 12 × 19

단면적 (A)	전단면적 (Aw)	단면 2차모멘트		회전 반경		단면 계수		단위중량 (W)
		Ix	Iy	rx	ry	Zx	Zy	
mm ²	mm ²	mm ⁴	mm ⁴	mm	mm	mm ³	mm ³	kN/m
17390.0	3744.0	403000000	136000000	152.0	88.4	2300000	776000	1.370

- Base Plate 제원

$$B = 600 \text{ mm}, \quad H = 600 \text{ mm}, \quad E = 70 \text{ mm}, \quad t = 34 \text{ mm}$$

- Rib Plate 제원 및 개수

$$B = 100 \text{ mm}, \quad H = 150 \text{ mm}, \quad t = 12 \text{ mm}, \quad N : 8 \text{ EA}$$

- 앵커볼트 제원 및 개수

$$M \ 40 \times 1000 \quad (A_s = 1256.64 \text{ mm}^2) \quad N : 8 \text{ EA}$$

4.1 지주 단면검토

(1) 휨응력 검토

1) 지주 하단

$$f = \frac{V}{A} + \frac{M}{Z_x} = \frac{29,550}{17,390.00} + \frac{225,000}{2,300,000.00}$$

$$= 99.53 \text{ MPa} < f_a = 140.0 \times 1.2 = 168.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

(2) 전단응력 검토

1) 지주 하단

$$\tau = \frac{H}{A_w} = \frac{30,000}{3,744.00}$$

$$= 8.01 \text{ MPa} < \tau_a = 80.0 \times 1.2 = 96.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

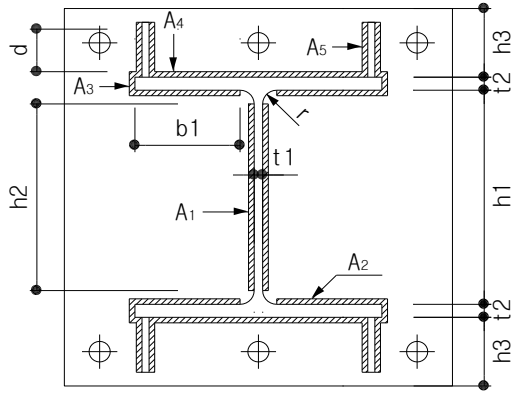
(3) 지주 규격 (플랜지의 최소 규격)

$$B \geq 120 - t_1$$

$$\text{여기서, } B = 350, \quad t_1 = 12$$

$$\therefore 350 \geq 108 \quad \therefore \text{O.K}$$

(4) 용접 검토



* 용접부 부재별 치수

Base h	= 600 mm	Base b	= 600 mm
지주 H	= 350 mm	지주 B	= 350 mm
지주 t ₁	= 12 mm	지주 t ₂	= 19 mm
h ₁	= 312 mm	h ₂	= 256 mm
h ₃	= 125 mm	d	= 94 mm
r	= 20 mm	b ₁	= 149 mm
Rib S	= 100 mm (리브 길이)		
Rib t	= 12 mm (리브 두께)		
Rib 개수	n : 8 EA		
y	= 300 mm (중립축 길이)		

최소 용접치수 = 8 mm 이상

두꺼운 쪽 모재 두께	최소 필릿용접 치수
20 mm 이하	6 mm
20 mm 초과	8 mm

Flange	t ₁ = 19 mm	} (얇은 모재의 두께)
Web	t ₁ = 12 mm	
Rib	t ₁ = 12 mm	
	t ₂ = 34 mm (두꺼운 모재의 두께)	

부재별 용접치수

Flange	s ₁ = 8 mm	∴ O.K
Web	s ₂ = 8 mm	∴ O.K
Rib	s ₃ = 8 mm	∴ O.K

유효 목두께

a ₁	= 0.7071 × 8 = 5.657 mm
a ₂	= 0.7071 × 8 = 5.657 mm
a ₃	= 0.7071 × 8 = 5.657 mm

* 용접부 단면적 (A)

$$\begin{aligned}
 A_1 &= h_2 \times a_2 = 256 \times 5.657 = 1448.2 \text{ mm}^2 \\
 A_2 &= b_1 \times a_1 = 149 \times 5.657 = 842.9 \text{ mm}^2 \\
 A_3 &= t_2 \times a_1 = 19 \times 5.657 = 107.5 \text{ mm}^2 \\
 A_4 &= (B - n \times t) \times a_1 = (350 - 4 \times 12) \times 5.657 = 1708.4 \text{ mm}^2 \\
 A_5 &= d \times a_3 = 94 \times 5.657 = 531.7 \text{ mm}^2 \\
 \therefore A_w &= 2 A_1 + 4 A_2 + 4 A_3 + 2 A_4 + 16 A_5 = 18622.4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

* 용접부 단면2차모멘트

$$\begin{aligned}
 &= 2 \times \frac{5.6569 \times 256^3}{12} \\
 &+ 4 \times \frac{149 \times 5.657^3}{12} + 4 \times 842.87 \times \left(\frac{312}{2} - \frac{5.6569}{2} \right)^2 \\
 &+ 4 \times \frac{5.657 \times 19.0^3}{12} + 4 \times 107.48 \times \left(\frac{312}{2} + \frac{19}{2} \right)^2 \\
 &+ 2 \times \frac{206.0 \times 5.657^3}{12} + 2 \times 1708.4 \times \left(\frac{350}{2} + \frac{5.6569}{2} \right)^2 \\
 &+ 16 \times \frac{5.657 \times 94.0^3}{12} + 16 \times 531.7 \times \left(\frac{350}{2} + 5.65685 + \frac{94}{2} \right)^2 \\
 &= 661978607.8 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

1) 휨응력 검토

$$f = \frac{M}{Z_x} = \frac{225,000}{2206595}$$

$$= 101.97 \text{ MPa} < f_{wa} = 140.0 \times 1.2 = 168.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

$$Z_x = \frac{I_x}{y} = \frac{661978607.8}{300} = 2206595 \text{ mm}^3$$

2) 전단응력 검토

$$\tau = \frac{H}{A_w} = \frac{30,000}{1448.2}$$

$$= 20.72 \text{ MPa} < \tau_{wa} = 80.0 \times 1.2 = 96.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

여기서, A_w : Web 용접부의 단면적, H : 수평력

3) 휨과 전단의 합성응력 검토 (도로교 설계기준 3.5.2.8)

$$\left(\frac{f}{f_{wa}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{wa}}\right)^2 = \left(\frac{101.97}{168.0}\right)^2 + \left(\frac{20.72}{96.0}\right)^2$$

$$= 0.41 < 1.0 \quad \therefore \text{O.K}$$

4.2 앵커 볼트 설계

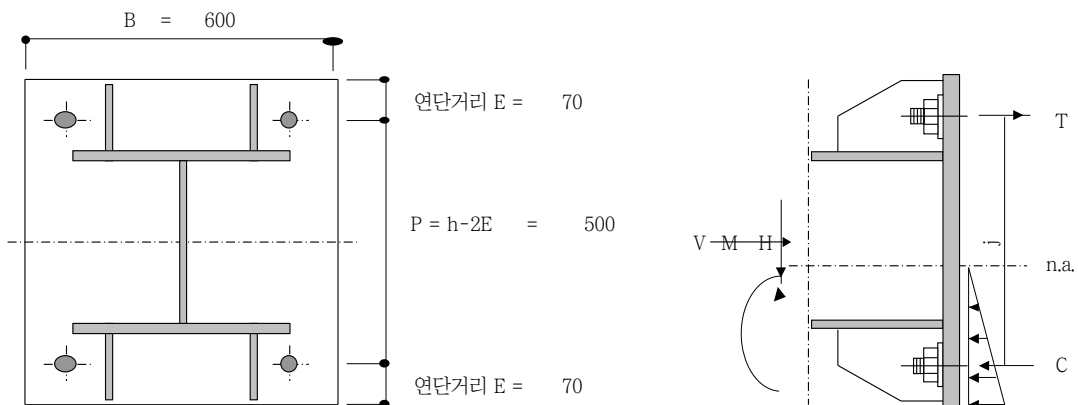
(1) 작용 단면력

$$V = 29,550 \text{ kN}$$

$$H = 30,000 \text{ kN}$$

$$M = 225,000 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(2) 모멘트에 대한 검토



- 중립축 거리

$$j = P + E - y/3 = 500 + 70 - 217.40 / 3 = 497.5 \text{ mm}$$

$$4 n A_s (P + E - y) = \frac{B \times y^2}{2} \quad \text{여기서, } n = E_s / E_c = 8$$

$$4 \times 8 \times 1256.637 \times (500 + 70 - y) = \frac{600 \times y^2}{2}$$

$$300 y^2 + 40212.4 y - 22921060.0 = 0 \quad \therefore y = 217.40 \text{ mm}$$

$$T = \frac{M}{j} = \frac{225,000}{497.5} = 452.23 \text{ kN}$$

$$f_b = \frac{T}{4 A_b} = \frac{452.231}{4 \times 1256.64}$$

$$= 89.97 \text{ MPa} < f_{ba} = 140.0 \times 1.2 = 168.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

(3) 전단력에 대한 검토

$$\tau_s = \frac{H}{8 A_b} = \frac{30.000}{8 \times 1256.64} = 2.98 \text{ MPa} < \tau_{sa} = 60.0 \times 1.2 = 72.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

(4) 앵커볼트 매입길이 설계

앵커볼트와 콘크리트와의 허용부착강도로부터

$$L = \frac{T}{4 \pi D f_c} = \frac{452.231 \times 10^3}{4 \times \pi \times 40 \times 0.82} = 1101.326 \text{ mm}$$

HOOK를 설치한 앵커볼트의 경우

$$L_h \geq \frac{2}{3} L = \frac{2 \times 1101.326}{3} = 734.217 \text{ mm}$$

Base Plate 두께 34 mm , 너트 와셔 30 mm , 노출 높이 6 mm 를 고려
 매입길이는 여유치 적용하여 804 mm 이상 적용

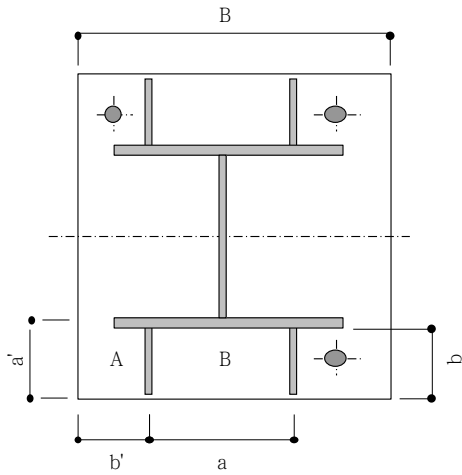
\therefore M 40 x 1000 사용 \therefore O.K

4.3 Base Plate 설계

(1) 작용 단면력

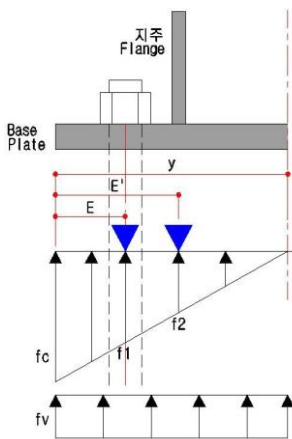
V = 29.550 kN
 H = 30.000 kN
 M = 225.000 kN·m

(2) 응력 산정



- * Base Plate 폭 B = 600 mm
- * Rib간 최대간격 a = 280 mm
- * H-Flange - Base 끝단 거리 a' = b = 125 mm
- * Rib - Base 끝단 거리 b' = 160 mm

$$f_c = \frac{2 T}{y B} = \frac{2 \times 452.231}{217.40 \times 600} = 6.93 \text{ MPa}$$



- * 도심거리(대칭구조) y = 300.0 mm
- * 연단거리 E = 70.0 mm
- * 연단에서 플랜지거리 E' = 125.0 mm
- * f1, f2 산정 - 모멘트하중에 의한
 - 비례식에서 y : fc = (y - E) : f1
f1 = 5.316 MPa
 - 비례식에서 y : fc = (y - E') : f2
f2 = 4.045 MPa
- * fv 산정 - 축방향 압축력에 의한
 - fv = V / (L x B)
 - fv = 0.082 MPa

1) Base Plate의 모멘트 하중

- 볼트 지점부에 작용하는 모멘트 산정(안전측을 고려하여 캔틸레버로 산정)

* $f_{max} = f_c + f_v$	=	6.934	+	0.082	=	7.016	MPa	(연단)
* $f_{min} = f_1 + f_v$	=	5.316	+	0.082	=	5.398	MPa	(볼트)
* $f_{fla} = f_2 + f_v$	=	4.045	+	0.082	=	4.127	MPa	(플랜지)
* 지지거리 (E)	=	70	mm					
* 작용하중 ΣW	=	$\frac{1}{2} * (f_{max} + f_{min}) * E * B$			=	260.696	kN	
* $\Sigma W * x = [f_{min} * E * \frac{1}{2} * E] + [\frac{1}{2} * (f_{max} - f_{min}) * E * \frac{2}{3} * E] * B$					=	9520.75	kN·mm	
	=	$E^2 / 6 * (2 * f_{max} + f_{min}) * B$			=	9520.75	kN·mm	
* $X = \Sigma W * x / \Sigma W$					=	36.521	mm	
▶ 모멘트 M = $\Sigma W * X$					=	9.521	kN·m	

2) Base Plate의 두께 검토

$$f_b = \frac{6 M_{max}}{t^2} \leq f_a \quad \Rightarrow \quad t = \sqrt{\frac{6 M_{max}}{f_a}} = \sqrt{\frac{6 \times 9.52}{140 \times 1.2}}$$

$\therefore t = 18.44 \text{ mm} < \text{설계 } t = 34.0 \text{ mm} \text{ 적용} \quad \therefore \text{O.K}$

3) 휨응력 검토

$$f = \frac{M}{Z} = \frac{9.521}{115600} = 82.36 \text{ MPa} < f_a = 140.0 \times 1.20 = 168.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

4) 전단응력 검토

$$\tau = \frac{\Sigma W}{A_w} = \frac{260.696}{34.0 \times 600} = 12.78 \text{ MPa} < \tau_a = 80.0 \times 1.20 = 96.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

(3) 콘크리트 지압응력 검토

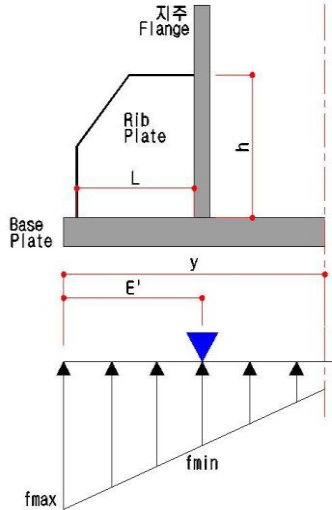
$$f_{ba} = 0.25 f_{ck} \sqrt{A_c / A_b}, \quad f_{ba} \leq 0.5 \times f_{ck}$$

여기서, A_c : 지지하는 콘크리트의 단면적 (600 mm × 600 mm)
 A_b : 지압을 받는 재하면적 (600 mm × 600 mm)
 k : 할증계수 (1.2)

$$f_{ba} = 0.25 \times 24 \times \sqrt{\frac{600 \times 600}{600 \times 600}} \times 1.2 = 7.200 \text{ MPa} < f_{ba} = 0.5 \times 24.0 = 12.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

4.4 Rib Plate 설계

(1) 전단력 산정



- * f_{max} (최대 압축응력) = 7.016 MPa
- * f_{min2} (최소 압축응력) = 4.127 MPa
- * 지지거리 E' = 125 mm
- * Base Plate 폭 B = 600 mm
- * Rib Plate 높이 h = 150 mm
- * Rib Plate 길이 L = 100 mm
- * Rib Plate 두께 t = 12 mm
- * Rib Plate 편측 개수 N = 4 EA
- * 작용하중 $\Sigma W = \frac{1}{2} * (f_{max} + f_{min}) * E'$
= 696.430 N/mm
- * Rib Plate 개소당 작용하는 하중 $V = \Sigma W * B / N$
 $V = 104.464$ kN/EA

(2) 단면 검토

$$\tau_r = \frac{V}{t \times h} = \frac{104.46}{12 \times 150} = 58.04 \text{ MPa} < \tau_{ra} = 80.0 \times 1.2 = 96.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$

(3) 용접 검토 (지주연결부)

최소 용접치수 = 8 mm 이상

두꺼운 쪽 모재 두께	최소 필릿용접 치수
20 mm 이하	6 mm
20 mm 초과	8 mm

$t_1 = 12$ mm (얇은 모재의 두께)
 $t_2 = 34$ mm (두꺼운 모재의 두께)
 Use $s = 8$ mm $\therefore \text{O.K}$

유효 목두께 : $a = 0.707107 \times 8 = 5.657$ mm

용접 길이 : $l = 150$ mm

용접부 전단응력 검토

$$\tau = \frac{V}{2 \cdot (a \times l)} = \frac{104.464}{2 \times 5.657 \times 150} = 61.56 \text{ MPa} < \tau_{wa} = 80.0 \times 1.2 = 96.0 \text{ MPa} \quad \therefore \text{O.K}$$