

울릉도 일주도로2 건설공사

구조계산서 Ⅲ

(호안옹벽)

2015. 12.

1. 역T형옹벽

▶ 역T형(H=3.0m)_배면경사(1:1.5)

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 : $H = 3.000 \text{ M}$
옹 벽 저 판 : $B = 1.900 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/m^2
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 33.690°
뒷채움의 성토높이 : 반무한 사면
옹벽전면의 토 피 고(D_f) : 1.000 m

2.3 사용토압

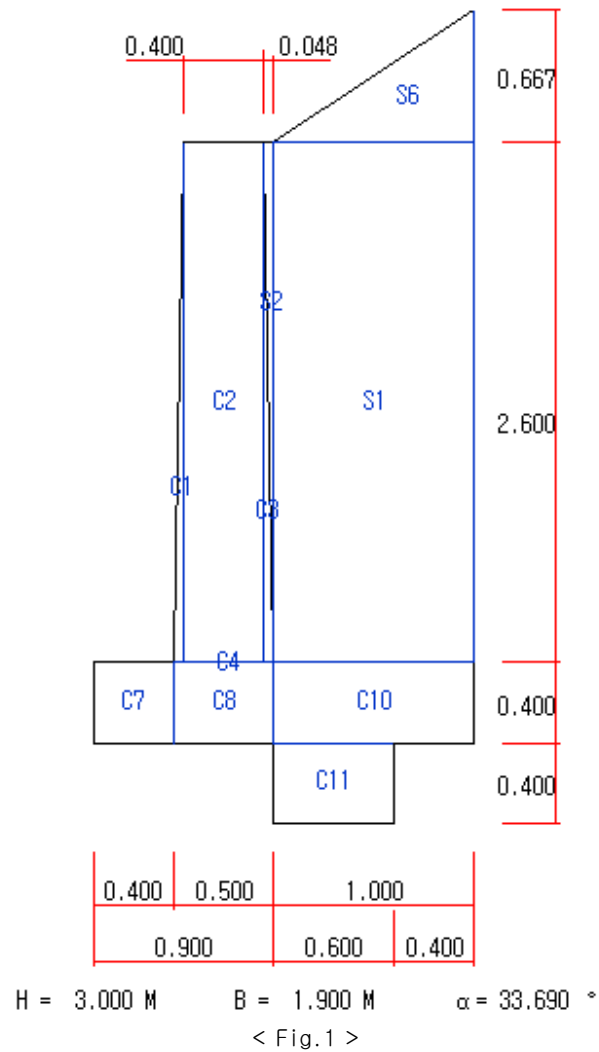
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

2.4 과재하중

과재하중 : $q = 10.00 \text{ KN/m}^2$

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	0.068	24.5	1.66	0.055	0.09	0.435	1.267	0.72	0.12
C2	1.040	24.5	25.48	0.055	1.40	0.652	1.700	16.61	2.38
C3	0.062	24.5	1.53	0.055	0.08	0.868	1.267	1.33	0.107
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.676	0.400	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.900	0.400	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.267	0.400	0.00	0.00
C7	0.160	24.5	3.92	0.055	0.22	0.200	0.200	0.78	0.04
C8	0.200	24.5	4.90	0.055	0.27	0.650	0.200	3.19	0.05
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.233	0.400	0.00	0.00
C10	0.400	24.5	9.80	0.055	0.54	1.400	0.200	13.72	0.11
C11	0.240	24.5	5.88	0.055	0.32	1.200	-0.200	7.06	-0.06
소계	2.170		53.17		2.92			43.40	2.74
S1	2.600	20.0	52.00	0.055	2.86	1.400	1.700	72.80	4.86
S2	0.062	20.0	1.25	0.055	0.07	0.884	2.133	1.10	0.15
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	0.900	0.400	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	1.400	0.400	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	1.567	0.400	0.00	0.00
S6	0.333	20.0	6.67	0.055	0.37	1.567	3.222	10.44	1.18
소계	2.996		59.91		3.30			84.35	6.19
총계			113.08		6.22			127.75	8.93

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 33.690 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 45.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5689$
 $\alpha = 44.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5725$
 $\alpha = 44.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5758$
 $\alpha = 43.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5786$
 $\alpha = 43.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5809$
 $\alpha = 42.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5826$
 $\alpha = 42.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5836$

▷ $\alpha = 41.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5836$ 최대값

$\alpha = 41.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5826$
 $\alpha = 40.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5802$
 $\alpha = 40.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5762$
 $\alpha = 39.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5700$
 $\alpha = 39.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5611$
 $\alpha = 38.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5485$
 $\alpha = 38.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5310$

∴ $K_a = 0.584$ (쌓기중량 $W = 616.546$ KN)
 $K_{ah} = 0.584 \times \cos 33.690^\circ = 0.486$
 $K_{av} = 0.584 \times \sin 33.690^\circ = 0.324$

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.486 \times 20.0 \times 3.667^2 \\ &= 65.288 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{av} &= 1/2 \times K_{av} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.324 \times 20.0 \times 3.667^2 \\ &= 43.525 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= H / 3 = 3.667 / 3 = 1.222 \text{ m} \\ \chi &= 1.900 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_o &= P_{ah} \times y = 65.288 \times 1.222 \\ &= 79.796 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= P_{av} \times \chi = 43.525 \times 1.900 \\ &= 82.697 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흠뻐기법)

$$\begin{aligned} \text{뒤채움흙의 벽면마찰각 } (\delta = \phi) & : 35.000^\circ \quad (\because \beta + \Theta > \phi) \\ \text{여기서... } \Theta = \tan^{-1}(kh/(1-kv)) & : 3.148^\circ \end{aligned}$$

뻐기의 각도에 따른 주동토압계수

$$\begin{aligned} \alpha = 53.00^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} &= 0.4278 \\ \alpha = 52.50^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} &= 0.4295 \\ \alpha = 52.00^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} &= 0.4310 \\ \alpha = 51.50^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} &= 0.4322 \\ \alpha = 51.00^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} &= 0.4332 \\ \alpha = 50.50^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} &= 0.4339 \\ \alpha = 50.00^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} &= 0.4344 \end{aligned}$$

$$\triangleright \alpha = 49.50^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} = 0.4345 \text{ 최대값}$$

$$\begin{aligned} \alpha = 49.00^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} &= 0.4343 \\ \alpha = 48.50^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} &= 0.4338 \\ \alpha = 48.00^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} &= 0.4329 \\ \alpha = 47.50^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} &= 0.4316 \\ \alpha = 47.00^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} &= 0.4299 \\ \alpha = 46.50^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} &= 0.4279 \\ \alpha = 46.00^\circ \text{ 일때.. } K_{ae} &= 0.4254 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore K_{ae} &= 0.434 \quad (\text{뻐기중량 } W_e = W/\cos(\Theta) = 180.479 \text{ KN}) \\ K_{aeh} &= 0.434 \times \cos 35.000^\circ = 0.356 \\ K_{aev} &= 0.434 \times \sin 35.000^\circ = 0.249 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{aeh} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.356 \times 20.0 \times 3.667^2 \\ &= 47.851 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{aev} &= 1/2 \times K_{aev} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.249 \times 20.0 \times 3.667^2 \\ &= 33.506 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= H / 2 = 3.667 / 2 = 1.833 \text{ m} \\ \chi &= 1.900 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_o &= P_{aeh} \times y = 47.851 \times 1.833 \\ &= 87.727 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= P_{aev} \times \chi = 33.506 \times 1.900 \\ &= 63.661 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

3) 과재하중

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

시행뻐기 계산에서 흠뻐기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	53.165	0.000	43.405	0.000
재하토사 자중	59.915	0.000	84.348	0.000
토 압	43.525	65.288	82.697	79.796
Σ	156.605	65.288	210.450	79.796

-

-

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	53.165	2.924	43.405	2.744
재하토사 자중	59.915	3.295	84.348	6.190
토 압	33.506	47.851	63.661	87.727
Σ	146.585	54.070	191.413	96.661

-

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\Sigma V = 156.605 \text{ KN}$$

$$\Sigma Mr = 210.450 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma Mo = 79.796 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 1.900 / 2 - (210.450 - 79.796) / 156.605 \\ &= 0.116 \text{ m} \leq B/6 = 0.317 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.116 \text{ m} \leq B/6 = 0.317 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 210.450 / 79.796 \\ &= 2.637 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\sum V &= 146.585 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 191.413 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 96.661 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 1.900 / 2 - (191.413 - 96.661) / 146.585 \\ &= 0.304 \text{ m} \leq B/6 = 0.317 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.304 \text{ m} \leq B/3 = 0.633 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

$$\begin{aligned}\text{지지지반의 내부마찰각} &: 38.000^\circ \\ \text{지지지반의 단위 중량} &: 20.0 \text{ KN/m}^3 \\ \text{지지지반의 점착력} &: 0.0 \text{ KN/m}^2 \\ \text{성토지반의 단위 중량} &: 20.0 \text{ KN/m}^3 \\ \text{기초의 유효 근입깊이} &: 1.000 \text{ m}\end{aligned}$$

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_a = 364.720 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 112.540 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 52.307 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$q_{\max} = 112.540 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_{ae} = 547.080 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 151.118 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 3.183 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$q_{\max} = 151.118 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
 마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
 점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 156.605 \text{ KN} \\ \Sigma H &= 65.288 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\ &= 0.000 + 163.781 + 2.911 + 32.266 \\ &= 198.958 \text{ KN}\end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.400 \text{ m}$
 $A_e = 1.669 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma H_r / \Sigma H = 198.958 / 65.288 \\ &= 3.047 \geq 1.5 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 146.585 \text{ KN} \\ \Sigma H &= 54.070 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\ &= 0.000 + 186.387 + 3.884 + 19.937 \\ &= 210.207 \text{ KN}\end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.400 \text{ m}$
 $A_e = 1.293 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma H_r / \Sigma H = 210.207 / 54.070 \\ &= 3.888 \geq 1.2 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2D+1.6L+1.6H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 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 (1.2D+1.6L+1.6H)

$$\begin{aligned}\sum V &= 205.336 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 285.619 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 127.673 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 1.900 / 2 - (285.619 - 127.673) / 205.336 \\ &= 0.181 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 169.772 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 46.371 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 135.277 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 178.638 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 96.661 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 1.900 / 2 - (178.638 - 96.661) / 135.277 \\ &= 0.344 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

$$Q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 148.822 \text{ KN/m}^2$$

여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 1.818 \text{ m}$ (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(3) LCB 3 : 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	-4.704	62.713
	모멘트	-0.941	12.889
LCB2	전단력	-3.528	52.980
	모멘트	-0.706	11.033
LCB3	전단력	-3.920	42.480
	모멘트	-0.784	8.665

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분	뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	18.816	70.400	0.000	-78.845	69.640
	모멘트	7.997	36.533	0.000	-34.010	69.640
LCB2	전단력	14.112	52.800	0.000	-34.491	33.506
	모멘트	5.998	27.400	0.000	-10.554	33.506
LCB3	전단력	15.680	58.667	0.000	-68.158	43.525
	모멘트	6.664	30.444	0.000	-31.437	43.525

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 출과 콘크리트의 마찰각(δ) : 11.667 °
 옹벽배면의 연직경사각(θ) : 1.058 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 46.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5188$
 $\alpha = 46.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5210$
 $\alpha = 45.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5230$
 $\alpha = 45.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5247$
 $\alpha = 44.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5261$
 $\alpha = 44.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5272$
 $\alpha = 43.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5278$

▷ $\alpha = 43.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5279$ 최대값

$\alpha = 42.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5274$
 $\alpha = 42.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5263$
 $\alpha = 41.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5243$
 $\alpha = 41.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5214$
 $\alpha = 40.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5173$
 $\alpha = 40.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5117$
 $\alpha = 39.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5042$

$\therefore K_a = 0.528$ (쌓기중량 $W = 255.527 \text{ KN}$)
 $K_{ah} = 0.528 \times \cos 12.724^\circ = 0.515$
 $K_{av} = 0.528 \times \sin 12.724^\circ = 0.116$

㉞ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 58.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4300$
 $\alpha = 57.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4313$
 $\alpha = 57.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4325$
 $\alpha = 56.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4334$
 $\alpha = 56.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4342$
 $\alpha = 55.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4348$
 $\alpha = 55.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4352$

▷ $\alpha = 54.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4354$ 최대값

$\alpha = 54.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4353$
 $\alpha = 53.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4351$
 $\alpha = 53.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4346$
 $\alpha = 52.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4339$
 $\alpha = 52.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4329$
 $\alpha = 51.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4317$
 $\alpha = 51.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4302$

$\therefore K_{ae} = 0.435$ (쌓기중량 $W_e = W/\cos(\Theta) = 72.505 \text{ KN}$)
 $K_{aeh} = 0.435 \times \cos 1.058^\circ = 0.435$
 $K_{aev} = 0.435 \times \sin 1.058^\circ = 0.008$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.515 \times 20.0 \times 2.600^2 = 34.807 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 2.600 / 3 = 0.867 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 34.807 \times 0.867 = 30.166 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.435 \times 20.0 \times 2.600^2 = 29.426 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 2.600 / 2 = 1.300 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 29.426 \times 1.300 = 38.254 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

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

i) 벽체 하부 (C-C)

시행책기 계산에서 흙책기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

-

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.068	24.5	1.656	0.055	0.091	0.867	0.079
C2	1.040	24.5	25.480	0.055	1.401	1.300	1.822
C3	0.062	24.5	1.529	0.055	0.084	0.867	0.073
합 계 (벽체 하부)			28.665		1.577		1.974
C1	0.017	24.5	0.414	0.055	0.023	0.433	0.010
C2	0.520	24.5	12.740	0.055	0.701	0.650	0.455
C3	0.016	24.5	0.382	0.055	0.021	0.433	0.009
합 계 (벽체 중앙부)			13.536		0.744		0.474

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	55.692	0.000	55.692
	모멘트	48.266	0.000	48.266
LCB2	전단력	29.426	0.000	31.003
	모멘트	38.254	0.000	40.228
LCB3	전단력	34.807	0.000	34.807
	모멘트	30.166	0.000	30.166

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q_3+q_4)}{2} K_p L + \frac{(q_4+q_5)}{2} B \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$K_p = 4.204$ $\mu = 0.473$ (상 시)
 $K_{pe} = 4.090$ $\mu = 0.473$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구	분	활동저항력	마찰력	총계
LCB1	전단력	233.320	26.085	259.405
	모멘트	46.664	5.217	51.881
LCB2	전단력	179.506	14.369	193.875
	모멘트	35.901	2.874	38.775
LCB3	전단력	163.781	21.161	184.942
	모멘트	32.756	4.232	36.988

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)	11.948	7.881	58.009
뒷 굽 판 (B-B)	48.266	30.166	80.011
벽 체 하 부 (C-C)	48.266	30.166	55.692
활동 방지벽 (D-D)	51.881	36.988	259.405

(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

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{\min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 11.948 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 58.009 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 400.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 280.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H13 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 506.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00181 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 6.814 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.09574 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 47660280.000 \text{ N.mm} \\ &= 47.660 \text{ KN.m} \geq M_u = 11.948 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 1.693 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 125.887 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 1.693 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{\text{req}} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00045 \Rightarrow 4/3 P_{\text{req}} = 0.00060 \\ \text{철근비검토 : } 4/3 P_{\text{req}} &\leq P \leq P_{\min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 207.063 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 207.063 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 7.881 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00181 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.147 \quad j = 0.951 \\ x &= k \cdot d = 41.165 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 1.438 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 58.400 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 58.400 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 1064.71 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 113.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 250.00 \text{ mm} \leq 1064.71 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 뒀 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 48.266 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 80.011 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 400.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 280.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H13 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1013.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00362 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 13.628 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.04637 \geq 0.004 \quad \therefore 0.K \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 94146410.000 \text{ N.mm} \\ &= 94.146 \text{ KN.m} \geq M_u = 48.266 \text{ KN.m} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 6.902 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 513.324 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 6.902 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 } 0.K \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00183 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00244 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 207.063 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 207.063 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 30.166 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00362 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.201 \quad j = 0.933 \\ x &= k \cdot d = 56.337 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 4.100 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 113.933 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 113.933 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 407.45 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 113.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 407.45 \text{ mm} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

3) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 48.266 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 55.692 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 500.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 380.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H13 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1013.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00267 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 13.628 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.06400 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 128608800.000 \text{ N.mm} \\ &= 128.609 \text{ KN.m} \geq M_u = 48.266 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 5.057 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 376.079 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 5.057 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00099 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00132 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 281.014 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 281.014 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 30.166 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s/(B \cdot D) = 0.00267 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.175 \quad j = 0.942 \\ x &= k \cdot d = 66.679 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.529 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 83.186 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 83.186 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 662.93 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 113.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 662.93 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 활 동 방 지 벽

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 51.881 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 259.405 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 600.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 480.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H13 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1013.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00211 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 13.628 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.08164 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 163071200.000 \text{ N.mm} \\ &= 163.071 \text{ KN.m} \geq M_u = 51.881 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 4.293 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 319.327 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 4.293 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00067 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00089 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 354.965 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 354.965 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 36.988 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00211 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.158 \quad j = 0.947 \\ x &= k \cdot d = 75.740 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.148 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 80.246 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 80.246 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 697.61 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 113.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 697.61 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 633.500 mm²
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.253 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore 0.K$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 506.800 mm²
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.253 \% \geq 0.20 \% \quad \therefore 0.K$$

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	0.116	0.317	0.K	3.047	1.500	0.K	112.540	364.720	0.K
지진시	0.304	0.633	0.K	3.888	1.200	0.K	151.118	547.080	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	11.95	47.66	0.K	58.01	207.06	0.K	1064.7	250.0	0.K
뒷 굽 판	48.27	94.15	0.K	80.01	207.06	0.K	407.4	125.0	0.K
벽체 하부	48.27	128.61	0.K	55.69	281.01	0.K	662.9	125.0	0.K
활동방지벽	51.88	163.07	0.K	259.41	354.96	0.K	697.6	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	H13 @ 250mm	120.0	506.800	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
뒷 굽 판	H13 @ 125mm	120.0	1013.600	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
벽체 하부	H13 @ 125mm	120.0	1013.600	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
활동방지벽	H13 @ 125mm	120.0	1013.600	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800

▶ 역T형(H=4.0m)_배면경사(1:1.5)

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 : $H = 4.000 \text{ M}$
옹 벽 저 판 : $B = 2.300 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/m^2
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 33.690°
뒷채움의 성토높이 : 반무한 사면
옹벽전면의 토 피 고(D_f) : 1.000 m

2.3 사용토압

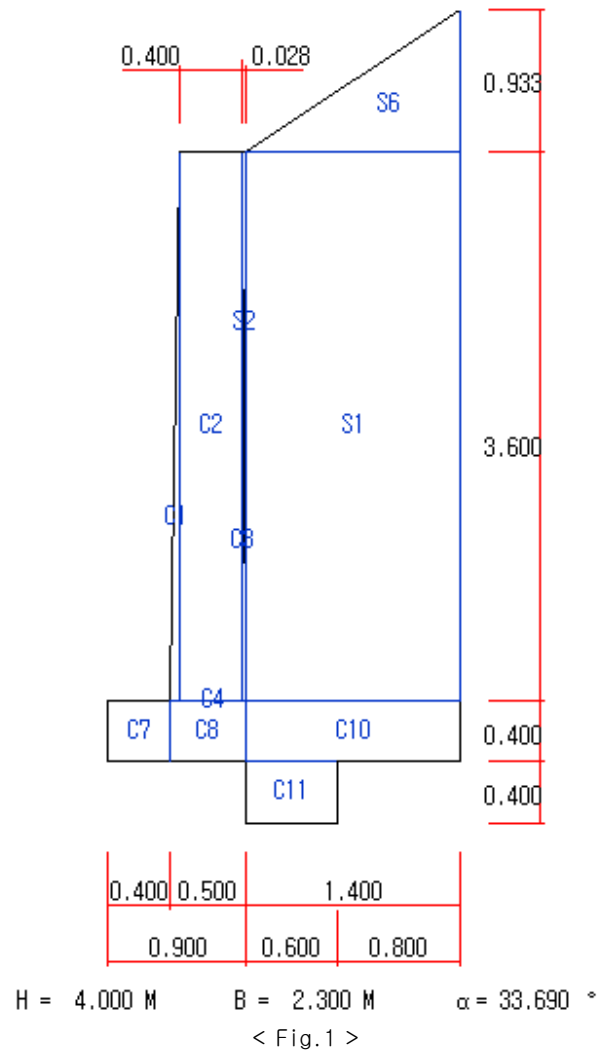
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

2.4 과재하중

과재하중 : $q = 10.00 \text{ KN/m}^2$

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	0.130	24.5	3.18	0.055	0.17	0.448	1.600	1.42	0.28
C2	1.440	24.5	35.28	0.055	1.94	0.672	2.200	23.71	4.27
C3	0.050	24.5	1.23	0.055	0.07	0.881	1.600	1.09	0.109
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.686	0.400	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.900	0.400	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.267	0.400	0.00	0.00
C7	0.160	24.5	3.92	0.055	0.22	0.200	0.200	0.78	0.04
C8	0.200	24.5	4.90	0.055	0.27	0.650	0.200	3.19	0.05
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.367	0.400	0.00	0.00
C10	0.560	24.5	13.72	0.055	0.75	1.600	0.200	21.95	0.15
C11	0.240	24.5	5.88	0.055	0.32	1.200	-0.200	7.06	-0.06
소계	2.780		68.11		3.75			59.20	4.84
S1	5.040	20.0	100.80	0.055	5.54	1.600	2.200	161.28	12.20
S2	0.050	20.0	1.01	0.055	0.06	0.891	2.800	0.90	0.16
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	0.900	0.400	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	1.600	0.400	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	1.833	0.400	0.00	0.00
S6	0.653	20.0	13.07	0.055	0.72	1.833	4.311	23.96	3.10
소계	5.744		114.87		6.32			186.13	15.45
총계			182.98		10.06			245.33	20.29

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 33.690 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 45.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5689$
 $\alpha = 44.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5725$
 $\alpha = 44.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5758$
 $\alpha = 43.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5786$
 $\alpha = 43.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5809$
 $\alpha = 42.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5826$
 $\alpha = 42.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5836$

▷ $\alpha = 41.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5836$ 최대값

$\alpha = 41.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5826$
 $\alpha = 40.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5802$
 $\alpha = 40.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5762$
 $\alpha = 39.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5700$
 $\alpha = 39.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5611$
 $\alpha = 38.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5485$
 $\alpha = 38.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5310$

∴ $K_a = 0.584$ (쌓기중량 $W = 1116.102$ KN)
 $K_{ah} = 0.584 \times \cos 33.690^\circ = 0.486$
 $K_{av} = 0.584 \times \sin 33.690^\circ = 0.324$

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.486 \times 20.0 \times 4.933^2 \\ &= 118.187 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{av} &= 1/2 \times K_{av} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.324 \times 20.0 \times 4.933^2 \\ &= 78.791 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= H / 3 = 4.933 / 3 = 1.644 \text{ m} \\ \chi &= 2.300 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_o &= P_{ah} \times y = 118.187 \times 1.644 \\ &= 194.351 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= P_{av} \times \chi = 78.791 \times 2.300 \\ &= 181.219 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각($\delta = \phi$) : 35.000 ° ($\because \beta + \theta > \phi$)
 여기서... $\theta = \tan^{-1}(kh/(1-kv))$: 3.148 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$$\alpha = 53.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4278$$

$$\alpha = 52.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4295$$

$$\alpha = 52.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4310$$

$$\alpha = 51.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4322$$

$$\alpha = 51.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4332$$

$$\alpha = 50.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4339$$

$$\alpha = 50.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4344$$

$$\triangleright \alpha = 49.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4345 \text{ 최대값}$$

$$\alpha = 49.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4343$$

$$\alpha = 48.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4338$$

$$\alpha = 48.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4329$$

$$\alpha = 47.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4316$$

$$\alpha = 47.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4299$$

$$\alpha = 46.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4279$$

$$\alpha = 46.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.4254$$

$$\therefore K_{ae} = 0.434 \quad (\text{쌓기중량 } W_e = W / \cos(\Theta) = 326.712 \text{ KN})$$

$$K_{aeh} = 0.434 \times \cos 35.000^\circ = 0.356$$

$$K_{aev} = 0.434 \times \sin 35.000^\circ = 0.249$$

$$\begin{aligned} P_{aeh} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.356 \times 20.0 \times 4.933^2 \\ &= 86.622 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{aev} &= 1/2 \times K_{aev} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.249 \times 20.0 \times 4.933^2 \\ &= 60.653 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= H / 2 = 4.933 / 2 = 2.467 \text{ m} \\ x &= 2.300 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_o &= P_{aeh} \times y = 86.622 \times 2.467 \\ &= 213.667 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= P_{aev} \times x = 60.653 \times 2.300 \\ &= 139.503 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

3) 과재하중

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

시행쌓기 계산에서 흙쌓기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

-

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	68.110	0.000	59.196	0.000
재하토사 자중	114.875	0.000	186.133	0.000
토 압	78.791	118.187	181.219	194.351
Σ	261.776	118.187	426.548	194.351

-

-

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	68.110	3.746	59.196	4.840
재하토사 자중	114.875	6.318	186.133	15.450
토 압	60.653	86.622	139.503	213.667
Σ	243.638	96.686	384.832	233.958

-

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\Sigma V = 261.776 \text{ KN}$$

$$\Sigma Mr = 426.548 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma Mo = 194.351 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 2.300 / 2 - (426.548 - 194.351) / 261.776 \\ &= 0.263 \text{ m} \leq B/6 = 0.383 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.263 \text{ m} \leq B/6 = 0.383 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 426.548 / 194.351 \\ &= 2.195 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\sum V &= 243.638 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 384.832 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 233.958 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 2.300 / 2 - (384.832 - 233.958) / 243.638 \\ &= 0.531 \text{ m} > B/6 = 0.383 \text{ m} \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.531 \text{ m} \leq B/3 = 0.767 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

$$\begin{aligned}\text{지지지반의 내부마찰각} &: 38.000^\circ \\ \text{지지지반의 단위 중량} &: 20.0 \text{ KN/m}^3 \\ \text{지지지반의 점착력} &: 0.0 \text{ KN/m}^2 \\ \text{성토지반의 단위 중량} &: 20.0 \text{ KN/m}^3 \\ \text{기초의 유효 근입깊이} &: 1.000 \text{ m}\end{aligned}$$

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_a = 330.540 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 191.900 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 35.731 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$q_{\max} = 191.900 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_{ae} = 495.810 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

$$\begin{aligned}q_{\max} &= (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 262.292 \text{ KN/m}^2 \\ \text{여기서 } x &= 3 (B/2 - e) = 1.858 \text{ m}\end{aligned}$$

$$q_{\max} = 262.292 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
 마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
 점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 261.776 \text{ KN} \\ \Sigma H &= 118.187 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\ &= 0.000 + 268.159 + 4.954 + 55.183 \\ &= 328.295 \text{ KN}\end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.400 \text{ m}$
 $A_e = 1.774 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma H_r / \Sigma H = 328.295 / 118.187 \\ &= 2.778 \geq 1.5 \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 243.638 \text{ KN} \\ \Sigma H &= 96.686 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\ &= 0.000 + 318.785 + 6.736 + 30.656 \\ &= 356.177 \text{ KN}\end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.400 \text{ m}$
 $A_e = 1.239 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma H_r / \Sigma H = 356.177 / 96.686 \\ &= 3.684 \geq 1.2 \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2D+1.6L+1.6H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 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 (1.2D+1.6L+1.6H)

$$\begin{aligned}\sum V &= 345.647 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 584.346 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 310.962 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 2.300 / 2 - (584.346 - 310.962) / 345.647 \\ &= 0.359 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 291.049 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 9.513 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 225.340 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 360.299 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 233.958 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 2.300 / 2 - (360.299 - 233.958) / 225.340 \\ &= 0.589 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

$$Q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 267.941 \text{ KN/m}^2$$

여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 1.682 \text{ m}$ (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(3) LCB 3 : 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	-4.704	106.627	101.923
	모멘트	-0.941	21.978	21.037
LCB2	전단력	-3.528	94.432	90.904
	모멘트	-0.706	19.736	19.030
LCB3	전단력	-3.920	71.328	67.408
	모멘트	-0.784	14.628	13.844

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	23.520	136.640	0.000	-133.277	126.065	152.948
	모멘트	13.642	99.307	0.000	-65.304	176.492	224.136
LCB2	전단력	17.640	102.480	0.000	-48.708	60.653	132.065
	모멘트	10.231	74.480	0.000	-12.697	84.915	156.929
LCB3	전단력	19.600	113.867	0.000	-116.565	78.791	95.693
	모멘트	11.368	82.756	0.000	-66.069	110.307	138.362

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 출과 콘크리트의 마찰각(δ) : 11.667 °
 옹벽배면의 연직경사각(θ) : 0.446 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 46.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5166$
 $\alpha = 46.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5189$
 $\alpha = 45.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5209$
 $\alpha = 45.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5226$
 $\alpha = 44.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5241$
 $\alpha = 44.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5251$
 $\alpha = 43.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5258$

▷ $\alpha = 43.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5259$ 최대값

$\alpha = 42.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5255$
 $\alpha = 42.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5244$
 $\alpha = 41.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5225$
 $\alpha = 41.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5196$
 $\alpha = 40.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5156$
 $\alpha = 40.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5100$
 $\alpha = 39.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5027$

$\therefore K_a = 0.526$ (쌓기중량 $W = 488.501 \text{ KN}$)
 $K_{ah} = 0.526 \times \cos 12.112^\circ = 0.514$
 $K_{av} = 0.526 \times \sin 12.112^\circ = 0.110$

㉞ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 57.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4282$
 $\alpha = 57.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4294$
 $\alpha = 56.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4304$
 $\alpha = 56.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4313$
 $\alpha = 55.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4319$
 $\alpha = 55.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4324$
 $\alpha = 54.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4326$

▷ $\alpha = 54.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4326$ 최대값

$\alpha = 53.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4324$
 $\alpha = 53.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4320$
 $\alpha = 52.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4313$
 $\alpha = 52.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4304$
 $\alpha = 51.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4293$
 $\alpha = 51.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4279$
 $\alpha = 50.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4262$

$\therefore K_{ae} = 0.433$ (쌓기중량 $W_e = W/\cos(\Theta) = 140.988 \text{ KN}$)
 $K_{aeh} = 0.433 \times \cos 0.446^\circ = 0.433$
 $K_{aev} = 0.433 \times \sin 0.446^\circ = 0.003$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.514 \times 20.0 \times 3.600^2 = 66.644 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 3.600 / 3 = 1.200 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 66.644 \times 1.200 = 79.973 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.433 \times 20.0 \times 3.600^2 = 56.065 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 3.600 / 2 = 1.800 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 56.065 \times 1.800 = 100.918 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉞ 상시 벽체 단면력

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

i) 벽체 하부 (C-C)

시행책기 계산에서 흙책기 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	0.130	24.5	3.175	0.055	0.175	1.200	0.210
C2	1.440	24.5	35.280	0.055	1.940	1.800	3.493
C3	0.050	24.5	1.235	0.055	0.068	1.200	0.081
합 계 (벽체 하부)			39.690		2.183		3.784

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	횡 토 압	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	106.631	0.000	0.000	106.631
	모멘트	127.957	0.000	0.000	127.957
LCB2	전단력	56.065	0.000	2.183	58.248
	모멘트	100.918	0.000	3.784	104.701
LCB3	전단력	66.644	0.000	0.000	66.644
	모멘트	79.973	0.000	0.000	79.973

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q_3+q_4)}{2} K_p L + \frac{(q_4+q_5)}{2} B \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$K_p = 4.204$ $\mu = 0.473$ (상 시)
 $K_{pe} = 4.090$ $\mu = 0.473$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구분	항목	활동저항력	마찰력	총계
LCB1	전단력	391.110	40.948	432.058
	모멘트	78.222	8.190	86.412
LCB2	전단력	313.878	21.810	335.688
	모멘트	62.776	4.362	67.138
LCB3	전단력	268.159	31.364	299.523
	모멘트	53.632	6.273	59.905

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)	21.037	13.844	101.923
뒷 굽 판 (B-B)	127.957	79.973	152.948
벽 체 하 부 (C-C)	127.957	79.973	106.631
활동 방지벽 (D-D)	86.412	59.905	432.058

(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

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}/f_y}, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 21.037 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 101.923 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 400.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 280.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H19 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1146.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00409 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 15.408 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.04067 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 106097300.000 \text{ N.mm} \\ &= 106.097 \text{ KN.m} \geq M_u = 21.037 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 2.987 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 222.167 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 2.987 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00079 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00106 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 207.063 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 207.063 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 13.844 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s/(B \cdot D) = 0.00409 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.212 \quad j = 0.929 \\ x &= k \cdot d = 59.481 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 1.789 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 46.431 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 46.431 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 1356.85 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 110.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 250.00 \text{ mm} \leq 1356.85 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 뒀 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 127.957 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 152.948 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 400.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 280.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H19 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 2292.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00819 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 30.817 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.01883 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 206190900.000 \text{ N.mm} \\ &= 206.191 \text{ KN.m} \geq M_u = 127.957 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 18.696 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1390.508 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 18.696 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00497 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00662 \\ \text{철근비검토 } P_{min} \leq P &\quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 207.063 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 207.063 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 79.973 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00819 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.286 \quad j = 0.905 \\ x &= k \cdot d = 80.092 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 7.884 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 137.749 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 137.749 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 295.44 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 110.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 295.44 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 127.957 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 106.631 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 500.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 380.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H16 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1588.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00418 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 21.362 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.03975 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 199503200.000 \text{ N.mm} \\ &= 199.503 \text{ KN.m} \geq M_u = 127.957 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 13.558 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1008.367 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 13.558 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00265 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00354 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 281.014 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 281.014 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 79.973 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00418 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.214 \quad j = 0.929 \\ x &= k \cdot d = 81.486 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 5.563 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 142.659 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 142.659 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 272.02 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 112.00 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 272.02 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 활 동 방 지 벽

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 86.412 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 432.058 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 600.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 480.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H16 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1588.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00331 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 21.362 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.05099 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 253522400.000 \text{ N.mm} \\ &= 253.522 \text{ KN.m} \geq M_u = 86.412 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 7.173 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 533.469 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 7.173 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00111 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00148 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 354.965 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 125.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 583.834 \text{ KN} \\ s &= 125.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 240.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 938.799 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 59.905 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (f_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00331 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.193 \quad j = 0.936 \\ x &= k \cdot d = 92.804 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.875 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 83.962 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 83.962 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 657.93 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 112.00 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 657.93 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 633.500 mm²
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.253 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 506.800 mm²
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.253 \% \geq 0.20 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

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	0.263	0.383	0.K	2.778	1.500	0.K	191.900	330.540	0.K
지진시	0.531	0.767	0.K	3.684	1.200	0.K	262.292	495.810	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	21.04	106.10	0.K	101.92	207.06	0.K	1356.9	250.0	0.K
뒷 굽 판	127.96	206.19	0.K	152.95	207.06	0.K	295.4	125.0	0.K
벽체 하부	127.96	199.50	0.K	106.63	281.01	0.K	272.0	125.0	0.K
활동방지벽	86.41	253.52	0.K	432.06	938.80	0.K	657.9	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	H19 @ 250mm	120.0	1146.000	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
뒷 굽 판	H19 @ 125mm	120.0	2292.000	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
벽체 하부	H16 @ 125mm	120.0	1588.800	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
활동방지벽	H16 @ 125mm	120.0	1588.800	H13 x 4.000Leg	125.0	506.800

▶ 역T형(H=5.0m)_배면경사(1:1.5)

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 : $H = 5.000 \text{ M}$
옹 벽 지 판 : $B = 2.800 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/m^2
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 33.690°
뒷채움의 성토높이 : 반무한 사면
옹벽전면의 토 피 고(D_f) : 1.000 m

2.3 사용토압

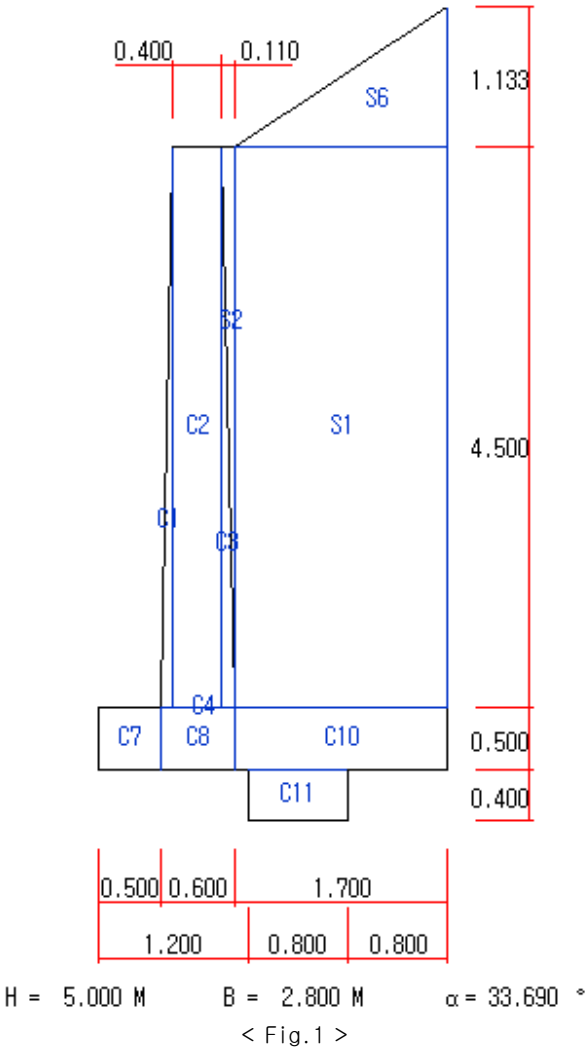
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

2.4 과재하중

과재하중 : $q = 10.00 \text{ KN/m}^2$

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	0.203	24.5	4.96	0.055	0.27	0.560	2.000	2.78	0.55
C2	1.800	24.5	44.10	0.055	2.43	0.790	2.750	34.84	6.67
C3	0.248	24.5	6.06	0.055	0.33	1.027	2.000	6.23	0.667
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.845	0.500	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.100	0.500	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.333	0.500	0.00	0.00
C7	0.250	24.5	6.13	0.055	0.34	0.250	0.250	1.53	0.08
C8	0.300	24.5	7.35	0.055	0.40	0.800	0.250	5.88	0.10
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.667	0.500	0.00	0.00
C10	0.850	24.5	20.83	0.055	1.15	1.950	0.250	40.61	0.29
C11	0.320	24.5	7.84	0.055	0.43	1.600	-0.200	12.54	-0.09
소계	3.970		97.27		5.35			104.41	8.27
S1	7.650	20.0	153.00	0.055	8.42	1.950	2.750	298.35	23.14
S2	0.248	20.0	4.95	0.055	0.27	1.063	3.500	5.26	0.95
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	1.100	0.500	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	1.950	0.500	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.233	0.500	0.00	0.00
S6	0.963	20.0	19.27	0.055	1.06	2.233	5.378	43.03	5.70
소계	8.861		177.22		9.75			346.64	29.79
총계			274.48		15.10			451.05	38.06

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 33.690 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 45.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5689$
 $\alpha = 44.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5725$
 $\alpha = 44.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5758$
 $\alpha = 43.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5786$
 $\alpha = 43.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5809$
 $\alpha = 42.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5826$
 $\alpha = 42.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5836$

▷ $\alpha = 41.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5836$ 최대값

$\alpha = 41.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5826$
 $\alpha = 40.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5802$
 $\alpha = 40.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5762$
 $\alpha = 39.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5700$
 $\alpha = 39.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5611$
 $\alpha = 38.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5485$
 $\alpha = 38.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5310$

∴ $K_a = 0.584$ (쌓기중량 $W = 1725.107$ KN)
 $K_{ah} = 0.584 \times \cos 33.690^\circ = 0.486$
 $K_{av} = 0.584 \times \sin 33.690^\circ = 0.324$

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.486 \times 20.0 \times 6.133^2 \\ &= 182.676 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{av} &= 1/2 \times K_{av} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.324 \times 20.0 \times 6.133^2 \\ &= 121.783 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= H / 3 = 6.133 / 3 = 2.044 \text{ m} \\ \chi &= 2.800 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_o &= P_{ah} \times y = 182.676 \times 2.044 \\ &= 373.470 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= P_{av} \times \chi = 121.783 \times 2.800 \\ &= 340.994 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각($\delta = \phi$) : 35.000 ° ($\because \beta + \theta > \phi$)
 여기서... $\theta = \tan^{-1}(kh/(1-kv))$: 3.148 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 53.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4278
 $\alpha = 52.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4295
 $\alpha = 52.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4310
 $\alpha = 51.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4322
 $\alpha = 51.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4332
 $\alpha = 50.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4339
 $\alpha = 50.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4344

▷ $\alpha = 49.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4345 최대값

$\alpha = 49.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4343
 $\alpha = 48.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4338
 $\alpha = 48.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4329
 $\alpha = 47.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4316
 $\alpha = 47.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4299
 $\alpha = 46.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4279
 $\alpha = 46.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4254

$\therefore Kae = 0.434$ (쌓기중량 $We = W/\cos(\Theta) = 504.984 \text{ KN}$)
 $Kaeh = 0.434 \times \cos 35.000^\circ = 0.356$
 $Kaev = 0.434 \times \sin 35.000^\circ = 0.249$

$$\begin{aligned}
 Paeh &= 1/2 \times Kaeh \times \gamma t \times H^2 \\
 &= 1/2 \times 0.356 \times 20.0 \times 6.133^2 \\
 &= 133.888 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Paev &= 1/2 \times Kaev \times \gamma t \times H^2 \\
 &= 1/2 \times 0.249 \times 20.0 \times 6.133^2 \\
 &= 93.749 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y &= H / 2 = 6.133 / 2 = 3.067 \text{ m} \\
 \chi &= 2.800 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mo &= Paeh \times y = 133.888 \times 3.067 \\
 &= 410.588 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mr &= Paev \times \chi = 93.749 \times 2.800 \\
 &= 262.497 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

3) 과재하중

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

시행쌓기 계산에서 흙쌓기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

-

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	97.265	0.000	104.407	0.000
재하토사 자중	177.217	0.000	346.642	0.000
토 압	121.783	182.676	340.994	373.470
Σ	396.265	182.676	792.043	373.470

-

-

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	97.265	5.350	104.407	8.268
재하토사 자중	177.217	9.747	346.642	29.793
토 압	93.749	133.888	262.497	410.588
Σ	368.231	148.984	713.546	448.649

-

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\Sigma V = 396.265 \text{ KN}$$

$$\Sigma Mr = 792.043 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma Mo = 373.470 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 2.800 / 2 - (792.043 - 373.470) / 396.265 \\ &= 0.344 \text{ m} \leq B/6 = 0.467 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.344 \text{ m} \leq B/6 = 0.467 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 792.043 / 373.470 \\ &= 2.121 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\sum V &= 368.231 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 713.546 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 448.649 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 2.800 / 2 - (713.546 - 448.649) / 368.231 \\ &= 0.681 \text{ m} > B/6 = 0.467 \text{ m} \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.681 \text{ m} \leq B/3 = 0.933 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 38.000°
 지지지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
 지지지반의 점착력 : 0.0 KN/m^2
 성토지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
 기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_a = 409.330 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 245.757 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 37.290 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$q_{\max} = 245.757 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_{ae} = 572.000 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

$$\begin{aligned}q_{\max} &= (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 341.249 \text{ KN/m}^2 \\ \text{여기서 } x &= 3 (B/2 - e) = 2.158 \text{ m}\end{aligned}$$

$$q_{\max} = 341.249 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
 마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
 점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\Sigma V = 396.265 \text{ KN}$$

$$\Sigma H = 182.676 \text{ KN}$$

$$H_r = C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장})$$

$$= 0.000 + 315.899 + 39.088 + 73.361$$

$$= 428.348 \text{ KN}$$

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.400 \text{ m}$
 $A_e = 2.113 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$S.F = \Sigma H_r / \Sigma H = 428.348 / 182.676$$

$$= 2.345 \geq 1.5 \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

$$\Sigma V = 368.231 \text{ KN}$$

$$\Sigma H = 148.984 \text{ KN}$$

$$H_r = C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장})$$

$$= 0.000 + 357.119 + 52.643 + 34.360$$

$$= 444.122 \text{ KN}$$

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.400 \text{ m}$
 $A_e = 1.439 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$S.F = \Sigma H_r / \Sigma H = 444.122 / 148.984$$

$$= 2.981 \geq 1.2 \quad \therefore \text{O.K}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2D+1.6L+1.6H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 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 (1.2D+1.6L+1.6H)

$$\begin{aligned}\sum V &= 524.231 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 1086.849 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 597.552 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 2.800 / 2 - (1086.849 - 597.552) / 524.231 \\ &= 0.467 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 374.440 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 0.011 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 340.783 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 668.442 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 448.649 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 2.800 / 2 - (668.442 - 448.649) / 340.783 \\ &= 0.755 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\max} &= (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 352.250 \text{ KN/m}^2 \\ \text{여기서 } x &= 3 (B/2 - e) = 1.935 \text{ m} \quad (\text{지반반력 작용폭})\end{aligned}$$

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(3) LCB 3 : 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	-7.350	170.505	163.155
	모멘트	-1.838	44.019	42.182
LCB2	전단력	-5.513	153.369	147.856
	모멘트	-1.378	40.239	38.860
LCB3	전단력	-6.125	113.572	107.447
	모멘트	-1.531	29.168	27.637

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	34.398	206.720	0.000	-193.251	194.854	242.721
	모멘트	25.946	182.263	0.000	-109.514	331.251	429.945
LCB2	전단력	25.799	155.040	0.000	-63.449	93.749	211.139
	모멘트	19.459	136.697	0.000	-17.658	159.373	297.872
LCB3	전단력	28.665	172.267	0.000	-170.976	121.783	151.739
	모멘트	21.621	151.886	0.000	-114.848	207.032	265.691

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 출과 콘크리트의 마찰각(δ) : 11.667 °
 옹벽배면의 연직경사각(θ) : 1.400 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 46.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5201$
 $\alpha = 46.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5223$
 $\alpha = 45.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5243$
 $\alpha = 45.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5259$
 $\alpha = 44.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5273$
 $\alpha = 44.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5283$
 $\alpha = 43.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5289$

▷ $\alpha = 43.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5290$ 최대값

$\alpha = 42.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5285$
 $\alpha = 42.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5273$
 $\alpha = 41.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5254$
 $\alpha = 41.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5224$
 $\alpha = 40.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5183$
 $\alpha = 40.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5126$
 $\alpha = 39.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5052$

$\therefore K_a = 0.529$ (쌓기중량 $W = 766.657 \text{ KN}$)
 $K_{ah} = 0.529 \times \cos 13.067^\circ = 0.515$
 $K_{av} = 0.529 \times \sin 13.067^\circ = 0.120$

㉞ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 58.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4318$
 $\alpha = 57.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4331$
 $\alpha = 57.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4342$
 $\alpha = 56.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4352$
 $\alpha = 56.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4359$
 $\alpha = 55.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4364$
 $\alpha = 55.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4368$

▷ $\alpha = 54.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4369$ 최대값

$\alpha = 54.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4369$
 $\alpha = 53.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4366$
 $\alpha = 53.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4361$
 $\alpha = 52.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4353$
 $\alpha = 52.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4343$
 $\alpha = 51.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4331$
 $\alpha = 51.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4316$

$\therefore K_{ae} = 0.437$ (쌓기중량 $W_e = W/\cos(\Theta) = 218.408 \text{ KN}$)
 $K_{aeh} = 0.437 \times \cos 1.400^\circ = 0.437$
 $K_{aev} = 0.437 \times \sin 1.400^\circ = 0.011$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.515 \times 20.0 \times 4.500^2 = 104.343 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 4.500 / 3 = 1.500 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 104.343 \times 1.500 = 156.515 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.437 \times 20.0 \times 4.500^2 = 88.454 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 4.500 / 2 = 2.250 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 88.454 \times 2.250 = 199.022 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

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

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쇄기 계산에서 흙쇄기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로,
별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

-

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.203	24.5	4.961	0.055	0.273	1.500	0.409
C2	1.800	24.5	44.100	0.055	2.426	2.250	5.457
C3	0.248	24.5	6.064	0.055	0.334	1.500	0.500
합 계 (벽체 하부)			55.125		3.032		6.367
C1	0.051	24.5	1.240	0.055	0.068	0.750	0.051
C2	0.900	24.5	22.050	0.055	1.213	1.125	1.364
C3	0.062	24.5	1.516	0.055	0.083	0.750	0.063
합 계 (벽체 중앙부)			24.806		1.364		1.478

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	166.949	0.000	166.949
	모멘트	250.423	0.000	250.423
LCB2	전단력	88.454	0.000	91.486
	모멘트	199.022	0.000	205.389
LCB3	전단력	104.343	0.000	104.343
	모멘트	156.515	0.000	156.515

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q_3+q_4)}{2} K_p L + \frac{(q_4+q_5)}{2} B \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$K_p = 4.204$ $\mu = 0.473$ (상 시)
 $K_{pe} = 4.090$ $\mu = 0.473$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마찰력	총 계
LCB1	전단력	454.786	60.778	515.565
	모멘트	90.957	12.156	103.113
LCB2	전단력	344.678	46.545	391.224
	모멘트	68.936	9.309	78.245
LCB3	전단력	315.899	47.959	363.858
	모멘트	63.180	9.592	72.772

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)	42.182	27.637	163.155
뒷 굽 판 (B-B)	250.423	156.515	242.721
벽 체 하 부 (C-C)	250.423	156.515	166.949
활동 방지벽 (D-D)	103.113	72.772	515.565

(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

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 42.182 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 163.155 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 500.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 380.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H16 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 794.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00209 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 10.681 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.08249 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 101194000.000 \text{ N.mm} \\ &= 101.194 \text{ KN.m} \geq M_u = 42.182 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 4.415 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 328.391 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 4.415 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00086 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00115 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 281.014 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 281.014 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 27.637 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00209 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.157 \quad j = 0.948 \\ x &= k \cdot d = 59.686 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.572 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 96.611 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 96.611 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 535.12 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 112.00 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 250.00 \text{ mm} \leq 535.12 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 뒀 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 250.423 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 242.721 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 500.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 380.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H19 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 2292.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00603 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 30.817 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.02663 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 284118900.000 \text{ N.mm} \\ &= 284.119 \text{ KN.m} \geq M_u = 250.423 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 27.021 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 2009.715 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 27.021 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00529 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00705 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 281.014 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 281.014 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 156.515 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00603 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.251 \quad j = 0.916 \\ x &= k \cdot d = 95.539 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 9.411 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 196.141 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 196.141 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 125.25 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 110.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 125.25 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 250.423 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 166.949 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 600.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 480.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H19 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 2292.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00478 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 30.817 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.03443 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 362046900.000 \text{ N.mm} \\ &= 362.047 \text{ KN.m} \geq M_u = 250.423 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 21.095 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1568.932 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 21.095 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00327 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00436 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 354.965 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 354.965 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 156.515 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s/(B \cdot D) = 0.00478 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.227 \quad j = 0.924 \\ x &= k \cdot d = 109.095 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 6.468 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 153.927 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 153.927 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 235.36 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 110.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 235.36 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 활 동 방 지 벽

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 103.113 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 515.565 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 800.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 680.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H16 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1588.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00234 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 21.362 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.07349 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 361560800.000 \text{ N.mm} \\ &= 361.561 \text{ KN.m} \geq M_u = 103.113 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 6.023 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 447.974 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 6.023 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00066 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00088 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 502.867 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 413.549 \text{ KN} \\ s &= 250.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 340.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 916.416 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 72.772 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (f_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00234 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.165 \quad j = 0.945 \\ x &= k \cdot d = 112.366 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.016 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 71.284 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 71.284 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 824.74 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 112.00 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 824.74 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 993.000 mm²
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.331 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 506.800 mm²
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.203 \% \geq 0.20 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

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	0.344	0.467	0.K	2.345	1.500	0.K	245.757	409.330	0.K
지진시	0.681	0.933	0.K	2.981	1.200	0.K	341.249	572.000	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	42.18	101.19	0.K	163.15	281.01	0.K	535.1	250.0	0.K
뒷 굽 판	250.42	284.12	0.K	242.72	281.01	0.K	125.2	125.0	0.K
벽체 하부	250.42	362.05	0.K	166.95	354.96	0.K	235.4	125.0	0.K
활동방지벽	103.11	361.56	0.K	515.56	916.42	0.K	824.7	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	120.0	794.400	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
뒷 굽 판	H19 @ 125mm	120.0	2292.000	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
벽체 하부	H19 @ 125mm	120.0	2292.000	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
활동방지벽	H16 @ 125mm	120.0	1588.800	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800

▶ 역T형(H=6.0m)_배면경사(1:1.5)

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 : $H = 6.000 \text{ M}$
옹 벽 저 판 : $B = 3.300 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/m^2
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 33.690°
뒷채움의 성토높이 : 반무한 사면
옹벽전면의 토 피 고(D_f) : 1.000 m

2.3 사용토압

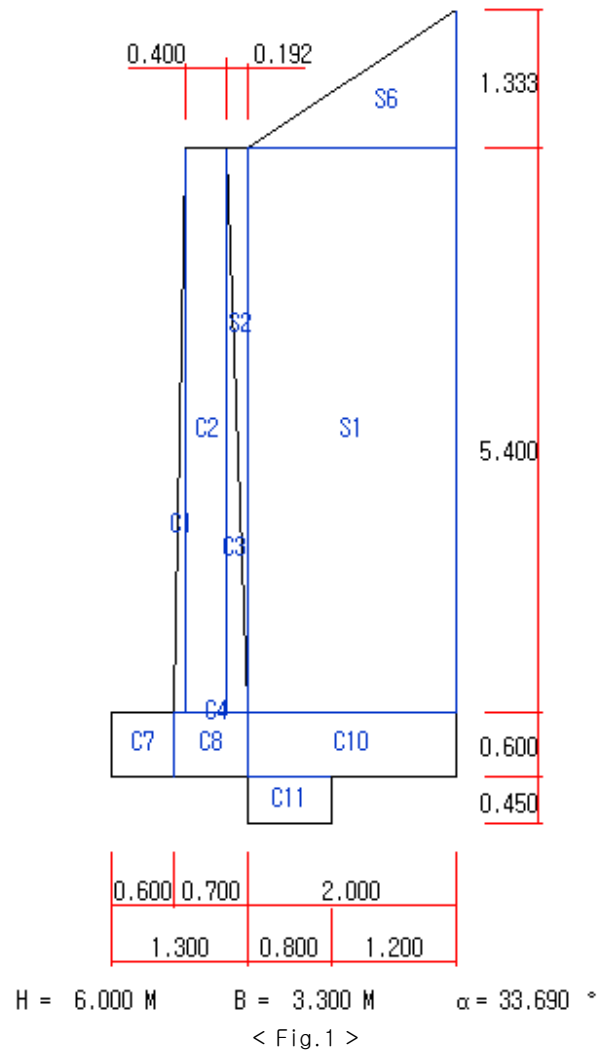
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

2.4 과재하중

과재하중 : $q = 10.00 \text{ KN/m}^2$

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	0.292	24.5	7.14	0.055	0.39	0.672	2.400	4.80	0.94
C2	2.160	24.5	52.92	0.055	2.91	0.908	3.300	48.05	9.60
C3	0.518	24.5	12.70	0.055	0.70	1.172	2.400	14.89	1.677
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.004	0.600	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.300	0.600	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.400	0.600	0.00	0.00
C7	0.360	24.5	8.82	0.055	0.49	0.300	0.300	2.65	0.15
C8	0.420	24.5	10.29	0.055	0.57	0.950	0.300	9.78	0.17
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.967	0.600	0.00	0.00
C10	1.200	24.5	29.40	0.055	1.62	2.300	0.300	67.62	0.49
C11	0.360	24.5	8.82	0.055	0.49	1.700	-0.225	14.99	-0.11
소계	5.310		130.10		7.16			162.77	12.92
S1	10.800	20.0	216.00	0.055	11.88	2.300	3.300	496.80	39.20
S2	0.518	20.0	10.37	0.055	0.57	1.236	4.200	12.81	2.40
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	1.300	0.600	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.300	0.600	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.633	0.600	0.00	0.00
S6	1.333	20.0	26.67	0.055	1.47	2.633	6.444	70.22	9.45
소계	12.652		253.03		13.92			579.84	51.05
총계			383.13		21.07			742.61	63.97

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 33.690 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 45.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5689$
 $\alpha = 44.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5725$
 $\alpha = 44.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5758$
 $\alpha = 43.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5786$
 $\alpha = 43.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5809$
 $\alpha = 42.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5826$
 $\alpha = 42.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5836$

▷ $\alpha = 41.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5836$ 최대값

$\alpha = 41.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5826$
 $\alpha = 40.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5802$
 $\alpha = 40.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5762$
 $\alpha = 39.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5700$
 $\alpha = 39.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5611$
 $\alpha = 38.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5485$
 $\alpha = 38.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5310$

∴ $K_a = 0.584$ (쌓기중량 $W = 2466.186$ KN)
 $K_{ah} = 0.584 \times \cos 33.690^\circ = 0.486$
 $K_{av} = 0.584 \times \sin 33.690^\circ = 0.324$

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.486 \times 20.0 \times 7.333^2 \\ &= 261.150 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{av} &= 1/2 \times K_{av} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.324 \times 20.0 \times 7.333^2 \\ &= 174.100 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= H / 3 = 7.333 / 3 = 2.444 \text{ m} \\ \chi &= 3.300 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_o &= P_{ah} \times y = 261.150 \times 2.444 \\ &= 638.367 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= P_{av} \times \chi = 174.100 \times 3.300 \\ &= 574.529 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각($\delta = \phi$) : 35.000 ° (∵ $\beta + \theta > \phi$)
 여기서... $\theta = \tan^{-1}(kh/(1-kv))$: 3.148 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 53.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4278
 $\alpha = 52.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4295
 $\alpha = 52.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4310
 $\alpha = 51.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4322
 $\alpha = 51.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4332
 $\alpha = 50.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4339
 $\alpha = 50.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4344

▷ $\alpha = 49.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4345 최대값

$\alpha = 49.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4343
 $\alpha = 48.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4338
 $\alpha = 48.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4329
 $\alpha = 47.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4316
 $\alpha = 47.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4299
 $\alpha = 46.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4279
 $\alpha = 46.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4254

$\therefore Kae = 0.434$ (쌓기중량 $We = W/\cos(\Theta) = 721.916 \text{ KN}$)
 $Kaeh = 0.434 \times \cos 35.000^\circ = 0.356$
 $Kaev = 0.434 \times \sin 35.000^\circ = 0.249$

$$\begin{aligned}
 Paeh &= 1/2 \times Kaeh \times \gamma t \times H^2 \\
 &= 1/2 \times 0.356 \times 20.0 \times 7.333^2 \\
 &= 191.404 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Paev &= 1/2 \times Kaev \times \gamma t \times H^2 \\
 &= 1/2 \times 0.249 \times 20.0 \times 7.333^2 \\
 &= 134.022 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y &= H / 2 = 7.333 / 2 = 3.667 \text{ m} \\
 \chi &= 3.300 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mo &= Paeh \times y = 191.404 \times 3.667 \\
 &= 701.813 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mr &= Paev \times \chi = 134.022 \times 3.300 \\
 &= 442.273 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

3) 과재하중

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

시행쌓기 계산에서 흙쌓기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

-

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	130.095	0.000	162.773	0.000
재하토사 자중	253.035	0.000	579.837	0.000
토 압	174.100	261.150	574.529	638.367
Σ	557.229	261.150	1317.139	638.367

-

-

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	130.095	7.155	162.773	12.916
재하토사 자중	253.035	13.917	579.837	51.051
토 압	134.022	191.404	442.273	701.813
Σ	517.152	212.476	1184.883	765.779

-

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\Sigma V = 557.229 \text{ KN}$$

$$\Sigma Mr = 1317.139 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma Mo = 638.367 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned} e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 3.300 / 2 - (1317.139 - 638.367) / 557.229 \\ &= 0.432 \text{ m} \leq B/6 = 0.550 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포} \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.432 \text{ m} \leq B/6 = 0.550 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 1317.139 / 638.367 \\ &= 2.063 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 517.152 \text{ KN} \\ \Sigma M_r &= 1184.883 \text{ KN.m} \\ \Sigma M_o &= 765.779 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / \Sigma V \\ &= 3.300 / 2 - (1184.883 - 765.779) / 517.152 \\ &= 0.840 \text{ m} > B/6 = 0.550 \text{ m} \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.840 \text{ m} \leq B/3 = 1.100 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

$$\begin{aligned}\text{지지지반의 내부마찰각} &: 38.000^\circ \\ \text{지지지반의 단위 중량} &: 20.0 \text{ KN/m}^3 \\ \text{지지지반의 점착력} &: 0.0 \text{ KN/m}^2 \\ \text{성토지반의 단위 중량} &: 20.0 \text{ KN/m}^3 \\ \text{기초의 유효 근입깊이} &: 1.000 \text{ m}\end{aligned}$$

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_a = 356.990 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$\begin{aligned}Q_1 &= \Sigma V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 301.450 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \Sigma V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 36.264 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$q_{\max} = 301.450 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_{ae} = 535.490 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

$$\begin{aligned}q_{\max} &= (2 \cdot \Sigma V) / (L \cdot x) = 425.425 \text{ KN/m}^2 \\ \text{여기서 } x &= 3 (B/2 - e) = 2.431 \text{ m}\end{aligned}$$

$$q_{\max} = 425.425 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
 마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
 점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 557.229 \text{ KN} \\ \Sigma H &= 261.150 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\ &= 0.000 + 444.879 + 47.547 + 110.422 \\ &= 602.848 \text{ KN}\end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.450 \text{ m}$
 $A_e = 2.436 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma H_r / \Sigma H = 602.848 / 261.150 \\ &= 2.308 \geq 1.5 \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 517.152 \text{ KN} \\ \Sigma H &= 212.476 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\ &= 0.000 + 517.348 + 65.321 + 53.003 \\ &= 635.673 \text{ KN}\end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.450 \text{ m}$
 $A_e = 1.621 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma H_r / \Sigma H = 635.673 / 212.476 \\ &= 2.992 \geq 1.2 \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2D+1.6L+1.6H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 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 (1.2D+1.6L+1.6H)

$$\begin{aligned}\sum V &= 738.315 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 1810.378 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 1021.387 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 3.300 / 2 - (1810.378 - 1021.387) / 738.315 \\ &= 0.581 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

$$Q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 460.596 \text{ KN/m}^2$$

여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 3.206 \text{ m}$ (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 478.839 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 1110.622 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 765.779 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 3.300 / 2 - (1110.622 - 765.779) / 478.839 \\ &= 0.930 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

$$Q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 443.268 \text{ KN/m}^2$$

여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 2.160 \text{ m}$ (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(3) LCB 3 : 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	-10.584	250.497	239.913
	모멘트	-3.175	77.735	74.560
LCB2	전단력	-7.938	229.030	221.092
	모멘트	-2.381	72.402	70.021
LCB3	전단력	-8.820	166.406	157.586
	모멘트	-2.646	51.368	48.722

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	45.864	291.200	0.000	-260.942	278.560	354.681
	모멘트	39.514	301.867	0.000	-165.778	557.119	732.722
LCB2	전단력	34.398	218.400	0.000	-75.959	134.022	310.861
	모멘트	29.635	226.400	0.000	-21.788	268.044	502.292
LCB3	전단력	38.220	242.667	0.000	-233.248	174.100	221.739
	모멘트	32.928	251.556	0.000	-179.675	348.199	453.008

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 출과 콘크리트의 마찰각(δ) : 11.667 °
 옹벽배면의 연직경사각(θ) : 2.036 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 46.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5225$
 $\alpha = 46.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5247$
 $\alpha = 45.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5266$
 $\alpha = 45.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5282$
 $\alpha = 44.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5295$
 $\alpha = 44.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5305$
 $\alpha = 43.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5310$

▷ $\alpha = 43.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5311$ 최대값

$\alpha = 42.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5305$
 $\alpha = 42.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5293$
 $\alpha = 41.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5273$
 $\alpha = 41.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5243$
 $\alpha = 40.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5201$
 $\alpha = 40.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5145$
 $\alpha = 39.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 0.5069$

$\therefore K_a = 0.531$ (쌓기중량 $W = 1107.227 \text{ KN}$)
 $K_{ah} = 0.531 \times \cos 13.703^\circ = 0.516$
 $K_{av} = 0.531 \times \sin 13.703^\circ = 0.126$

㉞ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 58.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4352$
 $\alpha = 57.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4364$
 $\alpha = 57.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4375$
 $\alpha = 56.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4383$
 $\alpha = 56.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4390$
 $\alpha = 55.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4395$
 $\alpha = 55.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4398$

▷ $\alpha = 54.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4399$ 최대값

$\alpha = 54.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4398$
 $\alpha = 53.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4394$
 $\alpha = 53.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4388$
 $\alpha = 52.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4380$
 $\alpha = 52.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4370$
 $\alpha = 51.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4357$
 $\alpha = 51.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4341$

$\therefore K_{ae} = 0.440$ (쌓기중량 $W_e = W/\cos(\Theta) = 317.752 \text{ KN}$)
 $K_{aeh} = 0.440 \times \cos 2.036^\circ = 0.440$
 $K_{aev} = 0.440 \times \sin 2.036^\circ = 0.016$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.516 \times 20.0 \times 5.400^2 = 150.455 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 5.400 / 3 = 1.800 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 150.455 \times 1.800 = 270.819 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.440 \times 20.0 \times 5.400^2 = 128.188 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 5.400 / 2 = 2.700 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 128.188 \times 2.700 = 346.108 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

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

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쇄기 계산에서 흙쇄기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

-

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.292	24.5	7.144	0.055	0.393	1.800	0.707
C2	2.160	24.5	52.920	0.055	2.911	2.700	7.859
C3	0.518	24.5	12.701	0.055	0.699	1.800	1.257
합 계 (벽체 하부)			72.765		4.002		9.823
C1	0.073	24.5	1.786	0.055	0.098	0.900	0.088
C2	1.080	24.5	26.460	0.055	1.455	1.350	1.965
C3	0.130	24.5	3.175	0.055	0.175	0.900	0.157
합 계 (벽체 중앙부)			31.421		1.728		2.210

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	240.728	0.000	240.728
	모멘트	433.310	0.000	433.310
LCB2	전단력	128.188	0.000	132.190
	모멘트	346.108	0.000	355.931
LCB3	전단력	150.455	0.000	150.455
	모멘트	270.819	0.000	270.819

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q_3+q_4)}{2} K_p L + \frac{(q_4+q_5)}{2} B \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$K_p = 4.204$ $\mu = 0.473$ (상 시)
 $K_{pe} = 4.090$ $\mu = 0.473$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마찰력	총 계
LCB1	전단력	647.159	81.940	729.099
	모멘트	145.611	18.436	164.047
LCB2	전단력	504.370	35.782	540.152
	모멘트	113.483	8.051	121.534
LCB3	전단력	444.879	62.429	507.308
	모멘트	100.098	14.047	114.144

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)	74.560	48.722	239.913
뒷 굽 판 (B-B)	433.310	270.819	354.681
벽 체 하 부 (C-C)	433.310	270.819	240.728
활동 방지벽 (D-D)	164.047	114.144	729.099

(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

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 74.560 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 239.913 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 600.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 480.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H19 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1146.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00239 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 15.408 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.07186 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 184025400.000 \text{ N.mm} \\ &= 184.025 \text{ KN.m} \geq M_u = 74.560 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 6.182 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 459.824 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 6.182 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00096 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00128 \\ \text{철근비검토 : } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 354.965 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 354.965 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 48.722 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00239 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.167 \quad j = 0.944 \\ x &= k \cdot d = 80.100 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.684 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 93.790 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 93.790 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 563.39 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 110.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 250.00 \text{ mm} \leq 563.39 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 뒀 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{\min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 433.310 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 354.681 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 600.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 480.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 4053.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00845 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.502 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.01816 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 623989400.000 \text{ N.mm} \\ &= 623.989 \text{ KN.m} \geq M_u = 433.310 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 37.135 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 2761.922 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 37.135 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{\text{req}} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00575 \Rightarrow 4/3 P_{\text{req}} = 0.00767 \\ \text{철근비검토 } P_{\min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 354.965 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 354.965 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 270.819 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00845 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.290 \quad j = 0.903 \\ x &= k \cdot d = 139.092 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 8.980 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 154.068 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 154.068 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 242.39 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 107.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 242.39 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 433.310 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 240.728 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 700.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 580.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H22 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 3096.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00534 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 41.638 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.03047 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 588768600.000 \text{ N.mm} \\ &= 588.769 \text{ KN.m} \geq M_u = 433.310 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 30.337 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 2256.320 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 30.337 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00389 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00519 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 428.916 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 428.916 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 270.819 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00534 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.239 \quad j = 0.920 \\ x &= k \cdot d = 138.372 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 7.332 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 163.804 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 163.804 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 208.26 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 109.00 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 208.26 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 활 동 방 지 벽

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 164.047 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 729.099 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 800.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 680.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H16 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1588.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00234 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 21.362 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.07349 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 361560800.000 \text{ N.mm} \\ &= 361.561 \text{ KN.m} \geq M_u = 164.047 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 9.608 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 714.595 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 9.608 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00105 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00140 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 502.867 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 413.549 \text{ KN} \\ s &= 250.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 340.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 916.416 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 114.144 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00234 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.165 \quad j = 0.945 \\ x &= k \cdot d = 112.366 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 3.162 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 111.810 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 111.810 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 424.32 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 112.00 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 424.32 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 993.000 mm²
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.284 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 794.400 mm²
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.265 \% \geq 0.20 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

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	0.432	0.550	0.K	2.308	1.500	0.K	301.450	356.990	0.K
지진시	0.840	1.100	0.K	2.992	1.200	0.K	425.425	535.490	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	74.56	184.03	0.K	239.91	354.96	0.K	563.4	250.0	0.K
뒷 굽 판	433.31	623.99	0.K	354.68	354.96	0.K	242.4	125.0	0.K
벽체 하부	433.31	588.77	0.K	240.73	428.92	0.K	208.3	125.0	0.K
활동방지벽	164.05	361.56	0.K	729.10	916.42	0.K	424.3	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	H19 @ 250mm	120.0	1146.000	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
뒷 굽 판	H25 @ 125mm	120.0	4053.600	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
벽체 하부	H22 @ 125mm	120.0	3096.800	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
활동방지벽	H16 @ 125mm	120.0	1588.800	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800

▶ 역T형(H=7.0m)_배면경사(1:1.5)

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 저 판 : $B = 4.200 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
지지지반의 점 착 력(C) : 3.000 KN/m^2
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 33.690°
뒷채움의 성토높이 : 반무한 사면
옹벽전면의 토 피 고(D_f) : 1.000 m

2.3 사용토압

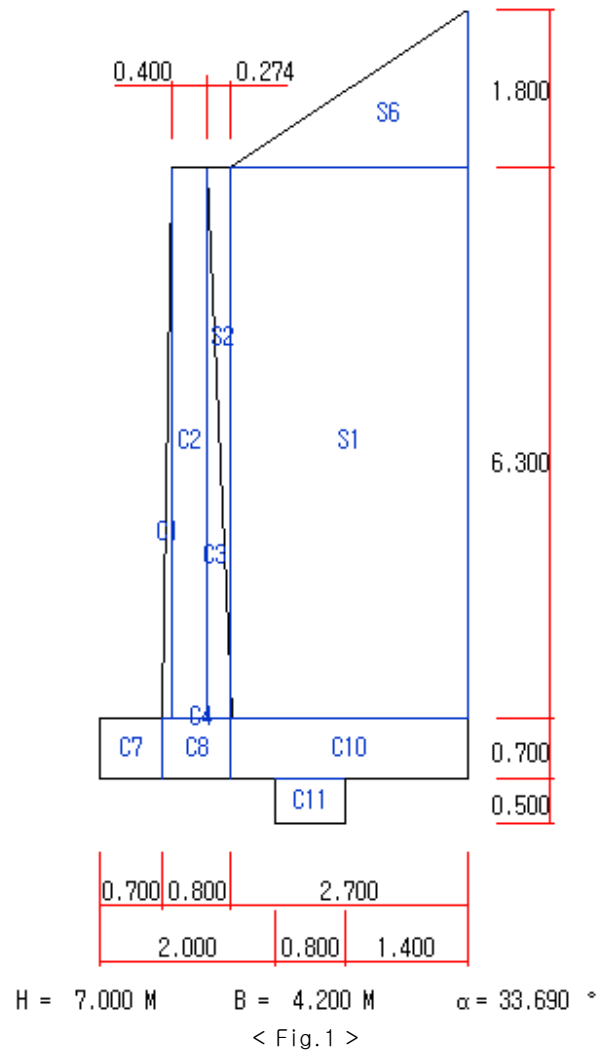
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

2.4 과재하중

과재하중 : $q = 10.00 \text{ KN/m}^2$

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	0.397	24.5	9.72	0.055	0.53	0.784	2.800	7.62	1.50
C2	2.520	24.5	61.74	0.055	3.40	1.026	3.850	63.35	13.07
C3	0.863	24.5	21.15	0.055	1.16	1.317	2.800	27.86	3.256
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.163	0.700	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.500	0.700	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.467	0.700	0.00	0.00
C7	0.490	24.5	12.01	0.055	0.66	0.350	0.350	4.20	0.23
C8	0.560	24.5	13.72	0.055	0.75	1.100	0.350	15.09	0.26
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.400	0.700	0.00	0.00
C10	1.890	24.5	46.31	0.055	2.55	2.850	0.350	131.97	0.89
C11	0.400	24.5	9.80	0.055	0.54	2.400	-0.250	23.52	-0.13
소계	7.120		174.44		9.59			273.61	19.08
S1	17.010	20.0	340.20	0.055	18.71	2.850	3.850	969.57	72.04
S2	0.863	20.0	17.26	0.055	0.95	1.409	4.900	24.32	4.65
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	1.500	0.700	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.850	0.700	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.300	0.700	0.00	0.00
S6	2.430	20.0	48.60	0.055	2.67	3.300	7.600	160.38	20.31
소계	20.303		406.06		22.33			1154.27	97.00
총계			580.50		31.93			1427.87	116.08

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 33.690 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 45.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5689$
 $\alpha = 44.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5725$
 $\alpha = 44.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5758$
 $\alpha = 43.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5786$
 $\alpha = 43.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5809$
 $\alpha = 42.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5826$
 $\alpha = 42.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5836$

▷ $\alpha = 41.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5836$ 최대값

$\alpha = 41.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5826$
 $\alpha = 40.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5802$
 $\alpha = 40.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5762$
 $\alpha = 39.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5700$
 $\alpha = 39.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5611$
 $\alpha = 38.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5485$
 $\alpha = 38.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5310$

∴ $K_a = 0.584$ (쌓기중량 $W = 3551.307$ KN)
 $K_{ah} = 0.584 \times \cos 33.690^\circ = 0.486$
 $K_{av} = 0.584 \times \sin 33.690^\circ = 0.324$

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.486 \times 20.0 \times 8.800^2 \\ &= 376.056 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{av} &= 1/2 \times K_{av} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.324 \times 20.0 \times 8.800^2 \\ &= 250.704 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= H / 3 = 8.800 / 3 = 2.933 \text{ m} \\ \chi &= 4.200 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_o &= P_{ah} \times y = 376.056 \times 2.933 \\ &= 1103.098 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= P_{av} \times \chi = 250.704 \times 4.200 \\ &= 1052.955 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각($\delta = \phi$) : 35.000 ° ($\because \beta + \theta > \phi$)
 여기서... $\theta = \tan^{-1}(kh/(1-kv))$: 3.148 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$$\begin{aligned}\alpha = 53.00^\circ \text{ 일때 } \therefore K_{ae} &= 0.4278 \\ \alpha = 52.50^\circ \text{ 일때 } \therefore K_{ae} &= 0.4295 \\ \alpha = 52.00^\circ \text{ 일때 } \therefore K_{ae} &= 0.4310 \\ \alpha = 51.50^\circ \text{ 일때 } \therefore K_{ae} &= 0.4322 \\ \alpha = 51.00^\circ \text{ 일때 } \therefore K_{ae} &= 0.4332 \\ \alpha = 50.50^\circ \text{ 일때 } \therefore K_{ae} &= 0.4339 \\ \alpha = 50.00^\circ \text{ 일때 } \therefore K_{ae} &= 0.4344\end{aligned}$$

▷ $\alpha = 49.50^\circ$ 일때 $\therefore K_{ae} = 0.4345$ 최대값

$$\begin{aligned}\alpha = 49.00^\circ \text{ 일때 } \therefore K_{ae} &= 0.4343 \\ \alpha = 48.50^\circ \text{ 일때 } \therefore K_{ae} &= 0.4338 \\ \alpha = 48.00^\circ \text{ 일때 } \therefore K_{ae} &= 0.4329 \\ \alpha = 47.50^\circ \text{ 일때 } \therefore K_{ae} &= 0.4316 \\ \alpha = 47.00^\circ \text{ 일때 } \therefore K_{ae} &= 0.4299 \\ \alpha = 46.50^\circ \text{ 일때 } \therefore K_{ae} &= 0.4279 \\ \alpha = 46.00^\circ \text{ 일때 } \therefore K_{ae} &= 0.4254\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\therefore K_{ae} &= 0.434 \quad (\text{쌓기중량 } W_e = W/\cos(\Theta) = 1039.559 \text{ KN}) \\ K_{aeh} &= 0.434 \times \cos 35.000^\circ = 0.356 \\ K_{aev} &= 0.434 \times \sin 35.000^\circ = 0.249\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{aeh} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.356 \times 20.0 \times 8.800^2 \\ &= 275.621 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{aev} &= 1/2 \times K_{aev} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.249 \times 20.0 \times 8.800^2 \\ &= 192.992 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}y &= H / 2 = 8.800 / 2 = 4.400 \text{ m} \\ \chi &= 4.200 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_o &= P_{aeh} \times y = 275.621 \times 4.400 \\ &= 1212.732 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_r &= P_{aev} \times \chi = 192.992 \times 4.200 \\ &= 810.566 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

3) 과재하중

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

시행쌓기 계산에서 흙쌓기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

-

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	174.440	0.000	273.608	0.000
재하토사 자중	406.062	0.000	1154.266	0.000
토 압	250.704	376.056	1052.955	1103.098
Σ	831.205	376.056	2480.829	1103.098

-

-

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	174.440	9.594	273.608	19.079
재하토사 자중	406.062	22.333	1154.266	97.004
토 압	192.992	275.621	810.566	1212.732
Σ	773.494	307.549	2238.440	1328.816

-

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 831.205 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 2480.829 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 1103.098 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 4.200 / 2 - (2480.829 - 1103.098) / 831.205 \\ &= 0.442 \text{ m} \leq B/6 = 0.700 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.442 \text{ m} \leq B/6 = 0.700 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 2480.829 / 1103.098 \\ &= 2.249 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 773.494 \text{ KN} \\ \Sigma M_r &= 2238.440 \text{ KN.m} \\ \Sigma M_o &= 1328.816 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / \Sigma V \\ &= 4.200 / 2 - (2238.440 - 1328.816) / 773.494 \\ &= 0.924 \text{ m} > B/6 = 0.700 \text{ m} \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.924 \text{ m} \leq B/3 = 1.400 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 38.000°
 지지지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
 지지지반의 점착력 : 3.0 KN/m^2
 성토지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
 기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_a = 367.490 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$\begin{aligned}Q_1 &= \Sigma V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 323.008 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \Sigma V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 72.804 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$q_{\max} = 323.008 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_{ae} = 551.230 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

$$\begin{aligned}q_{\max} &= (2 \cdot \Sigma V) / (L \cdot x) = 438.491 \text{ KN/m}^2 \\ \text{여기서 } x &= 3 (B/2 - e) = 3.528 \text{ m}\end{aligned}$$

$$q_{\max} = 438.491 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\phi_B = (2/3)\phi$ 이므로

마찰계수 $\mu = \tan(\phi_B) = 0.473$

기초와 지반사이의 조건이 흙과 콘크리트인 경우 점착력은 무시한다.

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 831.205 \text{ KN}$$

$$\sum H = 376.056 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\ &= 0.000 + 494.618 + 131.765 + 144.075 \\ &= 770.458 \text{ KN} \end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)

$$L = 0.500 \text{ m}$$

$$A_e = 3.315 \text{ m}^2 \quad (\text{유효재하면적})$$

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \sum H_r / \sum H = 770.458 / 376.056 \\ &= 2.049 \geq 1.5 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\sum V = 773.494 \text{ KN}$$

$$\sum H = 307.549 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\ &= 0.000 + 522.556 + 169.718 + 68.688 \\ &= 760.962 \text{ KN} \end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)

$$L = 0.500 \text{ m}$$

$$A_e = 2.352 \text{ m}^2 \quad (\text{유효재하면적})$$

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \sum H_r / \sum H = 760.962 / 307.549 \\ &= 2.474 \geq 1.2 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2D+1.6L+1.6H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 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 (1.2D+1.6L+1.6H)

$$\begin{aligned}\sum V &= 1097.728 \text{ KN} \\ \sum Mr &= 3398.177 \text{ KN.m} \\ \sum Mo &= 1764.956 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 4.200 / 2 - (3398.177 - 1764.956) / 1097.728 \\ &= 0.612 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 489.938 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 32.790 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 715.444 \text{ KN} \\ \sum Mr &= 2095.653 \text{ KN.m} \\ \sum Mo &= 1328.816 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 4.200 / 2 - (2095.653 - 1328.816) / 715.444 \\ &= 1.028 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\max} &= (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 444.996 \text{ KN/m}^2 \\ \text{여기서 } x &= 3 (B/2 - e) = 3.216 \text{ m} \quad (\text{지반반력 작용폭})\end{aligned}$$

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(3) LCB 3 : 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	-14.406	316.290	301.884
	모멘트	-5.042	113.813	108.770
LCB2	전단력	-10.805	277.592	266.787
	모멘트	-3.782	101.113	97.331
LCB3	전단력	-12.005	211.511	199.506
	모멘트	-4.202	75.731	71.530

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	67.326	466.560	0.000	-485.272	401.126	449.740
	모멘트	85.598	656.100	0.000	-476.584	1083.039	1348.153
LCB2	전단력	50.495	349.920	0.000	-203.639	192.992	389.767
	모멘트	64.199	492.075	0.000	-116.448	521.078	960.904
LCB3	전단력	56.105	388.800	0.000	-413.712	250.704	281.896
	모멘트	71.332	546.750	0.000	-460.798	676.900	834.183

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 출과 콘크리트의 마찰각(δ) : 11.667 °
 옹벽배면의 연직경사각(θ) : 2.490 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 46.50^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5242$
 $\alpha = 46.00^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5264$
 $\alpha = 45.50^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5283$
 $\alpha = 45.00^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5299$
 $\alpha = 44.50^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5312$
 $\alpha = 44.00^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5321$
 $\alpha = 43.50^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5326$

▷ $\alpha = 43.00^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5326$ 최대값

$\alpha = 42.50^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5321$
 $\alpha = 42.00^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5308$
 $\alpha = 41.50^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5288$
 $\alpha = 41.00^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5257$
 $\alpha = 40.50^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5215$
 $\alpha = 40.00^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5158$
 $\alpha = 39.50^\circ$ 일 때 $.Ka = 0.5082$

$\therefore Ka = 0.533$ (쌓기중량 $W = 1510.208 \text{ KN}$)
 $Kah = 0.533 \times \cos 14.157^\circ = 0.516$
 $Kav = 0.533 \times \sin 14.157^\circ = 0.130$

㉞ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 58.00^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4376$
 $\alpha = 57.50^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4388$
 $\alpha = 57.00^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4398$
 $\alpha = 56.50^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4406$
 $\alpha = 56.00^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4413$
 $\alpha = 55.50^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4417$
 $\alpha = 55.00^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4420$

▷ $\alpha = 54.50^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4420$ 최대값

$\alpha = 54.00^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4418$
 $\alpha = 53.50^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4414$
 $\alpha = 53.00^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4408$
 $\alpha = 52.50^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4400$
 $\alpha = 52.00^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4389$
 $\alpha = 51.50^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4376$
 $\alpha = 51.00^\circ$ 일 때 $.Kae = 0.4360$

$\therefore Kae = 0.442$ (쌓기중량 $We = W/\cos(\Theta) = 435.650 \text{ KN}$)
 $Kaeh = 0.442 \times \cos 2.490^\circ = 0.442$
 $Kaev = 0.442 \times \sin 2.490^\circ = 0.019$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Pah = 1/2 \times Kah \times \gamma t \times H^2$$

$$= 1/2 \times 0.516 \times 20.0 \times 6.300^2 = 204.979 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 6.300 / 3 = 2.100 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 204.979 \times 2.100 = 430.457 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.442 \times 20.0 \times 6.300^2 = 175.264 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 6.300 / 2 = 3.150 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 175.264 \times 3.150 = 552.083 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

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

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쇄기 계산에서 흙쇄기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

-

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.397	24.5	9.724	0.055	0.535	2.100	1.123
C2	2.520	24.5	61.740	0.055	3.396	3.150	10.696
C3	0.863	24.5	21.146	0.055	1.163	2.100	2.442
합 계 (벽체 하부)			92.610		5.094		14.262
C1	0.099	24.5	2.431	0.055	0.134	1.050	0.140
C2	1.260	24.5	30.870	0.055	1.698	1.575	2.674
C3	0.216	24.5	5.286	0.055	0.291	1.050	0.305
합 계 (벽체 중앙부)			38.588		2.122		3.120

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	327.967	0.000	327.967
	모멘트	688.731	0.000	688.731
LCB2	전단력	175.264	0.000	180.358
	모멘트	552.083	0.000	566.345
LCB3	전단력	204.979	0.000	204.979
	모멘트	430.457	0.000	430.457

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q_3+q_4)}{2} K_p L + \frac{(q_4+q_5)}{2} B \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$K_p = 4.204$ $\mu = 0.473$ (상 시)
 $K_{pe} = 4.090$ $\mu = 0.473$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마찰력	총 계
LCB1	전단력	693.045	86.619	779.664
	모멘트	173.261	21.655	194.916
LCB2	전단력	493.416	42.743	536.158
	모멘트	123.354	10.686	134.040
LCB3	전단력	494.618	68.184	562.802
	모멘트	123.655	17.046	140.701

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)	108.770	71.530	301.884
뒷 굽 판 (B-B)	688.731	430.457	449.740
벽 체 하 부 (C-C)	688.731	430.457	327.967
활동 방지벽 (D-D)	194.916	140.701	779.664

(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

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 108.770 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 301.884 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 700.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 580.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H22 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1548.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00267 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 20.819 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.06395 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 299864400.000 \text{ N.mm} \\ &= 299.864 \text{ KN.m} \geq M_u = 108.770 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 7.464 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 555.146 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 7.464 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00096 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00128 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 428.916 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 428.916 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 71.530 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s/(B \cdot D) = 0.00267 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.176 \quad j = 0.941 \\ x &= k \cdot d = 101.813 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.573 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 84.598 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 84.598 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 658.37 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 109.00 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 250.00 \text{ mm} \leq 658.37 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 뒀 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 688.731 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 449.740 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 700.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 580.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H29 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 5139.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00886 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 69.098 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.01717 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 953081400.000 \text{ N.mm} \\ &= 953.081 \text{ KN.m} \geq M_u = 688.731 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 49.031 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 3646.689 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 49.031 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00629 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00838 \\ \text{철근비검토 } P_{min} \leq P &\quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 428.916 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 352.733 \text{ KN} \\ s &= 250.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 290.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 781.649 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 430.457 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00886 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.296 \quad j = 0.901 \\ x &= k \cdot d = 171.449 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 9.604 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 160.198 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 160.198 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 227.83 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 105.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 227.83 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

3) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 688.731 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 327.967 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 800.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 680.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 4053.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00596 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.502 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.02698 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 899634200.000 \text{ N.mm} \\ &= 899.634 \text{ KN.m} \geq M_u = 688.731 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 41.308 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 3072.254 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 41.308 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00452 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00602 \\ \text{철근비검토 : } P_{min} \leq P &\quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 502.867 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 502.867 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 430.457 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00596 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.250 \quad j = 0.917 \\ x &= k \cdot d = 170.108 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 8.120 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 170.370 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 170.370 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 193.48 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 107.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 193.48 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 활 동 방 지 벽

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 194.916 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 779.664 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 800.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 680.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H16 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1588.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00234 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 21.362 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.07349 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 361560800.000 \text{ N.mm} \\ &= 361.561 \text{ KN.m} \geq M_u = 194.916 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 11.431 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 850.209 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 11.431 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00125 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00167 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 502.867 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 413.549 \text{ KN} \\ s &= 250.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 340.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 916.416 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 140.701 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (f_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00234 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.165 \quad j = 0.945 \\ x &= k \cdot d = 112.366 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 3.898 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 137.823 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 137.823 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 291.38 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 112.00 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 291.38 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 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

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.358 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 1146.000 mm²
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.327 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

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	0.442	0.700	0.K	2.049	1.500	0.K	323.008	367.490	0.K
지진시	0.924	1.400	0.K	2.474	1.200	0.K	438.491	551.230	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	108.77	299.86	0.K	301.88	428.92	0.K	658.4	250.0	0.K
뒷 굽 판	688.73	953.08	0.K	449.74	781.65	0.K	227.8	125.0	0.K
벽체 하부	688.73	899.63	0.K	327.97	502.87	0.K	193.5	125.0	0.K
활동방지벽	194.92	361.56	0.K	779.66	916.42	0.K	291.4	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	H22 @ 250mm	120.0	1548.400	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
뒷 굽 판	H29 @ 125mm	120.0	5139.200	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800
벽체 하부	H25 @ 125mm	120.0	4053.600	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
활동방지벽	H16 @ 125mm	120.0	1588.800	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800

▶ 역T형(H=8.0m)_배면경사(1:1.5)

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 : $H = 8.000 \text{ M}$
옹 벽 저 판 : $B = 5.600 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/m^2
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 33.690°
뒷채움의 성토높이 : 반무한 사면
옹벽전면의 토 피 고(D_f) : 1.000 m

2.3 사용토압

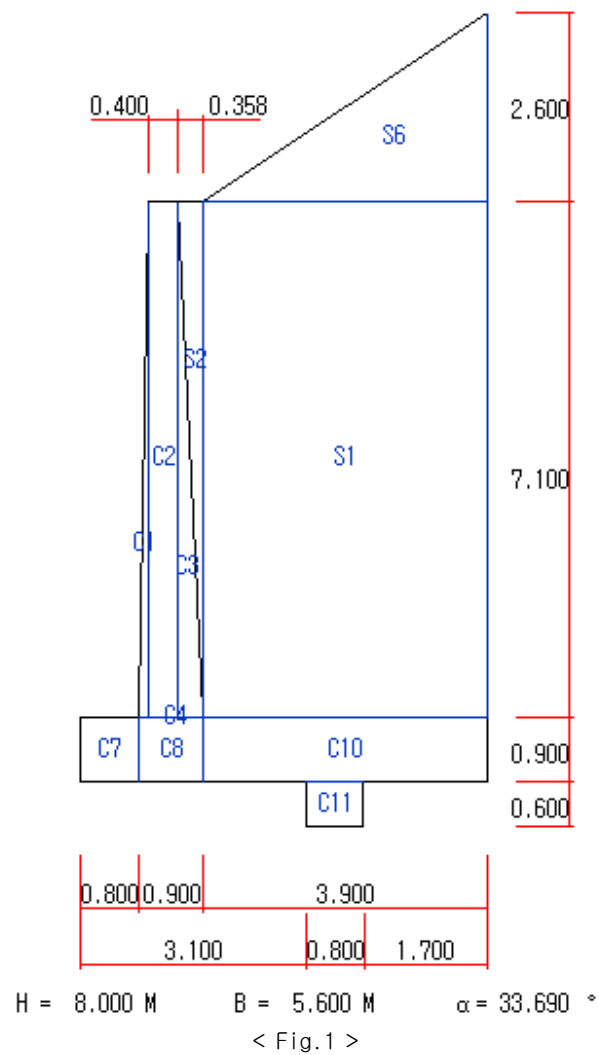
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

2.4 과재하중

과재하중 : $q = 10.00 \text{ KN/m}^2$

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	0.504	24.5	12.35	0.055	0.68	0.895	3.267	11.05	2.22
C2	2.840	24.5	69.58	0.055	3.83	1.142	4.450	79.46	17.03
C3	1.271	24.5	31.14	0.055	1.71	1.461	3.267	45.50	5.594
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.321	0.900	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.700	0.900	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.533	0.900	0.00	0.00
C7	0.720	24.5	17.64	0.055	0.97	0.400	0.450	7.06	0.44
C8	0.810	24.5	19.85	0.055	1.09	1.250	0.450	24.81	0.49
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	3.000	0.900	0.00	0.00
C10	3.510	24.5	86.00	0.055	4.73	3.650	0.450	313.88	2.13
C11	0.480	24.5	11.76	0.055	0.65	3.500	-0.300	41.16	-0.19
소계	10.135		248.31		13.66			522.92	27.71
S1	27.690	20.0	553.80	0.055	30.46	3.650	4.450	2021.37	135.54
S2	1.271	20.0	25.42	0.055	1.40	1.581	5.633	40.18	7.88
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	1.700	0.900	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.650	0.900	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	4.300	0.900	0.00	0.00
S6	5.070	20.0	101.40	0.055	5.58	4.300	8.867	436.02	49.45
소계	34.031		680.62		37.43			2497.57	192.87
총계			928.93		51.09			3020.48	220.57

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 33.690 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 45.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5689$
 $\alpha = 44.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5725$
 $\alpha = 44.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5758$
 $\alpha = 43.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5786$
 $\alpha = 43.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5809$
 $\alpha = 42.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5826$
 $\alpha = 42.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5836$

▷ $\alpha = 41.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5836$ 최대값

$\alpha = 41.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5826$
 $\alpha = 40.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5802$
 $\alpha = 40.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5762$
 $\alpha = 39.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5700$
 $\alpha = 39.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5611$
 $\alpha = 38.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5485$
 $\alpha = 38.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.5310$

∴ $K_a = 0.584$ (쌓기중량 $W = 5152.694$ KN)
 $K_{ah} = 0.584 \times \cos 33.690^\circ = 0.486$
 $K_{av} = 0.584 \times \sin 33.690^\circ = 0.324$

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.486 \times 20.0 \times 10.600^2 \\ &= 545.631 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{av} &= 1/2 \times K_{av} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.324 \times 20.0 \times 10.600^2 \\ &= 363.753 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= H / 3 = 10.600 / 3 = 3.533 \text{ m} \\ \chi &= 5.600 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_o &= P_{ah} \times y = 545.631 \times 3.533 \\ &= 1927.895 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= P_{av} \times \chi = 363.753 \times 5.600 \\ &= 2037.017 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각($\delta = \phi$) : 35.000 ° ($\because \beta + \theta > \phi$)
 여기서... $\theta = \tan^{-1}(kh/(1-kv))$: 3.148 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 53.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4278
 $\alpha = 52.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4295
 $\alpha = 52.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4310
 $\alpha = 51.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4322
 $\alpha = 51.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4332
 $\alpha = 50.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4339
 $\alpha = 50.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4344

▷ $\alpha = 49.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4345 최대값

$\alpha = 49.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4343
 $\alpha = 48.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4338
 $\alpha = 48.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4329
 $\alpha = 47.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4316
 $\alpha = 47.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4299
 $\alpha = 46.50^\circ$ 일때..Kae = 0.4279
 $\alpha = 46.00^\circ$ 일때..Kae = 0.4254

$\therefore Kae = 0.434$ (쌓기중량 $We = W/\cos(\Theta) = 1508.327 \text{ KN}$)
 $Kaeh = 0.434 \times \cos 35.000^\circ = 0.356$
 $Kaev = 0.434 \times \sin 35.000^\circ = 0.249$

$$\begin{aligned}
 Paeh &= 1/2 \times Kaeh \times \gamma t \times H^2 \\
 &= 1/2 \times 0.356 \times 20.0 \times 10.600^2 \\
 &= 399.907 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Paev &= 1/2 \times Kaev \times \gamma t \times H^2 \\
 &= 1/2 \times 0.249 \times 20.0 \times 10.600^2 \\
 &= 280.018 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y &= H / 2 = 10.600 / 2 = 5.300 \text{ m} \\
 \chi &= 5.600 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mo &= Paeh \times y = 399.907 \times 5.300 \\
 &= 2119.504 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mr &= Paev \times \chi = 280.018 \times 5.600 \\
 &= 1568.099 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

3) 과재하중

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

시행쌓기 계산에서 흙쌓기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	248.308	0.000	522.916	0.000
재하토사 자중	680.618	0.000	2497.566	0.000
토 압	363.753	545.631	2037.017	1927.895
Σ	1292.678	545.631	5057.499	1927.895

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	248.308	13.657	522.916	27.705
재하토사 자중	680.618	37.434	2497.566	192.867
토 압	280.018	399.907	1568.099	2119.504
Σ	1208.943	450.998	4588.581	2340.076

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 1292.678 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 5057.499 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 1927.895 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 5.600 / 2 - (5057.499 - 1927.895) / 1292.678 \\ &= 0.379 \text{ m} \leq B/6 = 0.933 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.379 \text{ m} \leq B/6 = 0.933 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 5057.499 / 1927.895 \\ &= 2.623 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 1208.943 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 4588.581 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 2340.076 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\
 &= 5.600 / 2 - (4588.581 - 2340.076) / 1208.943 \\
 &= 0.940 \text{ m} > B/6 = 0.933 \text{ m} \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}
 \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.940 \text{ m} \leq B/3 = 1.867 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 38.000°
 지지지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
 지지지반의 점착력 : 0.0 KN/m^2
 성토지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
 기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_a = 346.470 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 324.565 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 137.105 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 324.565 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_{ae} = 519.710 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

$$q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 433.338 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{여기서 } x = 3 (B/2 - e) = 5.580 \text{ m}$$

$$q_{\max} = 433.338 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\phi_B = (2/3)\phi$ 이므로

마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
 점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 1292.678 \text{ KN}$$

$$\sum H = 545.631 \text{ KN}$$

$$H_r = C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장})$$

$$= 0.000 + 610.399 + 254.972 + 211.791$$

$$= 1077.162 \text{ KN}$$

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.600 \text{ m}$
 $A_e = 4.842 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$S.F = \sum H_r / \sum H = 1077.162 / 545.631$$

$$= 1.974 \geq 1.5 \quad \therefore O.K$$

3) 지진시 안정검토

$$\sum V = 1208.943 \text{ KN}$$

$$\sum H = 450.998 \text{ KN}$$

$$H_r = C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장})$$

$$= 0.000 + 593.325 + 314.212 + 113.036$$

$$= 1020.573 \text{ KN}$$

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.600 \text{ m}$
 $A_e = 3.720 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$S.F = \sum H_r / \sum H = 1020.573 / 450.998$$

$$= 2.263 \geq 1.2 \quad \therefore O.K$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2D+1.6L+1.6H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 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 (1.2D+1.6L+1.6H)

$$\begin{aligned}\sum V &= 1696.715 \text{ KN} \\ \sum Mr &= 6883.806 \text{ KN.m} \\ \sum Mo &= 3084.632 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 5.600 / 2 - (6883.806 - 3084.632) / 1696.715 \\ &= 0.561 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 485.057 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 120.913 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 1116.050 \text{ KN} \\ \sum Mr &= 4286.532 \text{ KN.m} \\ \sum Mo &= 2340.076 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 5.600 / 2 - (4286.532 - 2340.076) / 1116.050 \\ &= 1.056 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\max} &= (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 426.611 \text{ KN/m}^2 \\ \text{여기서 } x &= 3 (B/2 - e) = 5.232 \text{ m} \quad (\text{지반반력 작용폭})\end{aligned}$$

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(3) LCB 3 : 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	-21.168	367.237
	모멘트	-8.467	149.669
LCB2	전단력	-15.876	315.197
	모멘트	-6.350	129.558
LCB3	전단력	-17.640	248.940
	모멘트	-7.056	101.004

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분	뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	117.306	786.240	0.000	-966.081	519.470
	모멘트	226.630	1612.259	0.000	-1562.420	2546.289
LCB2	전단력	87.980	589.680	0.000	-508.632	449.045
	모멘트	169.972	1209.194	0.000	-598.858	1872.377
LCB3	전단력	97.755	655.200	0.000	-789.289	327.419
	모멘트	188.858	1343.549	0.000	-1373.638	1577.407

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 출과 콘크리트의 마찰각(δ) : 11.667 °
 옹벽배면의 연직경사각(θ) : 2.887 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 47.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5235$
 $\alpha = 46.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5258$
 $\alpha = 46.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5279$
 $\alpha = 45.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5298$
 $\alpha = 45.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5314$
 $\alpha = 44.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5326$
 $\alpha = 44.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5335$

▷ $\alpha = 43.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5340$ 최대값

$\alpha = 43.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5340$
 $\alpha = 42.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5334$
 $\alpha = 42.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5322$
 $\alpha = 41.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5301$
 $\alpha = 41.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5270$
 $\alpha = 40.50^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5228$
 $\alpha = 40.00^\circ$ 일때 $.K_a = 0.5170$

$\therefore K_a = 0.534$ (쌓기중량 $W = 1811.109 \text{ KN}$)
 $K_{ah} = 0.534 \times \cos 14.553^\circ = 0.517$
 $K_{av} = 0.534 \times \sin 14.553^\circ = 0.134$

㉞ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 58.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4398$
 $\alpha = 57.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4409$
 $\alpha = 57.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4419$
 $\alpha = 56.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4427$
 $\alpha = 56.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4433$
 $\alpha = 55.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4437$
 $\alpha = 55.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4439$

▷ $\alpha = 54.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4439$ 최대값

$\alpha = 54.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4437$
 $\alpha = 53.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4432$
 $\alpha = 53.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4426$
 $\alpha = 52.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4417$
 $\alpha = 52.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4406$
 $\alpha = 51.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4392$
 $\alpha = 51.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4376$

$\therefore K_{ae} = 0.444$ (쌓기중량 $W_e = W/\cos(\Theta) = 556.815 \text{ KN}$)
 $K_{aeh} = 0.444 \times \cos 2.887^\circ = 0.443$
 $K_{aev} = 0.444 \times \sin 2.887^\circ = 0.022$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.517 \times 20.0 \times 7.100^2 = 260.563 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 7.100 / 3 = 2.367 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 260.563 \times 2.367 = 616.665 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma \times t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.443 \times 20.0 \times 7.100^2 = 223.470 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 7.100 / 2 = 3.550 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 223.470 \times 3.550 = 793.317 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

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

i) 벽체 하부 (C-C)

시행쇄기 계산에서 흙쇄기 중량계산시 과재하중을 고려하였으므로, 별도로 과재하중을 고려하지 않는다.

-

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.504	24.5	12.350	0.055	0.679	2.367	1.608
C2	2.840	24.5	69.580	0.055	3.827	3.550	13.585
C3	1.271	24.5	31.137	0.055	1.713	2.367	4.053
합 계 (벽체 하부)			113.068		6.219		19.246
C1	0.126	24.5	3.088	0.055	0.170	1.183	0.201
C2	1.420	24.5	34.790	0.055	1.913	1.775	3.396
C3	0.318	24.5	7.784	0.055	0.428	1.183	0.507
합 계 (벽체 중앙부)			45.662		2.511		4.104

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	416.900	0.000	416.900
	모멘트	986.664	0.000	986.664
LCB2	전단력	223.470	0.000	229.688
	모멘트	793.317	0.000	812.563
LCB3	전단력	260.563	0.000	260.563
	모멘트	616.665	0.000	616.665

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q_3+q_4)}{2} K_p L + \frac{(q_4+q_5)}{2} B \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$K_p = 4.204$ $\mu = 0.473$ (상 시)
 $K_{pe} = 4.090$ $\mu = 0.473$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구 분		활동저항력	마찰력	총 계
LCB1	전단력	818.933	97.510	916.443
	모멘트	245.680	29.253	274.933
LCB2	전단력	553.382	53.489	606.872
	모멘트	166.015	16.047	182.062
LCB3	전단력	610.399	78.549	688.948
	모멘트	183.120	23.565	206.685

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)	141.202	93.948	346.069
뒷 굽 판 (B-B)	986.664	616.665	519.470
벽 체 하 부 (C-C)	986.664	616.665	416.900
활동 방지벽 (D-D)	274.933	206.685	916.443

(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

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 141.202 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 346.069 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 780.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H22 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1548.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00199 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 20.819 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.08703 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 405155600.000 \text{ N.mm} \\ &= 405.156 \text{ KN.m} \geq M_u = 141.202 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 7.192 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 534.902 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 7.192 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00069 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00091 \\ \text{철근비검토 : } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 576.818 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 576.818 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 93.948 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00199 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.153 \quad j = 0.949 \\ x &= k \cdot d = 119.645 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.122 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 81.979 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 81.979 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 688.11 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 109.00 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 250.00 \text{ mm} \leq 688.11 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 뒀 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 986.664 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 519.470 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 780.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H29 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 5139.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00659 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 69.098 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.02413 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 1302547000.000 \text{ N.mm} \\ &= 1302.547 \text{ KN.m} \geq M_u = 986.664 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 51.739 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 3848.076 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 51.739 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00493 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00658 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 576.818 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 576.818 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 616.665 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00659 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.261 \quad j = 0.913 \\ x &= k \cdot d = 203.638 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 8.505 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 168.500 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 168.500 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 203.61 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 105.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 203.61 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 986.664 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 416.900 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 780.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H29 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 5139.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00659 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 69.098 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.02413 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 1302547000.000 \text{ N.mm} \\ &= 1302.547 \text{ KN.m} \geq M_u = 986.664 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 51.739 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 3848.076 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 51.739 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00493 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00658 \\ \text{철근비검토 : } P_{min} \leq P &\quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 576.818 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 576.818 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 616.665 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00659 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.261 \quad j = 0.913 \\ x &= k \cdot d = 203.638 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 8.505 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 168.500 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 168.500 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 203.61 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 105.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 203.61 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 활 동 방 지 벽

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 274.933 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 916.443 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 800.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 680.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H19 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 2292.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00337 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 30.817 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.05002 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 517902900.000 \text{ N.mm} \\ &= 517.903 \text{ KN.m} \geq M_u = 274.933 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 16.181 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1203.475 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 16.181 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00177 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00236 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 502.867 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H16 \times 4.00 \text{ ea/m} = 794.400 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 648.230 \text{ KN} \\ s &= 250.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 340.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 1151.097 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 206.685 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (f_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00337 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.195 \quad j = 0.935 \\ x &= k \cdot d = 132.540 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 4.905 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 141.827 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 141.827 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 279.00 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 110.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 279.00 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 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

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.318 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 1146.000 mm²
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.255 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

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	0.379	0.933	0.K	1.974	1.500	0.K	324.565	346.470	0.K
지진시	0.940	1.867	0.K	2.263	1.200	0.K	433.338	519.710	0.K

5.2 단면검토 결과

1) 부재력 검토 요약

(단위 : KN,m)

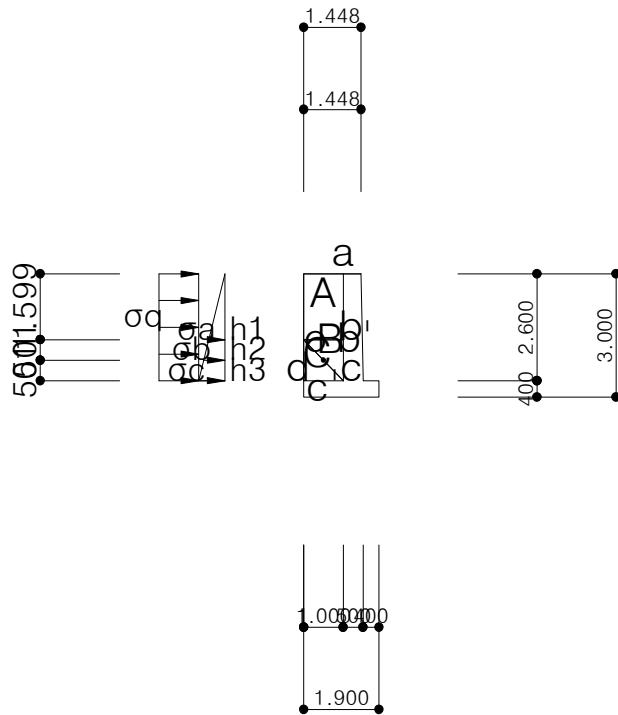
구 분	휨 모 멘 트			전 단 력			최외단 배근 간격(mm)		
	Mu	ØMn	비고	Vu	ØVn	비고	S_st	Sa	비고
앞 굽 판	141.20	405.16	0.K	346.07	576.82	0.K	688.1	250.0	0.K
뒷 굽 판	986.66	1302.55	0.K	519.47	576.82	0.K	203.6	125.0	0.K
벽체 하부	986.66	1302.55	0.K	416.90	576.82	0.K	203.6	125.0	0.K
활동방지벽	274.93	517.90	0.K	916.44	1151.10	0.K	279.0	125.0	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	H22 @ 250mm	120.0	1548.400	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
뒷 굽 판	H29 @ 125mm	120.0	5139.200	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
벽체 하부	H29 @ 125mm	120.0	5139.200	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800
활동방지벽	H19 @ 125mm	120.0	2292.000	H16 x 4.000Leg	250.0	794.400

1. 역T형옹벽(H=3.0m) 마감벽설계

(1) 단면력 산정



$$U = 1.600 \cdot H + 1.600 \cdot L$$

$$\text{정지토압계수 } K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$$

① 단면 A

$$q_q = K_o \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = K_o \times \gamma \times h_1 = 0.426 \times 20.000 \times 1.599 = 13.623 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} P_a &= (1.600 \times 1/2 \cdot q_a \cdot h_1 + 1.600 \times q_q \cdot h_1) \\ &= (1.600 \times 1/2 \times 13.623 \times 1.599 + 1.600 \times 4.260 \times 1.599) \\ &= 28.326 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_a &= P_a \times L \\ &= 28.326 \times 1.002 \\ &= 28.383 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_a &= 1/2 \cdot P_a \cdot L^2 \\ &= 1/2 \times 28.326 \times 1.002^2 \\ &= 14.220 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$V_u = 28.383 / 1.599 = 17.750 \text{ kN}$$

$$M_u = 14.220 / 1.599 = 8.893 \text{ kN.m}$$

② 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_a &= K_o \times \gamma_t \times h_1 &= 0.426 \times 20.000 \times 1.599 &= 13.623 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 &= 0.426 \times 20.000 \times 2.099 &= 17.888 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 1.600 \times 13.623 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 28.614 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1.600 \times 17.888 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 35.436 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_b &= P_1 \times L &= 28.614 \times 1.001 \\ &= 28.642 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b &= 1/2 \cdot P_1 \cdot L^2 &= 1/2 \times 28.614 \times 1.001^2 \\ &= 14.335 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b'} &= P_2 \times L &= 35.436 \times 0.500 \\ &= 17.736 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{b'} &= 1/2 \cdot P_2 \cdot L^2 &= 1/2 \times 35.436 \times 0.500^2 \\ &= 4.438 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 28.642 \text{ kN}$$

$$M_u = 14.335 \text{ kN.m}$$

③ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_a &= K_o \times \gamma_t \times h_1 &= 0.426 \times 20.000 \times 1.599 &= 13.623 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 &= 0.426 \times 20.000 \times 2.099 &= 17.888 \text{ kN/m}^2 \\ q_c &= K_o \times \gamma_t \times h_3 &= 0.426 \times 20.000 \times 2.600 &= 22.152 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 1.600 \times 13.623 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 28.614 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1.600 \times 17.888 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 35.436 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= 1.600 \times 22.152 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 42.259 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$V_d = (P_1 + P_3) / 2 \times L = (28.614 + 42.259) / 2 \times 1.001$$

$$= 35.472 \text{ kN}$$

$$M_d = 1/6 \times (2P_1 + P_3) \times L^2 = 1/6 \times (2 \times 28.614 + 42.259) \times 1.001^2$$

$$= 16.614 \text{ kN.m}$$

$$V_c' = (P_2 + P_3) / 2 \times L = (35.436 + 42.259) / 2 \times 0.500$$

$$= 19.443 \text{ kN}$$

$$M_c' = 1/6 \times (2P_2 + P_3) \times L^2 = 1/6 \times (2 \times 35.436 + 42.259) \times 0.500^2$$

$$= 4.723 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 35.472 \times 1.001 / 1.000 = 35.507 \text{ kN} : \text{계산폭} / \text{지지폭}$$

$$M_u = 16.614 \times 1.001 / 1.000 = 16.631 \text{ kN.m}$$

④ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0	8.893	14.335	16.631
전단력(kN)	0	17.75	28.642	35.507

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0	5.558	8.96	10.394
전단력(kN)	0	11.094	17.901	22.192

(2) 철근량 검토

① A(T=400 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.80, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	280.00	120.00	8.89	17.75

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 633.500 \times 400.00 = 253400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 8.518 \text{ mm, } c = 8.518 / \beta_1 = 8.518 / 0.80 = 10.634 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 10.634) / 10.634 = 0.07599$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 93.623 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 633.5 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 6.767]

1단 : H13 - 5.0 EA (= 633.5 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00226$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_{s(req)} \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 8.518 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 633.500 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 59.392 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 8.893 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 6.679]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 280.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 280.00 = 207.063 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 17.750 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 200

H13 - CTC 400 = 950.250 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 400.0 x 1000.0 = 600.000 mm² < 950.250 mm² ∴ 0.K

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 200

H13 - CTC 400 = 950.250 mm²

필요철근량 : 0.0020 x 400.0 x 1000.0 = 800.000 mm² < 950.250 mm² ∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H13 - CTC 400 = 316.750 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 316.8 mm² ∴ 0.K

② B(T=400 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	280.00	120.00	14.34	28.64

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 633.500 \times 400.00 = 253400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 8.518 \text{ mm, } c = 8.518 / \beta_1 = 8.518 / 0.80 = 10.634 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 10.634) / 10.634 = 0.07599$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 151.130 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 633.5 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 4.192]

1단 : H13 - 5.0 EA (= 633.5 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00226$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 8.518 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 633.500 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 59.392 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 14.335 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.143]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 280.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 280.00 = 207.063 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 28.642 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 200

H13 - CTC 400 = 950.250 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 400.0 x 1000.0 = 600.000 mm² < 950.250 mm² ∴ 0.K

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 200

H13 - CTC 400 = 950.250 mm²

필요철근량 : 0.0020 x 400.0 x 1000.0 = 800.000 mm² < 950.250 mm² ∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H13 - CTC 400 = 316.750 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 316.8 mm² ∴ 0.K

③ C(T=400 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	280.00	120.00	16.63	35.51

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 633.500 \times 400.00 = 253400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 8.518 \text{ mm, } c = 8.518 / \beta_1 = 8.518 / 0.80 = 10.634 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 10.634) / 10.634 = 0.07599$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 175.433 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 633.5 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm) , [사용률 = 3.611]

1단 : H13 - 5.0 EA (= 633.5 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00226$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 8.518 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 633.500 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 59.392 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 16.631 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 3.571]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 280.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 280.00 = 207.063 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 35.507 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 200

H13 - CTC 400 = 950.250 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 400.0 x 1000.0 = 600.000 mm² < 950.250 mm² ∴ 0.K

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 200

H13 - CTC 400 = 950.250 mm²

필요철근량 : 0.0020 x 400.0 x 1000.0 = 800.000 mm² < 950.250 mm² ∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H13 - CTC 400 = 316.750 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 316.8 mm² ∴ 0.K

(3) 사용성 검토

① A(T=400 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 5.558 \times 1000000 / [633.500 \times (280.000 - 48.446/3)] \\ = 33.252 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -8 \times 633.500/1000.0 + 8 \times 633.500/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 280.0)/(8 \times 633.500)]} \\ = 48.446 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 633.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H13} - 5.0 \text{ EA} \quad (= 633.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 13/2 = 113.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 33.25) - 2.5 \times 113.50 = 2084.54 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 33.25) = 1894.63 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 1894.63 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 5.0 \text{ EA} = 200.00 \leq S_a (= 1894.63 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② B(T=400 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 8.960 \times 1000000 / [633.500 \times (280.000 - 48.446/3)] \\ = 53.602 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -8 \times 633.500/1000.0 + 8 \times 633.500/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 280.0)/(8 \times 633.500)]} \\ = 48.446 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 633.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H13} - 5.0 \text{ EA} \quad (= 633.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 13/2 = 113.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 53.60) - 2.5 \times 113.50 = 1185.40 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 53.60) = 1175.32 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 1175.32 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 5.0 \text{ EA} = 200.00 \leq S_a (= 1175.32 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ C(T=400 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 10.394 \times 1000000 / [633.500 \times (280.000 - 48.446/3)]$$

$$= 62.185 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -8 \times 633.500 / 1000.0 + 8 \times 633.500 / 1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 280.0 / (8 \times 633.500))]}$$

$$= 48.446 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 633.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H13} - 5.0 \text{ EA} \quad (= 633.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 13/2 = 113.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 62.19) - 2.5 \times 113.50 = 982.62 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 62.19) = 1013.10 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

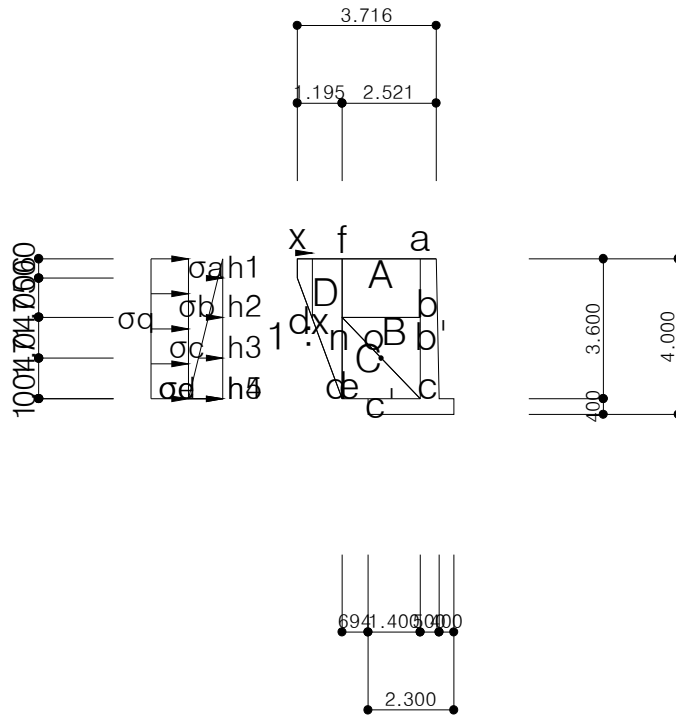
S_a 는 작은 값인 982.62 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 5.0 \text{ EA} = 200.00 \leq S_a (= 982.62 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2. 역T형옹벽(H=4.0m) 마감벽설계 (TYPE-1)

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정



$$U = 1.600 \cdot H + 1.600 \cdot L$$

$$\text{정지토압계수 } K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$$

① 단면 D

- 상재하중에 의한 단면력

위치에 따른 날개벽 높이

$$h(x) = h_1 + x/n \quad n : \text{날개벽 경사 (1 : 0.386)}$$

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

작용 단면력

$$\begin{aligned} V_I &= \int p(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n) dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.500 \times 1.195 + 1.195^2 / (2 \times 0.386)) \\ &= 10.439 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_I &= \int (L - x) P(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n) dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.500 \times 1.195^2) / 2 + 1.195^3 / (6 \times 0.386)) \\ &= 4.667 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

위치에 따른 작용토압

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

작용단면력

$$\begin{aligned} V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1 + x/n)^2 dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h_1^2 \cdot L + (h_1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (0.500^2 \times 1.195 + (0.500 \times 1.195^2) / 0.386 \\ &\quad + 1.195^3 / (3 \times 0.386^2)) \\ &= 25.478 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)^2 dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1^2 \cdot L^2)/2 + (h_1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/(12n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.500^2 \times 1.195^2) / 2 \\ &\quad + (0.500 \times 1.195^3) / (3 \times 0.386) + 1.195^4 / (12 \times 0.386^2)) \\ &= 8.781 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 극한 단면력

$$\begin{aligned} V_d &= 1.600 \cdot V_h + 1.600 \cdot V_l \\ &= 1.600 \times 25.478 + 1.600 \times 10.439 = 57.468 \text{ kN} \\ M_d &= 1.600 \cdot M_h + 1.600 \cdot M_l \\ &= 1.600 \times 8.781 + 1.600 \times 4.667 = 21.516 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

e - f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$\begin{aligned} V_u &= 57.468 / 3.600 = 15.963 \text{ kN} \\ M_u &= 21.516 / 3.600 = 5.977 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 단면 A

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 = 0.426 \times 20.000 \times 1.506 = 12.833 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= (1.600 \times \frac{1}{2} \cdot q_b \cdot h_2 + 1.600 \times q_q \cdot h_2) \\ &= (1.600 \times \frac{1}{2} \times 12.833 \times 1.506 + 1.600 \times 4.260 \times 1.506) \\ &= 25.729 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

* D구간 추가 부분 산정시 공제 부분

- 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_l &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2/(2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 0.807 + 0.807^2 / (2 \times 0.386)) \\ &= 3.601 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 0.807^2)/2 + 0.807^3 / (6 \times 0.386)) \\ &= 0.969 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1' + h_2') \cdot (h_2' - h_1') \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2)) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.000 \times 0.807^2)/0.386 + 0.807^3/(3 \times 0.386^2)) \\
 &= 5.026 \text{ kN} \\
 M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(2h_1/n \cdot x + x^2/n)dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (L^4/12n + h_1/3n \cdot L^3) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (0.807^4/(12 \times 0.386) + 0.000/(3 \times 0.386) \times 0.807^3) \\
 &= 1.014 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- 토피에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 V_h' &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2/(2n)) \\
 &= 0.426 \times (1.506 \times 20.000) \times (0.000 \times 0.807 + 0.807^2/(2 \times 0.386)) \\
 &= 10.847 \text{ kN} \\
 M_h' &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\
 &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n)) \\
 &= 0.426 \times (1.506 \times 20.000) \times ((0.000 \times 0.807^2)/2 + 0.807^3/(6 \times 0.386)) \\
 &= 2.919 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$V_d' = 1.600 \times 3.601 + 1.600 \times (5.026 + 10.847) = 31.158 \text{ kN}$$

$$M_d' = 1.600 \times 0.969 + 1.600 \times (1.014 + 2.919) = 7.844 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 V_a &= (V_d - V_d') + P_a \times L \\
 &= (57.468 - 31.158) + 25.729 \times 2.095 \\
 &= 80.208 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_a &= (M_d - M_d') + (S_d - S_d') \times L + 1/2 \cdot P_a \cdot L^2 \\
 &= (21.516 - 7.844) + (57.468 - 31.158) \times 2.095 + 1/2 \times 25.729 \times 2.095^2 \\
 &= 125.238 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$V_u = 80.208 / 1.506 = 53.259 \text{ kN}$$

$$M_u = 125.238 / 1.506 = 83.159 \text{ kN.m}$$

③ 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned}
 q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\
 q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 &= 0.426 \times 20.000 \times 1.506 &= 12.833 \text{ kN/m}^2 \\
 q_c &= K_o \times \gamma_t \times h_3 &= 0.426 \times 20.000 \times 2.553 &= 21.752 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 1.600 \times 12.833 + 1.600 \times 4.260 \\
 &= 27.349 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_2 &= 1.600 \times 21.752 + 1.600 \times 4.260 \\
 &= 41.620 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

★ D구간 단면력 추가 부분

– 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_I &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 0.807 + 0.807^2 / (2 \times 0.386)) \\ &= 3.601 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_I &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 0.807^2) / 2 + 0.807^3 / (6 \times 0.386)) \\ &= 0.969 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– 토압에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1' + h_2') \cdot (h_2' - h_1') \cdot dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1 \cdot L^2) / n + L^3 / (3n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.000 \times 0.807^2) / 0.386 + 0.807^3 / (3 \times 0.386^2)) \\ &= 5.026 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(2h_1/n \cdot x + x^2 / n)dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (L^4 / 12n + h_1/3n \cdot L^3) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (0.807^4 / (12 \times 0.386) + 0.000 / (3 \times 0.386) \times 0.807^3) \\ &= 1.014 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– 토피에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_{h'} &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times (1.506 \times 20.000) \times (0.000 \times 0.807 + 0.807^2 / (2 \times 0.386)) \\ &= 10.847 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{h'} &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times (1.506 \times 20.000) \times ((0.000 \times 0.807^2) / 2 + 0.807^3 / (6 \times 0.386)) \\ &= 2.919 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_d' = 1.600 \times 3.601 + 1.600 \times (5.026 + 10.847) = 31.158 \text{ kN}$$

$$M_d' = 1.600 \times 0.969 + 1.600 \times (1.014 + 2.919) = 7.844 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} V_b &= V_d' + P_1 \times L = 31.158 + 27.349 \times 2.094 \\ &= 88.420 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b &= M_d' + V_d' \times L + 1/2 \cdot P_1 \cdot L^2 \\ &= 7.844 + (31.158 \times 2.094) + 1/2 \times 27.349 \times 2.094^2 \\ &= 133.030 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b'} &= V_d' + P_2 \times L = 31.158 + 41.620 \times 1.047 \\ &= 74.730 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{b'} &= M_d' + V_d' \times L + 1/2 \cdot P_2 \cdot L^2 \\ &= 7.844 + (31.158 \times 2.094) + 1/2 \times 41.620 \times 1.047^2 \\ &= 95.890 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 88.420 \text{ kN}$$

$$M_u = 133.030 \text{ kN.m}$$

④ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h^2 &= 0.426 \times 20.000 \times 1.506 &= 12.833 \text{ kN/m}^2 \\ q_c &= K_o \times \gamma_t \times h^3 &= 0.426 \times 20.000 \times 2.553 &= 21.752 \text{ kN/m}^2 \\ q_e &= K_o \times \gamma_t \times h^5 &= 0.426 \times 20.000 \times 3.600 &= 30.672 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 1.600 \times 12.833 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 27.349 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1.600 \times 21.752 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 41.620 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= 1.600 \times 30.672 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 55.891 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= (P_1 + P_3) / 2 \times L &= (27.349 + 55.891) / 2 \times 2.094 \\ &= 87.144 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_d &= 1/6 \times (2P_1 + P_3) \times L^2 &= 1/6 \times (2 \times 27.349 + 55.891) \times 2.094^2 \\ &= 80.803 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c'} &= (P_2 + P_3) / 2 \times L &= (41.620 + 55.891) / 2 \times 1.047 \\ &= 51.042 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{c'} &= 1/6 \times (2P_2 + P_3) \times L^2 &= 1/6 \times (2 \times 41.620 + 55.891) \times 1.047^2 \\ &= 25.415 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 87.144 \times 2.094 / 1.400 = 130.342 \text{ kN} : \text{계산폭} / \text{지지폭}$$

$$M_u = 80.803 \times 2.094 / 1.400 = 120.858 \text{ kN.m}$$

⑤ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	5.977	83.159	133.03	120.858
전단력(kN)	15.963	53.259	88.42	130.342

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	3.735	51.975	83.144	75.536
전단력(kN)	9.977	33.287	55.263	81.464

(2) 철근량 검토

① D(T=400 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.80, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	280.00	120.00	5.98	15.96

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 716.250 \times 400.00 = 286500.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 9.630 \text{ mm, } c = 9.630 / \beta_1 = 9.630 / 0.80 = 12.023 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 12.023) / 12.023 = 0.06687$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 62.874 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 716.3 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 11.392]

$$1\text{단} : H19 - 2.5 \text{ EA } (= 716.3 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00370, \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00256$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_{s(req)} \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 9.630 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 716.250 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 67.014 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 5.977 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 11.213]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 280.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 280.00 = 207.063 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 15.963 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 400

$$H16 - CTC 400 = 993.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 400.0 \times 1000.0 = 600.000 \text{ mm}^2 < 993.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 400

$$H16 - CTC 400 = 993.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 400.0 \times 1000.0 = 800.000 \text{ mm}^2 < 993.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H16 - CTC 400 = 496.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 496.5 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

② A(T=400 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	280.00	120.00	83.16	53.26

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1432.500 \times 400.00 = 573000.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 19.261 \text{ mm, } c = 19.261 / \beta_1 = 19.261 / 0.80 = 24.046 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 24.046) / 24.046 = 0.03193$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 892.655 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 1432.5 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 1.605]

1단 : H19 - 5.0 EA (= 1432.5 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00512$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 19.261 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1432.500 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 131.684 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 83.159 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.584]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 280.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 280.00 = 207.063 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 53.259 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 200

H16 - CTC 400 = 1489.500 mm²

필요철근량 : $0.0015 \times 400.0 \times 1000.0 = 600.000 \text{ mm}^2$ < 1489.500 mm² ∴ 0.K

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 200

H16 - CTC 400 = 1489.500 mm²

필요철근량 : $0.0020 \times 400.0 \times 1000.0 = 800.000 \text{ mm}^2$ < 1489.500 mm² ∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H16 - CTC 400 = 496.500 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 496.5 mm² ∴ 0.K

③ B(T=400 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	280.00	120.00	133.03	88.42

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2533.500 \times 400.00 = 1013400.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 34.064 \text{ mm, } c = 34.064 / \beta_1 = 34.064 / 0.80 = 42.527 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 42.527) / 42.527 = 0.01675$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1447.694 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2533.5 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm) , [사용률 = 1.750]

1단 : H25 - 5.0 EA (= 2533.5 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00905$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 34.064 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2533.500 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 226.518 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 133.030 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.703]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 280.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 280.00 = 207.063 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 88.420 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H22 - CTC 200

H22 - CTC 400 = 2903.250 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 400.0 x 1000.0 = 600.000 mm² < 2903.250 mm² ∴ 0.K

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : H22 - CTC 200

H22 - CTC 400 = 2903.250 mm²

필요철근량 : 0.0025 x 400.0 x 1000.0 = 1000.000 mm² < 2903.250 mm² ∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H22 - CTC 400 = 967.750 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 967.8 mm² ∴ 0.K

④ C(T=400 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	280.00	120.00	120.86	130.34

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1935.500 \times 400.00 = 774200.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 26.024 \text{ mm, } c = 26.024 / \beta_1 = 26.024 / 0.80 = 32.489 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 32.489) / 32.489 = 0.02286$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1310.772 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 1935.5 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm) , [사용률 = 1.477]

1단 : H22 - 5.0 EA (= 1935.5 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00691$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 26.024 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1935.500 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 175.697 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 120.858 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.454]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 280.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 280.00 = 207.063 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 130.342 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H25 - CTC 200

H25 - CTC 400 = 3800.250 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 400.0 x 1000.0 = 600.000 mm² < 3800.250 mm² ∴ 0.K

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : H25 - CTC 200

H25 - CTC 400 = 3800.250 mm²

필요철근량 : 0.0025 x 400.0 x 1000.0 = 1000.000 mm² < 3800.250 mm² ∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H25 - CTC 400 = 1266.750 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 1266.8 mm² ∴ 0.K

(3) 사용성 검토

① D(T=400 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 3.735 \times 1000000 / [716.250 \times (280.000 - 51.205/3)] \\ = 19.835 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -8 \times 716.250/1000.0 + 8 \times 716.250/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 280.0 / (8 \times 716.250)} \\ = 51.205 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 716.3 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 2.5 \text{ EA} \quad (= 716.3 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 19/2 = 110.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 19.83) - 2.5 \times 110.50 = 3694.05 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 19.83) = 3176.24 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 3176.24 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 2.5 \text{ EA} = 400.00 \leq S_a (= 3176.24 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=400 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 51.975 \times 1000000 / [1432.500 \times (280.000 - 69.465/3)] \\ = 141.262 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -8 \times 1432.500/1000.0 + 8 \times 1432.500/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 280.0 / (8 \times 1432.500)} \\ = 69.465 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1432.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 5.0 \text{ EA} \quad (= 1432.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 19/2 = 110.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 141.26) - 2.5 \times 110.50 = 281.22 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 141.26) = 445.98 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 281.22 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 5.0 \text{ EA} = 200.00 \leq S_a (= 281.22 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=400 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 83.144 \times 1000000 / [2533.500 \times (280.000 - 88.180/3)] \\ = 130.953 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -8 \times 2533.500/1000.0 + 8 \times 2533.500/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 280.0)/(8 \times 2533.500)]} \\ = 88.180 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2533.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 5.0 \text{ EA} \quad (= 2533.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 25/2 = 107.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 130.95) - 2.5 \times 107.50 = 332.61 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 130.95) = 481.09 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 332.61 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 5.0 \text{ EA} = 200.00 \leq S_a (= 332.61 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=400 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 75.536 \times 1000000 / [1935.500 \times (280.000 - 78.913/3)] \\ = 153.833 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -8 \times 1935.500/1000.0 + 8 \times 1935.500/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 280.0)/(8 \times 1935.500)]} \\ = 78.913 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1935.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H22} - 5.0 \text{ EA} \quad (= 1935.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 22/2 = 109.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 153.83) - 2.5 \times 109.00 = 239.42 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 153.83) = 409.53 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

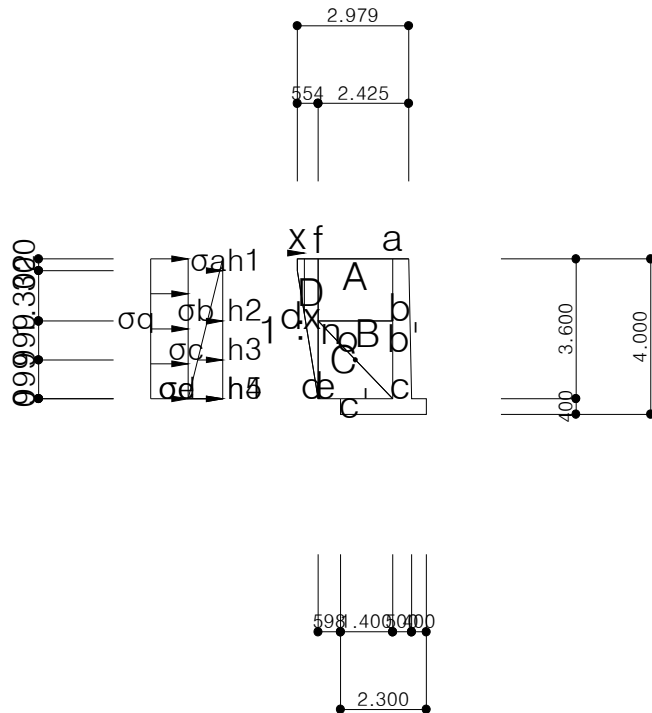
S_a 는 작은 값인 239.42 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 5.0 \text{ EA} = 200.00 \leq S_a (= 239.42 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3. 역T형옹벽(H=4.0m) 마감벽설계 (TYPE-2)

1) 좌측 날개벽

(1) 단면력 산정



$$U = 1.600 \cdot H + 1.600 \cdot L$$

$$\text{정지토압계수} \quad K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$$

① 단면 D

- 상재하중에 의한 단면력

위치에 따른 날개벽 높이

$$h(x) = h_1 + x/n \quad n : \text{날개벽 경사} (1 : 0.168)$$

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

작용 단면력

$$\begin{aligned} V_I &= \int p(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n) dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.300 \times 0.554 + 0.554^2 / (2 \times 0.168)) \\ &= 4.603 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_I &= \int (L - x) P(x) dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n) dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.300 \times 0.554^2) / 2 + 0.554^3 / (6 \times 0.168)) \\ &= 0.916 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

위치에 따른 작용토압

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

작용단면력

$$\begin{aligned} V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1 + x/n)^2 dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h_1^2 \cdot L + (h_1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (0.300^2 \times 0.554 + (0.300 \times 0.554^2) / 0.168 \\ &\quad + 0.554^3 / (3 \times 0.168^2)) \\ &= 11.117 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)^2 dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1^2 \cdot L^2)/2 + (h_1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/(12n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.300^2 \times 0.554^2) / 2 \\ &\quad + (0.300 \times 0.554^3) / (3 \times 0.168) + 0.554^4 / (12 \times 0.168^2)) \\ &= 1.677 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 극한 단면력

$$\begin{aligned} V_d &= 1.600 \cdot V_h + 1.600 \cdot V_l \\ &= 1.600 \times 11.117 + 1.600 \times 4.603 = 25.152 \text{ kN} \\ M_d &= 1.600 \cdot M_h + 1.600 \cdot M_l \\ &= 1.600 \times 1.677 + 1.600 \times 0.916 = 4.148 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

e - f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$\begin{aligned} V_u &= 25.152 / 3.600 = 6.987 \text{ kN} \\ M_u &= 4.148 / 3.600 = 1.152 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 단면 A

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 = 0.426 \times 20.000 \times 1.602 = 13.649 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= (1.600 \times \frac{1}{2} \cdot q_b \cdot h_2 + 1.600 \times q_q \cdot h_2) \\ &= (1.600 \times \frac{1}{2} \times 13.649 \times 1.602 + 1.600 \times 4.260 \times 1.602) \\ &= 28.412 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

* D구간 추가 부분 산정시 공제 부분

- 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_l &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2/(2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 0.335 + 0.335^2 / (2 \times 0.168)) \\ &= 1.428 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 0.335^2)/2 + 0.335^3 / (6 \times 0.168)) \\ &= 0.160 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1' + h_2') \cdot (h_2' - h_1') \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2)) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.000 \times 0.335^2)/0.168 + 0.335^3/(3 \times 0.168^2)) \\
 &= 1.902 \text{ kN} \\
 M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(2h_1/n \cdot x + x^2/n)dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (L^4/12n + h_1/3n \cdot L^3) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (0.335^4/(12 \times 0.168) + 0.000/(3 \times 0.168) \times 0.335^3) \\
 &= 0.159 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- 토피에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 V_h' &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2/(2n)) \\
 &= 0.426 \times (1.602 \times 20.000) \times (0.000 \times 0.335 + 0.335^2/(2 \times 0.168)) \\
 &= 4.574 \text{ kN} \\
 M_h' &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\
 &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n)) \\
 &= 0.426 \times (1.602 \times 20.000) \times ((0.000 \times 0.335^2)/2 + 0.335^3/(6 \times 0.168)) \\
 &= 0.511 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_d' &= 1.600 \times 1.428 + 1.600 \times (1.902 + 4.574) = 12.645 \text{ kN} \\
 M_d' &= 1.600 \times 0.160 + 1.600 \times (0.159 + 0.511) = 1.329 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_a &= (V_d - V_d') + P_a \times L \\
 &= (25.152 - 12.645) + 28.412 \times 1.999 \\
 &= 69.302 \text{ kN} \\
 M_a &= (M_d - M_d') + (S_d - S_d') \times L + 1/2 \cdot P_a \cdot L^2 \\
 &= (4.148 - 1.329) + (25.152 - 12.645) \times 1.999 + 1/2 \times 28.412 \times 1.999^2 \\
 &= 84.587 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$\begin{aligned}
 V_u &= 69.302 / 1.602 = 43.260 \text{ kN} \\
 M_u &= 84.587 / 1.602 = 52.801 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

③ 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned}
 q_q &= K_o \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260 \text{ kN/m}^2 \\
 q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 = 0.426 \times 20.000 \times 1.602 = 13.649 \text{ kN/m}^2 \\
 q_c &= K_o \times \gamma_t \times h_3 = 0.426 \times 20.000 \times 2.601 = 22.161 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 1.600 \times 13.649 + 1.600 \times 4.260 \\
 &= 28.655 \text{ kN/m}^2 \\
 P_2 &= 1.600 \times 22.161 + 1.600 \times 4.260 \\
 &= 42.273 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

★ D구간 단면력 추가 부분

– 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_I &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 0.335 + 0.335^2 / (2 \times 0.168)) \\ &= 1.428 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_I &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 0.335^2) / 2 + 0.335^3 / (6 \times 0.168)) \\ &= 0.160 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– 토압에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1' + h_2') \cdot (h_2' - h_1') \cdot dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1 \cdot L^2) / n + L^3 / (3n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.000 \times 0.335^2) / 0.168 + 0.335^3 / (3 \times 0.168^2)) \\ &= 1.902 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(2h_1/n \cdot x + x^2 / n)dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (L^4 / 12n + h_1/3n \cdot L^3) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (0.335^4 / (12 \times 0.168) + 0.000 / (3 \times 0.168) \times 0.335^3) \\ &= 0.159 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– 토피에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_{h'} &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times (1.602 \times 20.000) \times (0.000 \times 0.335 + 0.335^2 / (2 \times 0.168)) \\ &= 4.574 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{h'} &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times (1.602 \times 20.000) \times ((0.000 \times 0.335^2) / 2 + 0.335^3 / (6 \times 0.168)) \\ &= 0.511 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_d' = 1.600 \times 1.428 + 1.600 \times (1.902 + 4.574) = 12.645 \text{ kN}$$

$$M_d' = 1.600 \times 0.160 + 1.600 \times (0.159 + 0.511) = 1.329 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} V_b &= V_d' + P_1 \times L = 12.645 + 28.655 \times 1.998 \\ &= 69.897 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b &= M_d' + V_d' \times L + 1/2 \cdot P_1 \cdot L^2 \\ &= 1.329 + (12.645 \times 1.998) + 1/2 \times 28.655 \times 1.998^2 \\ &= 83.789 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b'} &= V_d' + P_2 \times L = 12.645 + 42.273 \times 0.999 \\ &= 54.876 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{b'} &= M_d' + V_d' \times L + 1/2 \cdot P_2 \cdot L^2 \\ &= 1.329 + (12.645 \times 1.998) + 1/2 \times 42.273 \times 0.999^2 \\ &= 47.688 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 69.897 \text{ kN}$$

$$M_u = 83.789 \text{ kN.m}$$

④ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h^2 &= 0.426 \times 20.000 \times 1.602 &= 13.649 \text{ kN/m}^2 \\ q_c &= K_o \times \gamma_t \times h^3 &= 0.426 \times 20.000 \times 2.601 &= 22.161 \text{ kN/m}^2 \\ q_e &= K_o \times \gamma_t \times h^5 &= 0.426 \times 20.000 \times 3.600 &= 30.672 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 1.600 \times 13.649 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 28.655 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1.600 \times 22.161 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 42.273 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= 1.600 \times 30.672 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 55.891 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= (P_1 + P_3) / 2 \times L &= (28.655 + 55.891) / 2 \times 1.998 \\ &= 84.461 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_d &= 1/6 \times (2P_1 + P_3) \times L^2 &= 1/6 \times (2 \times 28.655 + 55.891) \times 1.998^2 \\ &= 75.315 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c'} &= (P_2 + P_3) / 2 \times L &= (42.273 + 55.891) / 2 \times 0.999 \\ &= 49.033 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{c'} &= 1/6 \times (2P_2 + P_3) \times L^2 &= 1/6 \times (2 \times 42.273 + 55.891) \times 0.999^2 \\ &= 23.359 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 84.461 \times 1.998 / 1.400 = 120.538 \text{ kN} : \text{계산폭} / \text{지지폭}$$

$$M_u = 75.315 \times 1.998 / 1.400 = 107.486 \text{ kN.m}$$

⑤ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	1.152	52.801	83.789	107.486
전단력(kN)	6.987	43.26	69.897	120.538

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0.72	33	52.368	67.179
전단력(kN)	4.367	27.037	43.686	75.336

(2) 철근량 검토

① D(T=400 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.80, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	280.00	120.00	1.15	6.99

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 496.500 \times 400.00 = 198600.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 6.676 \text{ mm, } c = 6.676 / \beta_1 = 6.676 / 0.80 = 8.334 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 8.334) / 8.334 = 0.09779$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 12.108 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 496.5 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 41.006]

1단 : H16 - 2.5 EA (= 496.5 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00177$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 6.676 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 496.500 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 46.703 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1.152 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 40.529]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 280.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 280.00 = 207.063 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 6.987 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 400

$$H16 - CTC 400 = 993.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 400.0 \times 1000.0 = 600.000 \text{ mm}^2 < 993.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 400

$$H16 - CTC 400 = 993.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 400.0 \times 1000.0 = 800.000 \text{ mm}^2 < 993.000 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H16 - CTC 400 = 496.500 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 496.5 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

② A(T=400 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	280.00	120.00	52.80	43.26

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 993.000 \times 400.00 = 397200.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.351 \text{ mm, } c = 13.351 / \beta_1 = 13.351 / 0.80 = 16.668 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 16.668) / 16.668 = 0.04740$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 562.218 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 993.0 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 1.766]

1단 : H16 - 5.0 EA (= 993.0 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00355$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.351 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 993.000 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 92.280 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 52.801 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.748]}$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 280.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 280.00 = 207.063 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 43.260 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 200

H16 - CTC 400 = 1489.500 mm²

필요철근량 : $0.0015 \times 400.0 \times 1000.0 = 600.000 \text{ mm}^2$ < 1489.500 mm² ∴ 0.K

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 200

H16 - CTC 400 = 1489.500 mm²

필요철근량 : $0.0020 \times 400.0 \times 1000.0 = 800.000 \text{ mm}^2$ < 1489.500 mm² ∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H16 - CTC 400 = 496.500 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 496.5 mm² ∴ 0.K

③ B(T=400 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	280.00	120.00	83.79	69.90

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1432.500 \times 400.00 = 573000.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 19.261 \text{ mm, } c = 19.261 / \beta_1 = 19.261 / 0.80 = 24.046 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 24.046) / 24.046 = 0.03193$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 899.560 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1432.5 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm) , [사용률 = 1.592]

1단 : H19 - 5.0 EA (= 1432.5 mm^2)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00512$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 19.261 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1432.500 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 131.684 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 83.789 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.572]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 280.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 280.00 = 207.063 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 69.897 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H22 - CTC 200

H22 - CTC 400 = 2903.250 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 400.0 x 1000.0 = 600.000 mm² < 2903.250 mm² ∴ 0.K

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : H22 - CTC 200

H22 - CTC 400 = 2903.250 mm²

필요철근량 : 0.0025 x 400.0 x 1000.0 = 1000.000 mm² < 2903.250 mm² ∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H22 - CTC 400 = 967.750 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 967.8 mm² ∴ 0.K

④ C(T=400 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	280.00	120.00	107.49	120.54

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1935.500 \times 400.00 = 774200.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 26.024 \text{ mm, } c = 26.024 / \beta_1 = 26.024 / 0.80 = 32.489 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 32.489) / 32.489 = 0.02286$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1161.439 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 1935.5 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm) , [사용률 = 1.666]

1단 : H22 - 5.0 EA (= 1935.5 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00691$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 26.024 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1935.500 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 175.697 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 107.486 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.635]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 280.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 280.00 = 207.063 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 120.538 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H19 - CTC 200

H19 - CTC 400 = 2148.750 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 400.0 x 1000.0 = 600.000 mm² < 2148.750 mm² ∴ 0.K

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : H19 - CTC 200

H19 - CTC 400 = 2148.750 mm²

필요철근량 : 0.0025 x 400.0 x 1000.0 = 1000.000 mm² < 2148.750 mm² ∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H19 - CTC 400 = 716.250 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 716.3 mm² ∴ 0.K

(3) 사용성 검토

① D(T=400 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 0.720 \times 1000000 / [496.500 \times (280.000 - 43.358/3)] \\ = 5.463 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -8 \times 496.500/1000.0 + 8 \times 496.500/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 280.0)/(8 \times 496.500)]} \\ = 43.358 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 496.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 2.5 \text{ EA} \quad (= 496.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 16/2 = 112.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 5.46) - 2.5 \times 112.00 = 14136.23 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 5.46) = 11532.98 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 11532.98 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 2.5 \text{ EA} = 400.00 \leq S_a (= 11532.98 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=400 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 33.000 \times 1000000 / [993.000 \times (280.000 - 59.226/3)] \\ = 127.693 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -8 \times 993.000/1000.0 + 8 \times 993.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 280.0)/(8 \times 993.000)]} \\ = 59.226 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 993.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 5.0 \text{ EA} \quad (= 993.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 16/2 = 112.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 127.69) - 2.5 \times 112.00 = 336.71 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 127.69) = 493.37 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 336.71 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 5.0 \text{ EA} = 200.00 \leq S_a (= 336.71 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=400 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 52.368 \times 1000000 / [1432.500 \times (280.000 - 69.465/3)] \\ = 142.331 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -8 \times 1432.500/1000.0 + 8 \times 1432.500/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 280.0)/(8 \times 1432.500)]} \\ = 69.465 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1432.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H19 - 5.0 \text{ EA} \quad (= 1432.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 19/2 = 110.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 142.33) - 2.5 \times 110.50 = 277.04 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 142.33) = 442.63 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 277.04 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 5.0 \text{ EA} = 200.00 \leq S_a (= 277.04 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=400 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 67.179 \times 1000000 / [1935.500 \times (280.000 - 78.913/3)] \\ = 136.812 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -8 \times 1935.500/1000.0 + 8 \times 1935.500/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 280.0)/(8 \times 1935.500)]} \\ = 78.913 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1935.5 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H22 - 5.0 \text{ EA} \quad (= 1935.5 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 22/2 = 109.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 136.81) - 2.5 \times 109.00 = 303.11 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 136.81) = 460.49 \text{ mm}$$

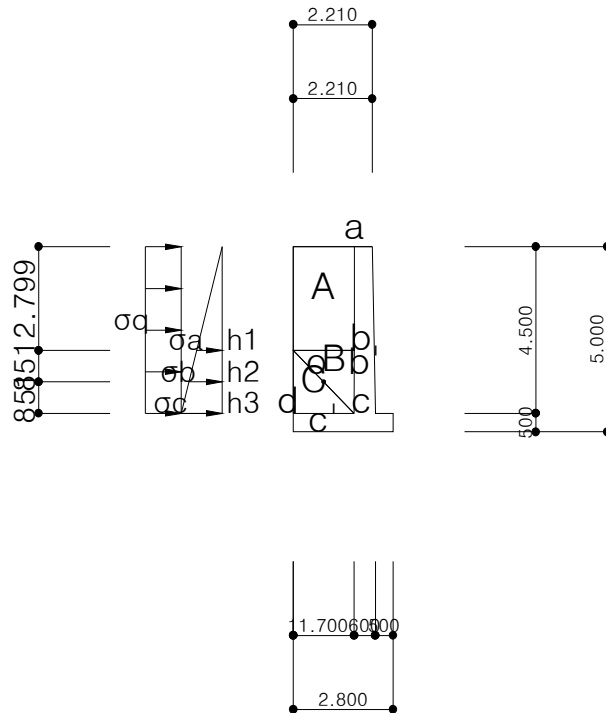
습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 303.11 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 5.0 \text{ EA} = 200.00 \leq S_a (= 303.11 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4. 역T형옹벽(H=5.0m) 마감벽설계

(1) 단면력 산정



$$U = 1.600 \cdot H + 1.600 \cdot L$$

정지토압계수 $K_0 = 1 - \sin\phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$

① 단면 A

$$q_q = K_o \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = K_o \times \gamma_t \times h_1 = 0.426 \times 20.000 \times 2.799 = 23.847 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} P_a &= (1.600 \times 1/2 \cdot q_a \cdot h_1 + 1.600 \times q_q \cdot h_1) \\ &= (1.600 \times 1/2 \times 23.847 \times 2.799 + 1.600 \times 4.260 \times 2.799) \\ &= 72.477 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_a &= P_a \times L \\ &= 72.477 \times 1.702 \\ &= 123.356 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ma} &= 1/2 \cdot \text{Pa} \cdot L^2 \\ &= 1/2 \times 72.477 \times 1.702^2 \\ &= 104.976 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$V_u = 123.356 / 2.799 = 44.072 \text{ kN}$$

$$M_u = 104.976 / 2.799 = 37.505 \text{ kN.m}$$

② 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_a &= K_o \times \gamma_t \times h_1 &= 0.426 \times 20.000 \times 2.799 &= 23.847 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 &= 0.426 \times 20.000 \times 3.650 &= 31.094 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 1.600 \times 23.847 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 44.972 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1.600 \times 31.094 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 56.566 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_b &= P_1 \times L &= 44.972 \times 1.701 \\ &= 76.497 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b &= 1/2 \cdot P_1 \cdot L^2 &= 1/2 \times 44.972 \times 1.701^2 \\ &= 65.061 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b'} &= P_2 \times L &= 56.566 \times 0.851 \\ &= 48.109 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{b'} &= 1/2 \cdot P_2 \cdot L^2 &= 1/2 \times 56.566 \times 0.851^2 \\ &= 20.459 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 76.497 \text{ kN}$$

$$M_u = 65.061 \text{ kN.m}$$

③ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_a &= K_o \times \gamma_t \times h_1 &= 0.426 \times 20.000 \times 2.799 &= 23.847 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 &= 0.426 \times 20.000 \times 3.650 &= 31.094 \text{ kN/m}^2 \\ q_c &= K_o \times \gamma_t \times h_3 &= 0.426 \times 20.000 \times 4.500 &= 38.340 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 1.600 \times 23.847 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 44.972 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1.600 \times 31.094 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 56.566 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= 1.600 \times 38.340 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 68.160 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$V_d = (P_1 + P_3) / 2 \times L = (44.972 + 68.160) / 2 \times 1.701$$

$$= 96.219 \text{ kN}$$

$$M_d = 1/6 \times (2P_1 + P_3) \times L^2 = 1/6 \times (2 \times 44.972 + 68.160) \times 1.701^2$$

$$= 76.243 \text{ kN.m}$$

$$V_c' = (P_2 + P_3) / 2 \times L = (56.566 + 68.160) / 2 \times 0.851$$

$$= 53.040 \text{ kN}$$

$$M_c' = 1/6 \times (2P_2 + P_3) \times L^2 = 1/6 \times (2 \times 56.566 + 68.160) \times 0.851^2$$

$$= 21.856 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 96.219 \times 1.701 / 1.700 = 96.275 \text{ kN} : \text{계산폭} / \text{지지폭}$$

$$M_u = 76.243 \times 1.701 / 1.700 = 76.288 \text{ kN.m}$$

④ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0	37.505	65.061	76.288
전단력(kN)	0	44.072	76.497	96.275

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0	23.441	40.663	47.68
전단력(kN)	0	27.545	47.811	60.172

(2) 철근량 검토

① A(T=400 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.80, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	280.00	120.00	37.51	44.07

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1013.600 \times 400.00 = 405440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.628 \text{ mm, } c = 13.628 / \beta_1 = 13.628 / 0.80 = 17.014 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 17.014) / 17.014 = 0.04637$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 397.758 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 2.548]

$$1\text{단} : H13 - 8.0 \text{ EA} (= 1013.6 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00362$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.628 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1013.600 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 94.146 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 37.505 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.510]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 280.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 280.00 = 207.063 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 44.072 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 250 = 1520.400 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 400.0 \times 1000.0 = 600.000 \text{ mm}^2 < 1520.400 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 250 = 1520.400 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 400.0 \times 1000.0 = 800.000 \text{ mm}^2 < 1520.400 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H13 - CTC 250 = 506.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 506.8 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

② B(T=400 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	280.00	120.00	65.06	76.50

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1013.600 \times 400.00 = 405440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 13.628 \text{ mm, } c = 13.628 / \beta_1 = 13.628 / 0.80 = 17.014 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 17.014) / 17.014 = 0.04637$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 695.011 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 1013.6 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 1.458]

1단 : H13 - 8.0 EA (= 1013.6 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00362$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 13.628 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1013.600 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 94.146 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 65.061 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.447]}$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 280.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 280.00 = 207.063 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 76.497 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 125

H16 - CTC 250 = 2383.200 mm²

필요철근량 : 0.0015 x 400.0 x 1000.0 = 600.000 mm² < 2383.200 mm² ∴ 0.K

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 125

H16 - CTC 250 = 2383.200 mm²

필요철근량 : 0.0020 x 400.0 x 1000.0 = 800.000 mm² < 2383.200 mm² ∴ 0.K

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H16 - CTC 250 = 794.400 mm²

필요철근량 : 300.000 mm² < 794.4 mm² ∴ 0.K

③ C(T=400 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	400.00	280.00	120.00	76.29	96.28

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 400.00 = 635520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 21.362 \text{ mm, } c = 21.362 / \beta_1 = 21.362 / 0.80 = 26.669 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (280.00 - 26.669) / 26.669 = 0.02850$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 817.384 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm) , [사용률 = 1.944]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi_f (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00567$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 21.362 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 400 \times (280.00 - a/2) = 145.484 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 76.288 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.907]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 280.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 280.00 = 207.063 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 96.275 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 250 = 1520.400 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 400.0 \times 1000.0 = 600.000 \text{ mm}^2 < 1520.400 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 250 = 1520.400 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 400.0 \times 1000.0 = 800.000 \text{ mm}^2 < 1520.400 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H13 - CTC 250 = 506.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 506.8 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

(3) 사용성 검토

① A(T=400 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 23.441 \times 1000000 / [1013.600 \times (280.000 - 59.764/3)] \\ = 88.919 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -8 \times 1013.600/1000.0 + 8 \times 1013.600/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 280.0 / (8 \times 1013.600)} \\ = 59.764 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1013.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H13 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1013.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 13/2 = 113.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 88.92) - 2.5 \times 113.50 = 601.88 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 88.92) = 708.51 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 601.88 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 601.88 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② B(T=400 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 40.663 \times 1000000 / [1013.600 \times (280.000 - 59.764/3)] \\ = 154.251 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -8 \times 1013.600/1000.0 + 8 \times 1013.600/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 280.0 / (8 \times 1013.600)} \\ = 59.764 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1013.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H13 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1013.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 13/2 = 113.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 154.25) - 2.5 \times 113.50 = 226.78 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 154.25) = 408.42 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 226.78 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 226.78 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ C(T=400 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 47.680 \times 1000000 / [1588.800 \times (280.000 - 72.609/3)]$$

$$= 117.320 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]}$$

$$= -8 \times 1588.800/1000.0 + 8 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 280.0)/(8 \times 1588.800)]}$$

$$= 72.609 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : H16 - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 16/2 = 112.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 117.32) - 2.5 \times 112.00 = 391.24 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 117.32) = 536.99 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 391.24 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 391.24 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2. 소파공

▶ 소파공(H=2.0m)

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 : $H = 2.000 \text{ M}$
옹 벽 저 판 : $B = 3.100 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 형 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 38.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 35.000°
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) : 0.500 m

2.3 사용토압

상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압
단면 검토시 - Coulomb 토압

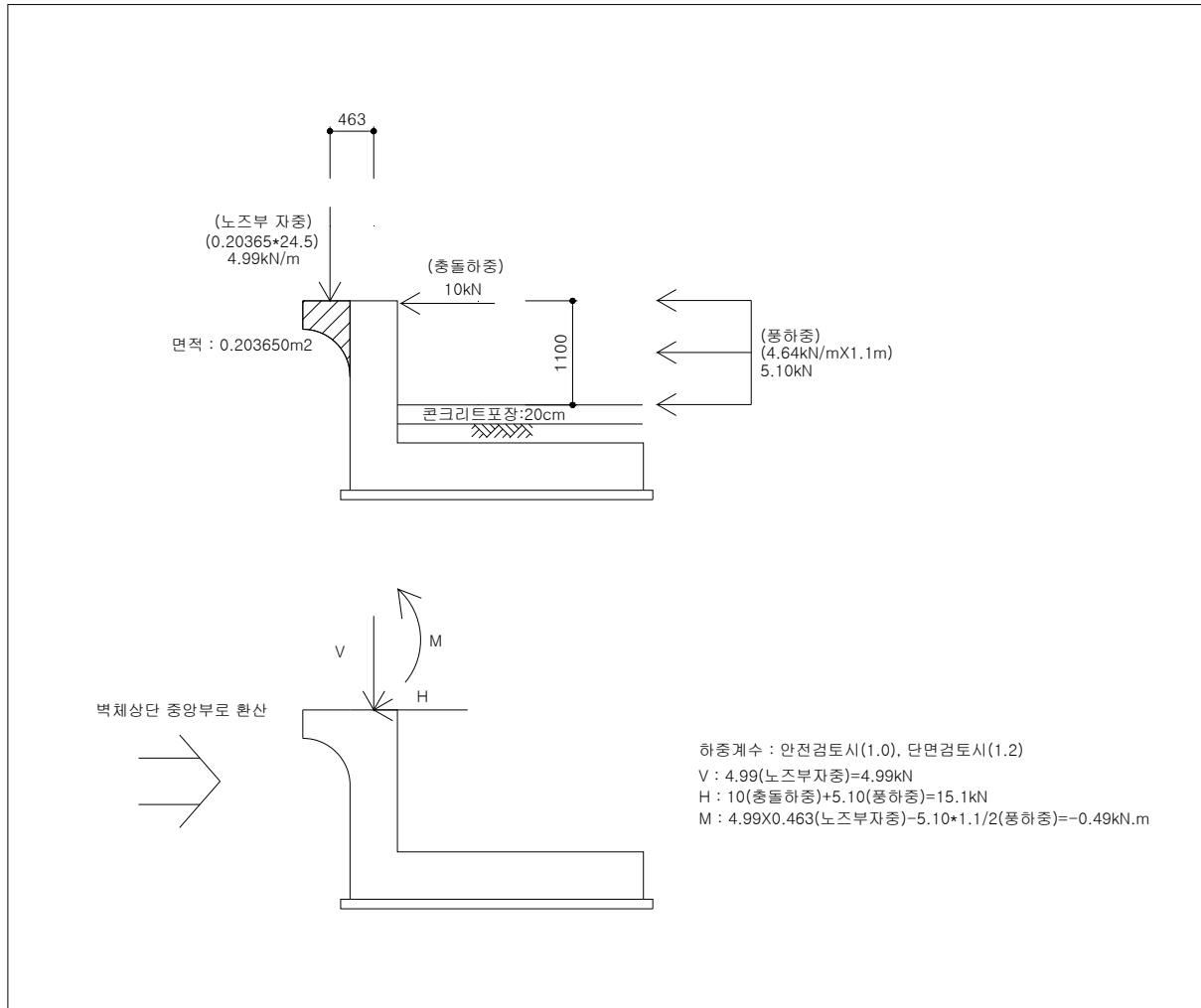
지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압
단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중

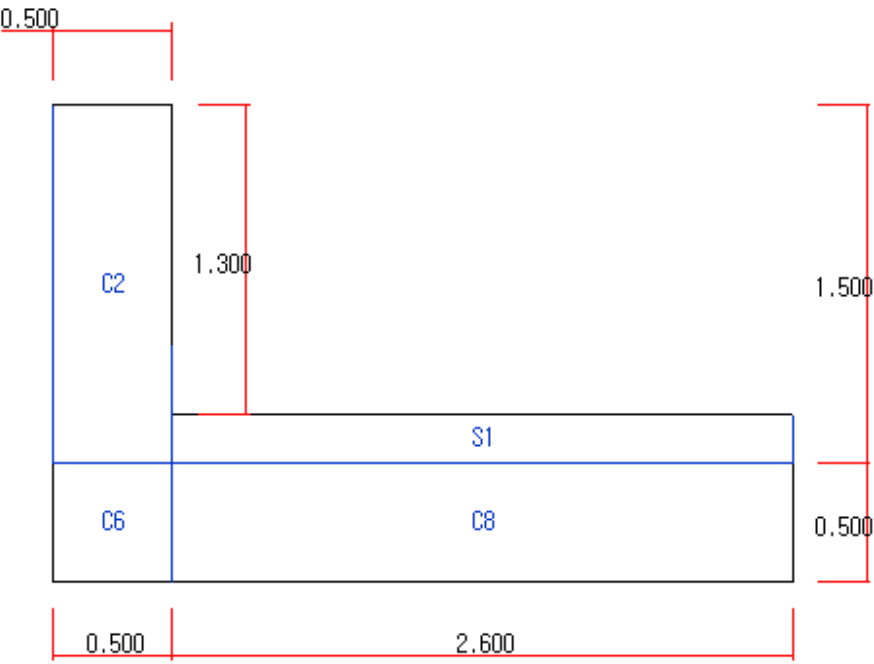
과재 활하중 : $q_l = 10.00 \text{ KN/m}^2$
과재고정하중 : $q_d = 4.90 \text{ KN/m}^2$

2.5 벽체상단 추가 작용하중 (고정하중 & 총돌하중 & 풍하중)

연직력 : $V_d = 4.990 \text{ KN}$, $V_\ell = 0.000 \text{ KN}$
 수평력 : $H_d = 15.100 \text{ KN}$, $H_\ell = 0.000 \text{ KN}$
 모멘트 : $M_d = -0.490 \text{ KN.m}$, $M_\ell = 0.000 \text{ KN.m}$



2.6 검토단면



H = 2.000 M B = 3.100 M $\alpha = 0.000^\circ$
< Fig.1 >

3. 안정계산

3.1 안정검토용 하중계산

1) 자중 및 재토하중 계산

구분	A	γ	W	Kh	H	x	y	Mr	Mo
C1	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.000	1.000	0.00	0.00
C2	0.750	24.5	18.38	0.055	1.01	0.250	1.250	4.59	1.26
C3	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.500	1.000	0.00	0.00
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.250	0.500	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.500	0.500	0.00	0.00
C6	0.250	24.5	6.13	0.055	0.34	0.250	0.250	1.53	0.08
C7	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.367	0.500	0.00	0.00
C8	1.300	24.5	31.85	0.055	1.75	1.800	0.250	57.33	0.44
소계	2.300		56.35		3.10			63.45	1.79
S1	0.520	19.0	9.88	0.055	0.54	1.800	0.600	17.78	0.33
S2	0.000	19.0	0.00	0.055	0.00	0.500	0.633	0.00	0.00
S3	0.000	19.0	0.00	0.055	0.00	0.500	0.500	0.00	0.00
S4	0.000	19.0	0.00	0.055	0.00	1.800	0.500	0.00	0.00
S5	0.000	19.0	0.00	0.055	0.00	2.233	0.500	0.00	0.00
소계	0.520		9.88		0.54			17.78	0.33
총계			66.23		3.64			81.24	2.11

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 38.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

-

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

$$= 0.238$$

$$\begin{aligned}
 P_a &= 1/2 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \times \cos \alpha \\
 &= 1/2 \times 0.238 \times 19.0 \times 0.700^2 \times \cos(0.000^\circ) \\
 &= 1.107 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y &= H / 3 = 0.700 / 3 \\
 &= 0.233 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_o &= P_a \times y = 1.107 \times 0.233 \\
 &= 0.258 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

—

② 지진시 주동토압계산 (Mononobe-Okabe)

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

—

$$\begin{aligned}
 K_{ae} &= \frac{\cos^2 (\Phi - \Theta - \beta)}{\cos \Theta \times \cos^2 \beta \times \cos (\delta + \beta + \Theta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{(\sin(\Phi + \delta) \times \sin(\Phi - \Theta - \alpha))}}{\sqrt{(\cos(\delta + \beta + \Theta) \times \cos(\alpha - \beta))}} \right]^2} \\
 &= 0.266
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{ae} &= 1/2 \times K_{ae} \times \gamma t \times H^2 \\
 &= 1/2 \times 0.266 \times 19.0 \times 0.700^2 \\
 &= 1.238 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 0.700 / 2 = 0.350 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_o &= P_{ae} \times y = 1.238 \times 0.350 \\
 &= 0.433 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

—

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 10.00 + 4.90 = 14.90 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= K_a \times q \times H = 0.238 \times 14.90 \times 0.700 = 2.481 \text{ KN/m} \\
 P_v &= 38.740 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 y &= H / 2 = 0.350 \text{ m} \\
 \chi &= 1.800 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_o &= P_h \times y = 0.868 \text{ KN.m} \\
 M_r &= P_v \times \chi = 69.732 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

$$q_d = 4.900 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{he} = K_{ae} \times q \times H = 0.266 \times 4.90 \times 0.700 = 0.912 \text{ KN/m}$$

$$P_{ve} = 12.740 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 0.350 \text{ m}$$

$$\chi = 1.800 \text{ m}$$

$$M_{oe} = P_{he} \times y = 0.319 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = P_{ve} \times \chi = 22.932 \text{ KN.m}$$

4) 옹벽상단의 추가하중에 의한 하중계산

① 상시 하중계산

$$P_v = 4.990 + 0.000 = 4.990 \text{ KN}$$

$$P_h = 15.100 + 0.000 = 15.100 \text{ KN}$$

$$M_o = -0.490 + 0.000 + (15.100 + 0.000) \times 2.000 = 29.710 \text{ KN.m}$$

$$M_r = (4.990 + 0.000) \times 0.250 = 1.248 \text{ KN.m}$$

② 지진시 하중계산

$$P_{ve} = 4.990 \text{ KN}$$

$$P_{he} = 15.100 + 4.990 \times 0.06 = 15.374 \text{ KN}$$

$$M_{oe} = -0.490 + (15.100 + 4.990 \times 0.06) \times 2.000 = 30.259 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = 4.990 \times 0.250 = 1.248 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	56.350	0.000	63.455	0.000
재하토사 자중	9.880	0.000	17.784	0.000
토 압	0.000	1.107	0.000	0.258
과 재 하 중	38.740	2.481	69.732	0.868
추 가 하 중	4.990	15.100	1.248	29.710
Σ	109.960	18.688	152.219	30.837

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	56.350	3.099	63.455	1.785
재하토사 자중	9.880	0.543	17.784	0.326
토 압	0.000	1.238	0.000	0.433
과 재 하 중	12.740	0.912	22.932	0.319
추 가 하 중	4.990	15.374	1.248	30.259
Σ	83.960	21.168	105.419	33.123

-

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 109.960 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 152.219 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 30.837 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 3.100 / 2 - (152.219 - 30.837) / 109.960 \\ &= 0.446 \text{ m} \leq B/6 = 0.517 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.446 \text{ m} \leq B/6 = 0.517 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 152.219 / 30.837 \\ &= 4.936 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 83.960 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 105.419 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 33.123 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 3.100 / 2 - (105.419 - 33.123) / 83.960 \\ &= 0.689 \text{ m} > B/6 = 0.517 \text{ m} \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.689 \text{ m} \leq B/3 = 1.033 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지의 조건

지지지의 내부마찰각 : 35.000°
지지지의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
지지지의 점착력 : 0.0 KN/m^2
성토지의 단위 중량 : 19.0 KN/m^3
기초의 유효 근입깊이 : 0.500 m

2) 상시 안정검토

① 지지지의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_a = 217.510 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 66.099 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 4.843 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 66.099 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_{ae} = 326.260 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

$$q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 65.004 \text{ KN/m}^2$$

여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 2.583 \text{ m}$

$$q_{\max} = 65.004 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.431$
점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 109.960 \text{ KN}$$
$$\sum H = 18.688 \text{ KN}$$

$$H_r = C \times A_e + \sum V \times \mu = 0.000 + 47.432 = 47.432 \text{ KN}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \sum H_r / \sum H = 47.432 / 18.688 \\ &= 2.538 \geq 1.5 \end{aligned} \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

$$\sum V = 83.960 \text{ KN}$$

$$\sum H = 21.168 \text{ KN}$$

$$H_r = C \times A_e + \sum V \times \mu = 0.000 + 36.217 = 36.217 \text{ KN}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned} S.F &= \sum H_r / \sum H = 36.217 / 21.168 \\ &= 1.711 \geq 1.2 \end{aligned} \quad \therefore \text{O.K}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2D+1.6L+1.6H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 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 (1.2D+1.6L+1.6H)

$$\begin{aligned}\sum V &= 142.352 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 201.382 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 37.341 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 3.100 / 2 - (201.382 - 37.341) / 142.352 \\ &= 0.398 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 81.261 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 10.579 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 75.564 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 94.877 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 30.120 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 3.100 / 2 - (94.877 - 30.120) / 75.564 \\ &= 0.693 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\max} &= (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 58.783 \text{ KN/m}^2 \\ \text{여기서 } x &= 3 (B/2 - e) = 2.571 \text{ m} \quad (\text{지반반력 작용폭})\end{aligned}$$

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(3) LCB 3 : 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	총 계
LCB1	전단력	38.220	11.856	56.888	-104.572	0.000	2.392
	모멘트	49.686	15.413	73.954	-102.548	0.000	36.505
LCB2	전단력	28.665	8.892	11.466	-49.030	0.000	-0.007
	모멘트	37.265	11.560	14.906	-33.846	0.000	29.884
LCB3	전단력	31.850	9.880	38.740	-79.380	0.000	1.090
	모멘트	41.405	12.844	50.362	-74.252	0.000	30.359

2) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계산 (Coulomb)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 38.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

흙과 콘크리트의 마찰각(δ) : 12.667 °

옹벽배면의 연직경사각(Θ) : 0.000 °

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

$$= 0.221$$

$$K_{ah} = 0.221 \times \cos(12.667^\circ + 0.000^\circ) = 0.215$$

㉞ 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

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

$$= 0.266$$

$$K_{aeh} = 0.266 \times \cos(0.000^\circ) = 0.266$$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉞ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.215 \times 19.0 \times 0.200^2 = 0.082 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 0.200 / 3 = 0.067 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 0.082 \times 0.067 = 0.005 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.266 \times 19.0 \times 0.200^2 = 0.101 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 0.200 / 2 = 0.100 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 0.101 \times 0.100 = 0.010 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉞ 상시 벽체 단면력

$$q = 10.00 + 4.90 + 14.90 \text{ KN/m}^2$$

i) 벽체 하부 (C-C)

$$P_{h1} = K_{ah} \times q \times H = 0.215 \times 10.00 \times 0.200 = 0.430 \text{ KN/m (활하중)}$$

$$P_{h2} = K_{ah} \times q_d \times H = 0.215 \times 4.90 \times 0.200 = 0.211 \text{ KN/m (고정하중)}$$

$$y = H / 2 = 0.100 \text{ m}$$

$$M_{o1} = P_{h1} \times y = 0.043 \text{ KN.m}$$

$$M_{o2} = P_{h2} \times y = 0.021 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$P_{he} = K_{aeh} \times q_d \times H = 0.266 \times 4.90 \times 0.200 = 0.261 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 0.100 \text{ m}$$

$$M_{oe} = P_{he} \times y = 0.026 \text{ KN.m}$$

(4) 추가하중에 의한 벽체 단면력 계산

㉠ 상시 하중계산

i) 벽체 하부 (C-C)

$$P_h = V_d + V_l = 15.100 + 0.000 = 15.100 \text{ KN/m}$$

$$M_o = (15.100 + 0.000) \times 1.500 + -0.490 + 0.000 = 22.160 \text{ KN.m}$$

㉢ 지진시 하중계산

i) 벽체 하부 (C-C)

$$P_h = H_d = 15.100 \text{ KN/m}$$

$$P_h' = V_d \times K_h = 4.990 \times 0.055 = 0.274 \text{ KN/m}$$

$$M_o = 15.100 \times 1.500 + -0.490 = 22.160 \text{ KN.m}$$

$$M_o' = 0.274 \times 1.500 = 0.412 \text{ KN.m}$$

(5) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	K_h	H	y	M
C1	0.000	24.5	0.000	0.055	0.000	0.500	0.000
C2	0.750	24.5	18.375	0.055	1.011	0.750	0.758
C3	0.000	24.5	0.000	0.055	0.000	0.500	0.000
합 계 (벽체 하부)			18.375		1.011		0.758

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	추가하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	0.131	0.942	18.120	0.000	19.193
	모멘트	0.009	0.094	26.592	0.000	26.695
LCB2	전단력	0.101	0.235	13.864	1.011	15.211
	모멘트	0.010	0.023	20.356	0.758	21.147
LCB3	전단력	0.082	0.641	15.100	0.000	15.823
	모멘트	0.005	0.064	22.160	0.000	22.230

-

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 급 판 (B-B)	26.695	22.230	2.392
벽 체 하 부 (C-C)	26.695	22.230	19.193

(단, 저판에 작용하는 휨모멘트의 크기는 전면벽과 뒷급판과의
접속점의 모멘트평형조건에 의하여 전면벽에 작용하는 휨모멘트를
초과하지 않는다.- 웅벽표준도작성연구용역 종합보고서, 1998. 건교부)

-

4.5 단 면 검 토

1) 뒀 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 26.695 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 2.392 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 500.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 380.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H13 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 506.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00133 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 6.814 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.13101 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 64891480.000 \text{ N.mm} \\ &= 64.891 \text{ KN.m} \geq M_u = 26.695 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 2.788 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 207.378 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 2.788 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00055 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00073 \\ \text{철근비검토 : } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 281.014 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 281.014 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 22.230 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00133 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.128 \quad j = 0.957 \\ x &= k \cdot d = 48.498 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.520 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 120.557 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 120.557 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 369.47 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 113.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 250.00 \text{ mm} \leq 369.47 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 26.695 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 19.193 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 500.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 360.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 140.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H13 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 140 \text{ mm}) \\ &= 506.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00141 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 6.814 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.12395 \geq 0.004 \quad \therefore 0.K \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 61445240.000 \text{ N.mm} \\ &= 61.445 \text{ KN.m} \geq M_u = 26.695 \text{ KN.m} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 2.944 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 218.991 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 2.944 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 } 0.K \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00061 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00081 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 266.224 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 266.224 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 22.230 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00141 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.131 \quad j = 0.956 \\ x &= k \cdot d = 47.117 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.741 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 127.399 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 127.399 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 284.39 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 133.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 250.00 \text{ mm} \leq 284.39 \text{ mm} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 633.500 mm²
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.253 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore 0.K$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 506.800 mm²
최소 수평철근비 = 0.20 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.203 \% \geq 0.20 \% \quad \therefore 0.K$$

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	0.446	0.517	0.K	2.538	1.500	0.K	66.099	217.510	0.K
지진시	0.689	1.033	0.K	1.711	1.200	0.K	65.004	326.260	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	26.69	64.89	0.K	2.39	281.01	0.K	369.5	250.0	0.K
벽체 하부	26.69	61.45	0.K	19.19	266.22	0.K	284.4	250.0	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	H13 @ 250mm	120.0	506.800	H13 x 4.000Leg	500.0	506.800
벽체 하부	H13 @ 250mm	140.0	506.800	H13 x 4.000Leg	400.0	506.800

【 단철근보 : 노즈부 】

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.0	300.0	180.0	120.0	1.3	6.0

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 506.800 \times 400.00 = 202720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 6.814 \text{ mm, } c = 6.814 / \beta_1 = 6.814 / 0.80 = 8.507 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (180.00 - 8.507) / 8.507 = 0.06048$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 20.866 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 506.8 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm) , [사용률 = 24.288]

1단 : H13 - 4.0 EA (= 506.8 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{\min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\text{수축온도철근비} = 0.00200$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00282$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_{s(\text{req})} \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 6.814 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 506.800 \times 400 \times (180.00 - a/2) = 30.429 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 1.276 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 23.847]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 180.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 180.00 = 133.112 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 5.988 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

【 균열검토 : 노즈부 】

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 1.063 \times 1000000 / [506.800 \times (180.000 - 32.365/3)] \\ = 12.396 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 506.800/1000.0 + 7 \times 506.800/1000.0 \times \sqrt{[1 + 2 \times 1000.0 \times 180.0/(7 \times 506.800)]} \\ = 32.365 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 506.8 \text{ mm}^2 \text{ (철근도심 : 120.0 mm)}$$

$$1\text{단} : H13 - 4.0 \text{ EA } (= 506.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 13/2 = 113.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (210 / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 12.40) - 2.5 \times 113.50 = 6069.33 \text{ mm}$$

$$300 \times (210 / f_s) = 300 \times (210 / 12.40) = 5082.46 \text{ mm}$$

S_a 는 작은 값인 5082.46 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 5082.46 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3. 피암터널부옹벽

▶ 남서피암터널구간_역T형(H=3.0m)_배면(수평)

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 : $H = 3.000 \text{ M}$
옹 벽 지 판 : $B = 2.900 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
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) : 1.000 m

2.3 사용토압

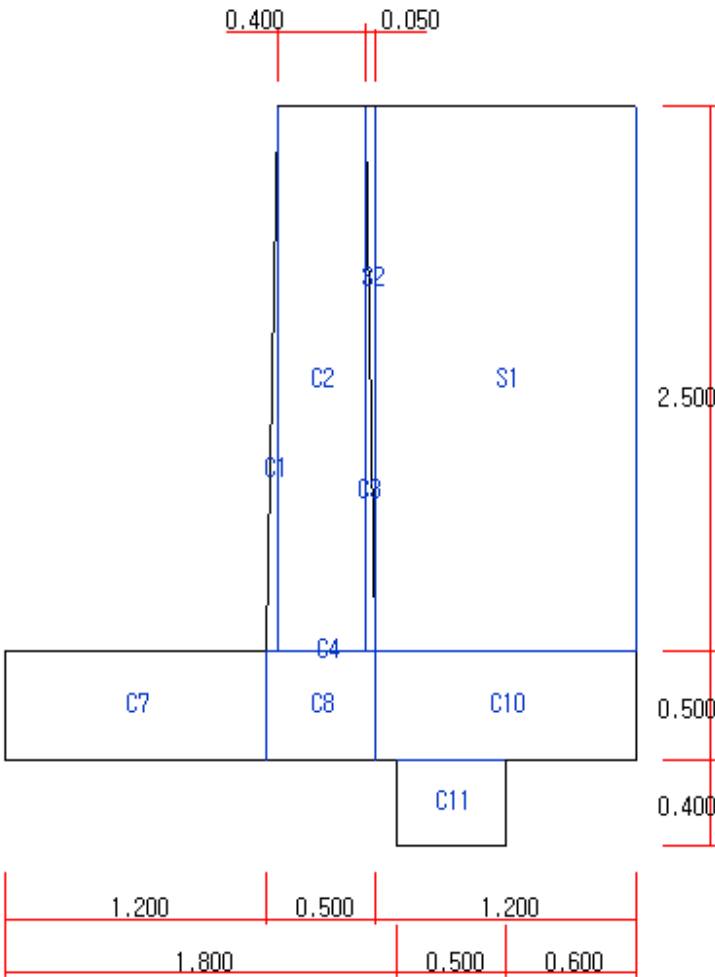
상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압
단면 검토시 - Coulomb 토압

지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압
단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q_l = 0.00 \text{ KN/m}^2$
과재고정하중 : $q_d = 250.00 \text{ KN/m}^2$

2.5 검토단면



H = 3.000 M B = 2.900 M $\alpha = 0.000^\circ$
 < Fig.1 >

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	0.062	24.5	1.53	0.055	0.08	1.233	1.333	1.89	0.11
C2	1.000	24.5	24.50	0.055	1.35	1.450	1.750	35.53	2.36
C3	0.063	24.5	1.53	0.055	0.08	1.667	1.333	2.55	0.112
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.475	0.500	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.700	0.500	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.800	0.500	0.00	0.00
C7	0.600	24.5	14.70	0.055	0.81	0.600	0.250	8.82	0.20
C8	0.250	24.5	6.13	0.055	0.34	1.450	0.250	8.88	0.08
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.100	0.500	0.00	0.00
C10	0.600	24.5	14.70	0.055	0.81	2.300	0.250	33.81	0.20
C11	0.200	24.5	4.90	0.055	0.27	2.050	-0.200	10.05	-0.05
소계	2.775		67.99		3.74			101.52	3.02
S1	3.000	20.0	60.00	0.055	3.30	2.300	1.750	138.00	5.78
S2	0.063	20.0	1.25	0.055	0.07	1.683	2.167	2.10	0.15
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	1.700	0.500	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.300	0.500	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.500	0.500	0.00	0.00
소계	3.063		61.25		3.37			140.10	5.92
총계			129.24		7.11			241.63	8.94

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

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

$$= 0.271$$

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

$$= 1/2 \times 0.271 \times 20.0 \times 3.000^2 \times \cos(0.000^\circ)$$

$$= 24.389 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 3.000 / 3$$

$$= 1.000 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 24.389 \times 1.000$$

$$= 24.389 \text{ KN.m}$$

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

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

$$= 0.301$$

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

$$= 1/2 \times 0.301 \times 20.0 \times 3.000^2$$

$$= 27.089 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 3.000 / 2$$

$$= 1.500 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 27.089 \times 1.500$$

$$= 40.634 \text{ KN.m}$$

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 0.00 + 250.00 = 250.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = K_a \times q \times H = 0.271 \times 250.00 \times 3.000 = 203.243 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 312.500 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 1.500 \text{ m}$$

$$\chi = 2.275 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = 304.864 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_v \times \chi = 710.938 \text{ KN.m}$$

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

$$q_d = 250.000 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{he} = K_{ae} \times q \times H = 0.301 \times 250.00 \times 3.000 = 225.746 \text{ KN/m}$$

$$P_{ve} = 312.500 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 1.500 \text{ m}$$

$$\chi = 2.275 \text{ m}$$

$$M_{oe} = P_{he} \times y = 338.619 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = P_{ve} \times \chi = 710.938 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V (KN)	H (KN)	M _r (KN.m)	M _o (KN.m)
콘크리트 자중	67.988	0.000	101.522	0.000
재하토사 자중	61.250	0.000	140.104	0.000
토 압	0.000	24.389	0.000	24.389
과 재 하 중	312.500	203.243	710.938	304.864
Σ	441.738	227.632	952.564	329.253

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	67.988	3.739	101.522	3.017
재하토사 자중	61.250	3.369	140.104	5.924
토 압	0.000	27.089	0.000	40.634
과 재 하 중	312.500	225.746	710.938	338.619
Σ	441.738	259.943	952.564	388.194

—

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 441.738 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 952.564 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 329.253 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 2.900 / 2 - (952.564 - 329.253) / 441.738 \\ &= 0.039 \text{ m} \leq B/6 = 0.483 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.039 \text{ m} \leq B/6 = 0.483 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 952.564 / 329.253 \\ &= 2.893 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 441.738 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 952.564 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 388.194 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 2.900 / 2 - (952.564 - 388.194) / 441.738 \\ &= 0.172 \text{ m} \leq B/6 = 0.483 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.172 \text{ m} \leq B/3 = 0.967 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지의 조건

지지지의 내부마찰각 : 38.000°
지지지의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
지지지의 점착력 : 0.0 KN/m^2
성토지의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_a = 433.330 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 164.601 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 140.046 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 164.601 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_{ae} = 563.330 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 206.651 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 97.995 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 206.651 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 441.738 \text{ KN}$$

$$\sum H = 227.632 \text{ KN}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 257.163 + 72.594 + 75.354 \\
 &= 405.111 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.400 \text{ m}$
 $A_e = 2.822 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 405.111 / 227.632 \\
 &= 1.780 \geq 1.5 \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}
 \sum V &= 441.738 \text{ KN} \\
 \sum H &= 259.943 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 253.625 + 85.345 + 61.762 \\
 &= 400.732 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.400 \text{ m}$
 $A_e = 2.555 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 400.732 / 259.943 \\
 &= 1.542 \geq 1.2 \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2D+1.6L+1.6H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 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 (1.2D+1.6L+1.6H)

$$\begin{aligned}\sum V &= 530.085 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 1143.076 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 404.859 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 2.900 / 2 - (1143.076 - 404.859) / 530.085 \\ &= 0.057 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 204.481 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 161.095 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 397.564 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 857.307 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 354.332 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 2.900 / 2 - (857.307 - 354.332) / 397.564 \\ &= 0.185 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 189.523 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 84.659 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(3) LCB 3 : 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	-17.640	234.605	216.965
	모멘트	-10.584	142.918	132.334
LCB2	전단력	-13.230	201.392	188.162
	모멘트	-7.938	126.043	118.105
LCB3	전단력	-14.700	191.424	176.724
	모멘트	-8.820	116.074	107.254

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	23.520	72.000	360.000	-204.086	0.000	251.434
	모멘트	12.642	43.200	216.000	-120.297	0.000	151.545
LCB2	전단력	17.640	54.000	270.000	-127.626	0.000	214.014
	모멘트	9.482	32.400	162.000	-71.368	0.000	132.513
LCB3	전단력	19.600	60.000	300.000	-174.152	0.000	205.449
	모멘트	10.535	36.000	180.000	-103.272	0.000	123.263

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계산 (Coulomb)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °
 흙과 콘크리트의 마찰각(δ) : 11.667 °
 옹벽배면의 연직경사각(θ) : 1.146 °

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

$$= 0.259$$

$$K_{ah} = 0.259 \times \cos(11.667^\circ + 1.146^\circ) = 0.252$$

㉞ 지진시 주동토압계산 (Mononobe-Okabe)

옹벽배면의 수직에 대한 각 $\beta : = 1.146^\circ$

흙과 옹벽사이의 마찰각 $\delta : = 0.000^\circ$ (단면검토시)

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

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

$$= 0.309$$

$$K_{aeh} = 0.309 \times \cos(1.146^\circ) = 0.309$$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.252 \times 20.0 \times 2.500^2 = 15.759 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 2.500 / 3 = 0.833 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 15.759 \times 0.833 = 13.132 \text{ KN.m}$$

㉡ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.309 \times 20.0 \times 2.500^2 = 19.294 \text{ KN/m}$$

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

$$M_o = P_{ae} \times y = 19.294 \times 1.250 = 24.117 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

$$q = 0.00 + 250.00 + 250.00 \text{ KN/m}^2$$

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Ph1 = Kah \times q \ell \times H = 0.252 \times 0.00 \times 2.500 = 0.000 \text{ KN/m (활하중)}$$

$$Ph2 = Kah \times qd \times H = 0.252 \times 250.00 \times 2.500 = 157.589 \text{ KN/m (고정하중)}$$

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

$$Mo1 = Ph1 \times y = 0.000 \text{ KN.m}$$

$$Mo2 = Ph2 \times y = 196.987 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Phe = Kaeh \times qd \times H = 0.309 \times 250.00 \times 2.500 = 192.935 \text{ KN/m}$$

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

$$Moe = Phe \times y = 241.169 \text{ KN.m}$$

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.062	24.5	1.531	0.055	0.084	0.833	0.070
C2	1.000	24.5	24.500	0.055	1.348	1.250	1.684
C3	0.063	24.5	1.531	0.055	0.084	0.833	0.070
합 계 (벽체 하부)			27.563		1.516		1.825

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전단력	25.214	189.107	0.000	214.321
	모멘트	21.012	236.384	0.000	257.396
LCB2	전단력	19.294	173.642	1.516	194.451
	모멘트	24.117	217.052	1.825	242.993
LCB3	전단력	15.759	157.589	0.000	173.348
	모멘트	13.132	196.987	0.000	210.119

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q_3+q_4)}{2} K_p L + \frac{(q_4+q_5)}{2} B \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$K_p = 4.204$ $\mu = 0.473$ (상 시)
 $K_{pe} = 4.090$ $\mu = 0.473$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구	분	활동저항력	마찰력	총계
LCB1	전단력	309.181	41.142	350.323
	모멘트	61.836	8.228	70.065
LCB2	전단력	228.551	27.315	255.866
	모멘트	45.710	5.463	51.173
LCB3	전단력	257.163	34.853	292.016
	모멘트	51.433	6.971	58.403

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)	132.334	107.254	216.965
뒷	굽 판 (B-B)	151.545	123.263	251.434
벽	체 하 부 (C-C)	257.396	210.119	214.321
활동	방지벽 (E-E)	70.065	58.403	350.323

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 132.334 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 216.965 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 500.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 380.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 4053.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.01067 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.502 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.01375 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 486167000.000 \text{ N.mm} \\ &= 486.167 \text{ KN.m} \geq M_u = 132.334 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 14.030 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1043.517 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 14.030 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00275 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00366 \\ \text{철근비검토 : } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 281.014 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 281.014 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 107.254 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.01067 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.319 \quad j = 0.894 \\ x &= k \cdot d = 121.192 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 5.212 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 77.911 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 77.911 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 742.01 \text{ mm} \end{aligned}$$

...여기서..Cc = dc_min - 주철근 직경/2 = 107.50 mm
최외단철근 평균배근간격 = 125.00 mm ≤ 742.01 mm ∴ O.K

2) 뒀 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{\min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 151.545 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 251.434 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 500.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 380.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 4053.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.01067 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.502 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.01375 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 486167000.000 \text{ N.mm} \\ &= 486.167 \text{ KN.m} \geq M_u = 151.545 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 16.112 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1198.353 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 16.112 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{\text{req}} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00315 \Rightarrow 4/3 P_{\text{req}} = 0.00420 \\ \text{철근비검토 : } P_{\min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 281.014 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 281.014 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 123.263 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.01067 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.319 \quad j = 0.894 \\ x &= k \cdot d = 121.192 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 5.990 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 89.541 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 89.541 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 610.74 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 107.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 610.74 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 257.396 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 214.321 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 500.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 380.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H32 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 6353.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.01672 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 85.427 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.00769 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 728614800.000 \text{ N.mm} \\ &= 728.615 \text{ KN.m} \geq M_u = 257.396 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 27.803 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 2067.876 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 27.803 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00544 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00726 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 281.014 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 281.014 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 210.119 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.01672 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.381 \quad j = 0.873 \\ x &= k \cdot d = 144.679 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 8.755 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 99.679 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 99.679 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 530.04 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 104.00 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 530.04 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 활 동 방 지 벽

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 70.065 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 350.323 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 500.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 380.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H19 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1146.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00302 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 15.408 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.05626 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 145061300.000 \text{ N.mm} \\ &= 145.061 \text{ KN.m} \geq M_u = 70.065 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 7.363 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 547.600 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 7.363 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00144 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00192 \\ \text{철근비검토 : } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 281.014 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 231.101 \text{ KN} \\ s &= 250.0 \text{ mm} > \text{Min}(600, 0.5D) = 190.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{N.G} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 512.115 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 58.403 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ \rho &= A_s / (B \cdot D) = 0.00302 \\ k &= -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.185 \quad j = 0.938 \\ x &= k \cdot d = 70.471 \text{ mm} \end{aligned}$$

$f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 4.649 \text{ MPa}$
 $f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 142.949 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 142.949 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 274.65 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 110.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $250.00 \text{ mm} \leq 274.65 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H13
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 633.500 mm²
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H13@200mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.253 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 794.400 mm²
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.318 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

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	0.039	0.483	0.K	1.780	1.500	0.K	164.601	433.330	0.K
지진시	0.172	0.967	0.K	1.542	1.200	0.K	206.651	563.330	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	132.33	486.17	0.K	216.97	281.01	0.K	742.0	125.0	0.K
뒷 굽 판	151.54	486.17	0.K	251.43	281.01	0.K	610.7	125.0	0.K
벽체 하부	257.40	728.61	0.K	214.32	281.01	0.K	530.0	125.0	0.K
활동방지벽	70.06	145.06	0.K	350.32	512.11	0.K	274.6	250.0	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	H25 @ 125mm	120.0	4053.600	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800
뒷 굽 판	H25 @ 125mm	120.0	4053.600	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800
벽체 하부	H32 @ 125mm	120.0	6353.600	H13 x 4.000Leg	200.0	506.800
활동방지벽	H19 @ 250mm	120.0	1146.000	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800

▶ 과재하중 분포폭을 고려한 추가 안정검토
(남서피암터널구간_역T형(H=3.0m)_배면(수평))

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 : $H = 3.000 \text{ M}$
옹 벽 저 판 : $B = 2.900 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 형 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
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) : 1.000 m

2.3 사용토압

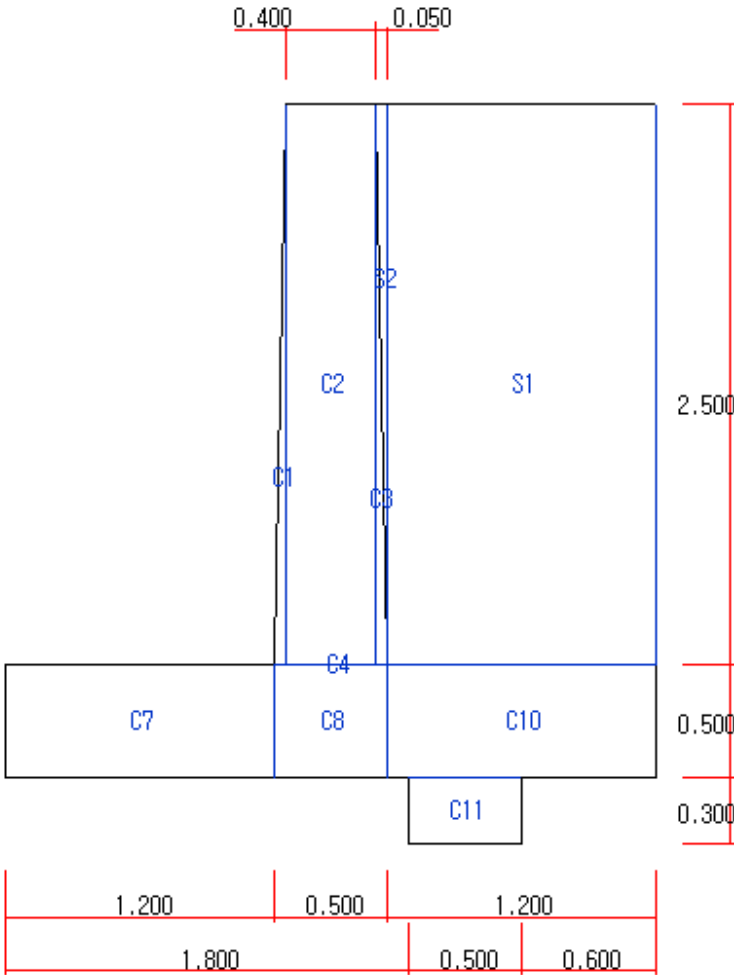
상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압
단면 검토시 - Coulomb 토압

지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압
단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q_l = 0.00 \text{ KN/m}^2$
과재고정하중 : $q_d = 250.00 \text{ KN/m}^2$

2.5 검토단면



H = 3.000 M B = 2.900 M $\alpha = 0.000^\circ$
< Fig.1 >

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	0.062	24.5	1.53	0.055	0.08	1.233	1.333	1.89	0.11
C2	1.000	24.5	24.50	0.055	1.35	1.450	1.750	35.53	2.36
C3	0.063	24.5	1.53	0.055	0.08	1.667	1.333	2.55	0.112
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.475	0.500	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.700	0.500	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	0.800	0.500	0.00	0.00
C7	0.600	24.5	14.70	0.055	0.81	0.600	0.250	8.82	0.20
C8	0.250	24.5	6.13	0.055	0.34	1.450	0.250	8.88	0.08
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.100	0.500	0.00	0.00
C10	0.600	24.5	14.70	0.055	0.81	2.300	0.250	33.81	0.20
C11	0.150	24.5	3.68	0.055	0.20	2.050	-0.150	7.53	-0.03
소계	2.725		66.76		3.67			99.01	3.04
S1	3.000	20.0	60.00	0.055	3.30	2.300	1.750	138.00	5.78
S2	0.063	20.0	1.25	0.055	0.07	1.683	2.167	2.10	0.15
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	1.700	0.500	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.300	0.500	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.500	0.500	0.00	0.00
소계	3.063		61.25		3.37			140.10	5.92
총계			128.01		7.04			239.11	8.96

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

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

$$= 0.271$$

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

$$= 1/2 \times 0.271 \times 20.0 \times 3.000^2 \times \cos(0.000^\circ)$$

$$= 24.389 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 3.000 / 3$$

$$= 1.000 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 24.389 \times 1.000$$

$$= 24.389 \text{ KN.m}$$

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

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

$$= 0.301$$

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

$$= 1/2 \times 0.301 \times 20.0 \times 3.000^2$$

$$= 27.089 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 3.000 / 2$$

$$= 1.500 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 27.089 \times 1.500$$

$$= 40.634 \text{ KN.m}$$

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 0.00 + 250.00 = 250.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = K_a \times q \times H = 0.271 \times 250.00 \times 1.875 = 127.027 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 250 \times 9.800 / 11.387 \times 0.794 = 170.835 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 0.937 \text{ m}$$

$$\chi = 2.503 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = 119.087 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_v \times \chi = 427.600 \text{ KN.m}$$

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

$$q_d = 250.000 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{he} = K_{ae} \times q \times H = 0.301 \times 250.00 \times 1.875 = 141.094 \text{ KN/m}$$

$$P_{ve} = 250 \times 9.800 / 11.387 \times 0.794 = 170.835 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 0.937 \text{ m}$$

$$\chi = 2.503 \text{ m}$$

$$M_{oe} = P_{he} \times y = 132.275 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = P_{ve} \times \chi = 427.600 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	66.763	0.000	99.011	0.000
재하토사 자중	61.250	0.000	140.104	0.000
토 압	0.000	24.389	0.000	24.389
과 재 하 중	170.835	127.027	427.600	119.087
Σ	298.848	151.416	666.715	143.476

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	66.763	3.672	99.011	3.041
재하토사 자중	61.250	3.369	140.104	5.924
토 압	0.000	27.089	0.000	40.634
과 재 하 중	170.835	141.094	427.600	132.275
Σ	298.848	175.224	666.715	181.874

—

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 298.848 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 666.715 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 143.476 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 2.900 / 2 - (666.715 - 143.476) / 298.848 \\ &= -0.301 \text{ m} \leq B/6 = 0.483 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = -0.301 \text{ m} \leq B/6 = 0.483 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 666.715 / 143.476 \\ &= 4.647 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 298.848 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 666.715 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 181.874 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 2.900 / 2 - (666.715 - 181.874) / 298.848 \\ &= -0.172 \text{ m} \leq B/6 = 0.483 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = -0.172 \text{ m} \leq B/3 = 0.967 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 38.000°
지지지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
지지지반의 점착력 : 0.0 KN/m^2
성토지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_a = 433.330 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 38.907 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 167.196 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 167.196 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_{ae} = 563.330 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 66.301 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 139.801 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 139.801 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 298.848 \text{ KN}$$
$$\sum H = 151.416 \text{ KN}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 141.863 + 26.355 + 67.716 \\
 &= 235.935 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.400 \text{ m}$
 $A_e = 3.502 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 235.935 / 151.416 \\
 &= 1.558 \geq 1.5 \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}
 \sum V &= 298.848 \text{ KN} \\
 \sum H &= 175.224 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 173.291 + 39.301 + 62.111 \\
 &= 274.703 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.400 \text{ m}$
 $A_e = 3.244 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 274.703 / 175.224 \\
 &= 1.568 \geq 1.2 \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

▶ 남서피암터널구간_역T형(H=4.0m)_배면(수평)

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 : $H = 4.000 \text{ M}$
옹 벽 지 판 : $B = 3.900 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
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) : 1.000 m

2.3 사용토압

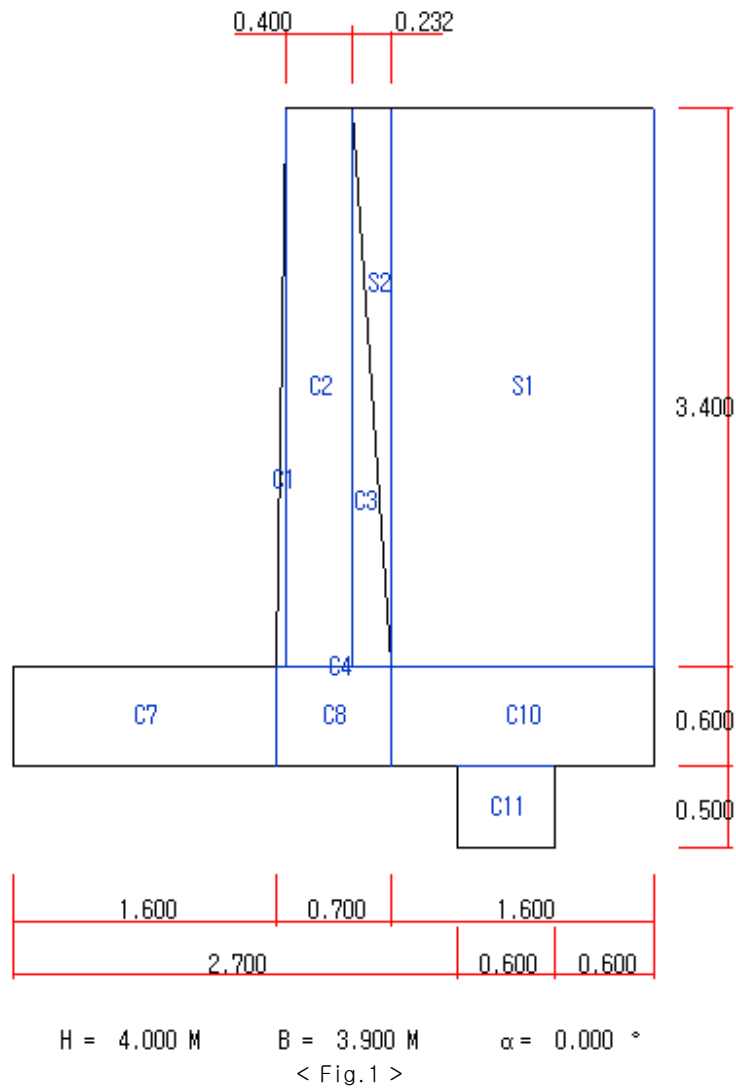
상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압
단면 검토시 - Coulomb 토압

지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압
단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q_l = 0.00 \text{ KN/m}^2$
과재고정하중 : $q_d = 250.00 \text{ KN/m}^2$

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	0.116	24.5	2.83	0.055	0.16	1.645	1.733	4.66	0.27
C2	1.360	24.5	33.32	0.055	1.83	1.868	2.300	62.24	4.21
C3	0.394	24.5	9.66	0.055	0.53	2.145	1.733	20.73	0.921
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.984	0.600	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.300	0.600	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.067	0.600	0.00	0.00
C7	0.960	24.5	23.52	0.055	1.29	0.800	0.300	18.82	0.39
C8	0.420	24.5	10.29	0.055	0.57	1.950	0.300	20.07	0.17
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.833	0.600	0.00	0.00
C10	0.960	24.5	23.52	0.055	1.29	3.100	0.300	72.91	0.39
C11	0.300	24.5	7.35	0.055	0.40	3.000	-0.250	22.05	-0.10
소계	4.510		110.50		6.08			221.48	6.25
S1	5.440	20.0	108.80	0.055	5.98	3.100	2.300	337.28	13.76
S2	0.394	20.0	7.89	0.055	0.43	2.223	2.867	17.53	1.24
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.300	0.600	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.100	0.600	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.367	0.600	0.00	0.00
소계	5.834		116.69		6.42			354.81	15.01
총계			227.18		12.50			576.29	21.26

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

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

$$= 0.271$$

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

$$= 1/2 \times 0.271 \times 20.0 \times 4.000^2 \times \cos(0.000^\circ)$$

$$= 43.358 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 4.000 / 3$$

$$= 1.333 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 43.358 \times 1.333$$

$$= 57.811 \text{ KN.m}$$

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

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

$$= 0.301$$

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

$$= 1/2 \times 0.301 \times 20.0 \times 4.000^2$$

$$= 48.159 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 4.000 / 2$$

$$= 2.000 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 48.159 \times 2.000$$

$$= 96.318 \text{ KN.m}$$

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 0.00 + 250.00 = 250.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = K_a \times q \times H = 0.271 \times 250.00 \times 4.000 = 270.990 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 458.000 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 2.000 \text{ m}$$

$$\chi = 2.984 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = 541.980 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_v \times \chi = 1366.672 \text{ KN.m}$$

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

$$q_d = 250.000 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{he} = K_{ae} \times q \times H = 0.301 \times 250.00 \times 4.000 = 300.994 \text{ KN/m}$$

$$P_{ve} = 458.000 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 2.000 \text{ m}$$

$$\chi = 2.984 \text{ m}$$

$$M_{oe} = P_{he} \times y = 601.988 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = P_{ve} \times \chi = 1366.672 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	110.495	0.000	221.475	0.000
재하토사 자중	116.688	0.000	354.812	0.000
토 압	0.000	43.358	0.000	57.811
과 재 하 중	458.000	270.990	1366.672	541.980
Σ	685.183	314.348	1942.959	599.791

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	110.495	6.077	221.475	6.251
재하토사 자중	116.688	6.418	354.812	15.007
토 압	0.000	48.159	0.000	96.318
과 재 하 중	458.000	300.994	1366.672	601.988
Σ	685.183	361.648	1942.959	719.565

-

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 685.183 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 1942.959 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 599.791 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 3.900 / 2 - (1942.959 - 599.791) / 685.183 \\ &= -0.010 \text{ m} \leq B/6 = 0.650 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = -0.010 \text{ m} \leq B/6 = 0.650 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 1942.959 / 599.791 \\ &= 3.239 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 685.183 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 1942.959 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 719.565 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 3.900 / 2 - (1942.959 - 719.565) / 685.183 \\ &= 0.164 \text{ m} \leq B/6 = 0.650 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.164 \text{ m} \leq B/3 = 1.300 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 38.000°
지지지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
지지지반의 점착력 : 0.0 KN/m^2
성토지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_a = 440.000 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 172.903 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 178.473 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 178.473 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_{ae} = 572.000 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 220.150 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 131.226 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 220.150 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 685.183 \text{ KN}$$
$$\sum H = 314.348 \text{ KN}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 369.940 + 135.468 + 100.902 \\
 &= 606.310 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.500 \text{ m}$
 $A_e = 3.879 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 606.310 / 314.348 \\
 &= 1.929 \geq 1.5 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}
 \sum V &= 685.183 \text{ KN} \\
 \sum H &= 361.648 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 348.909 + 156.738 + 82.320 \\
 &= 587.968 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.500 \text{ m}$
 $A_e = 3.571 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 587.968 / 361.648 \\
 &= 1.626 \geq 1.2 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2D+1.6L+1.6H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 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 (1.2D+1.6L+1.6H)

$$\begin{aligned}\sum V &= 822.220 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 2331.551 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 742.874 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 3.900 / 2 - (2331.551 - 742.874) / 822.220 \\ &= 0.018 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 216.605 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 205.046 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 616.665 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 1748.663 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 659.366 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 3.900 / 2 - (1748.663 - 659.366) / 616.665 \\ &= 0.184 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 202.773 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 113.465 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(3) LCB 3 : 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	-28.224	342.774	314.550
	모멘트	-22.579	275.231	252.652
LCB2	전단력	-21.168	295.126	273.958
	모멘트	-16.934	243.917	226.983
LCB3	전단력	-23.520	278.472	254.952
	모멘트	-18.816	222.290	203.474

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	37.044	130.560	480.000	-331.867	0.000	315.737
	모멘트	28.753	104.448	384.000	-264.482	0.000	252.719
LCB2	전단력	27.783	97.920	360.000	-210.855	0.000	274.848
	모멘트	21.565	78.336	288.000	-160.868	0.000	227.033
LCB3	전단력	30.870	108.800	400.000	-283.729	0.000	255.941
	모멘트	23.961	87.040	320.000	-227.471	0.000	203.530

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계산 (Coulomb)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °
 흙과 콘크리트의 마찰각(δ) : 11.667 °
 옹벽배면의 연직경사각(θ) : 3.904 °

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

$$= 0.278$$

$$K_{ah} = 0.278 \times \cos(11.667^\circ + 3.904^\circ) = 0.268$$

㉞ 지진시 주동토압계산 (Mononobe-Okabe)

옹벽배면의 수직에 대한 각 $\beta : = 3.904^\circ$

흙과 옹벽사이의 마찰각 $\delta : = 0.000^\circ$ (단면검토시)

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

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

$$= 0.328$$

$$K_{aeh} = 0.328 \times \cos(3.904^\circ) = 0.327$$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.268 \times 20.0 \times 3.400^2 = 30.946 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 3.400 / 3 = 1.133 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 30.946 \times 1.133 = 35.072 \text{ KN.m}$$

㉡ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.327 \times 20.0 \times 3.400^2 = 37.837 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 3.400 / 2 = 1.700 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 37.837 \times 1.700 = 64.323 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

$$q = 0.00 + 250.00 + 250.00 \text{ KN/m}^2$$

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Ph1 = Kah \times q \ell \times H = 0.268 \times 0.00 \times 3.400 = 0.000 \text{ KN/m (활하중)}$$

$$Ph2 = Kah \times qd \times H = 0.268 \times 250.00 \times 3.400 = 227.543 \text{ KN/m (고정하중)}$$

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

$$Mo1 = Ph1 \times y = 0.000 \text{ KN.m}$$

$$Mo2 = Ph2 \times y = 386.824 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Phe = Kaeh \times qd \times H = 0.327 \times 250.00 \times 3.400 = 278.212 \text{ KN/m}$$

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

$$Moe = Phe \times y = 472.960 \text{ KN.m}$$

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.116	24.5	2.832	0.055	0.156	1.133	0.177
C2	1.360	24.5	33.320	0.055	1.833	1.700	3.115
C3	0.394	24.5	9.663	0.055	0.531	1.133	0.602
합 계 (벽체 하부)			45.815		2.520		3.894

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구 분		횡 토 압	과재하중	관 성 력	총 계
LCB1	전 단 력	49.513	273.052	0.000	322.566
	모 멘 트	56.115	464.189	0.000	520.304
LCB2	전 단 력	37.837	250.391	2.520	290.747
	모 멘 트	64.323	425.664	3.894	493.881
LCB3	전 단 력	30.946	227.543	0.000	258.489
	모 멘 트	35.072	386.824	0.000	421.896

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q_3+q_4)}{2} K_p L + \frac{(q_4+q_5)}{2} B \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$K_p = 4.204$ $\mu = 0.473$ (상 시)
 $K_{pe} = 4.090$ $\mu = 0.473$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구	분	활동저항력	마찰력	총계
LCB1	전단력	441.746	59.000	500.746
	모멘트	110.437	14.750	125.187
LCB2	전단력	312.939	38.083	351.022
	모멘트	78.235	9.521	87.756
LCB3	전단력	369.940	50.329	420.270
	모멘트	92.485	12.582	105.067

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)	252.652	203.474	314.550
뒷	굽 판 (B-B)	252.719	203.530	315.737
벽	체 하 부 (C-C)	520.304	421.896	322.566
활동	방지벽 (E-E)	125.187	105.067	500.746

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 252.652 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 314.550 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 600.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 480.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 4053.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00844 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.502 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.01816 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 623989500.000 \text{ N.mm} \\ &= 623.990 \text{ KN.m} \geq M_u = 252.652 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 21.287 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1583.218 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 21.287 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00330 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00440 \\ \text{철근비검토 : } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 354.965 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 354.965 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 203.474 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00844 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.290 \quad j = 0.903 \\ x &= k \cdot d = 139.092 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 6.747 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 115.756 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 115.756 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 411.56 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경} / 2 = 107.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 411.56 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 뒀 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) & &= 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 252.719 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 315.737 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 600.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 480.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 4053.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00845 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.502 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.01816 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 623989400.000 \text{ N.mm} \\ &= 623.989 \text{ KN.m} \geq M_u = 252.719 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 21.293 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1583.648 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 21.293 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00330 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00440 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 354.965 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 354.965 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 203.530 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00845 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.290 \quad j = 0.903 \\ x &= k \cdot d = 139.092 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 6.749 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 115.788 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 115.788 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 411.37 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 107.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 411.37 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 520.304 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 322.566 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 700.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 580.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H32 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 6353.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.01095 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 85.427 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.01332 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 1160660000.000 \text{ N.mm} \\ &= 1160.660 \text{ KN.m} \geq M_u = 520.304 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 36.632 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 2724.495 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 36.632 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00470 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00626 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 428.916 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 428.916 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 421.896 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.01095 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.322 \quad j = 0.893 \\ x &= k \cdot d = 186.975 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 8.718 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 128.271 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 128.271 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 353.93 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 104.00 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 353.93 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 활 동 방 지 벽

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 125.187 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 500.746 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 600.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 480.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 2026.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00422 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 27.251 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.03933 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 321384300.000 \text{ N.mm} \\ &= 321.384 \text{ KN.m} \geq M_u = 125.187 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 10.427 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 775.497 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 10.427 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00162 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00215 \\ \text{철근비검토 } P_{min} \leq P &\quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 354.965 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 291.917 \text{ KN} \\ s &= 250.0 \text{ mm} > \text{Min}(600, 0.5D) = 240.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{N.G} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 646.882 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 105.067 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (f_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00422 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.215 \quad j = 0.928 \\ x &= k \cdot d = 103.377 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 4.562 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 116.351 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 116.351 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 408.08 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 107.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $250.00 \text{ mm} \leq 408.08 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 벽체 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 200 mm
사용 수평철근량 : 993.000 mm²
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@200mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.284 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 794.400 mm²
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.265 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

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	0.010	0.650	0.K	1.929	1.500	0.K	178.473	440.000	0.K
지진시	0.164	1.300	0.K	1.626	1.200	0.K	220.150	572.000	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	252.65	623.99	0.K	314.55	354.96	0.K	411.6	125.0	0.K
뒷 굽 판	252.72	623.99	0.K	315.74	354.96	0.K	411.4	125.0	0.K
벽체 하부	520.30	1160.66	0.K	322.57	428.92	0.K	353.9	125.0	0.K
활동방지벽	125.19	321.38	0.K	500.75	646.88	0.K	408.1	250.0	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	H25 @ 125mm	120.0	4053.600	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800
뒷 굽 판	H25 @ 125mm	120.0	4053.600	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800
벽체 하부	H32 @ 125mm	120.0	6353.600	H13 x 4.000Leg	200.0	506.800
활동방지벽	H25 @ 250mm	120.0	2026.800	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800

▶ 과재하중 분포폭을 고려한 추가 안정검토
(남서피암터널구간_역T형(H=4.0m)_배면(수평))

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 : $H = 4.000 \text{ M}$
옹 벽 저 판 : $B = 3.900 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 형 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
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) : 1.000 m

2.3 사용토압

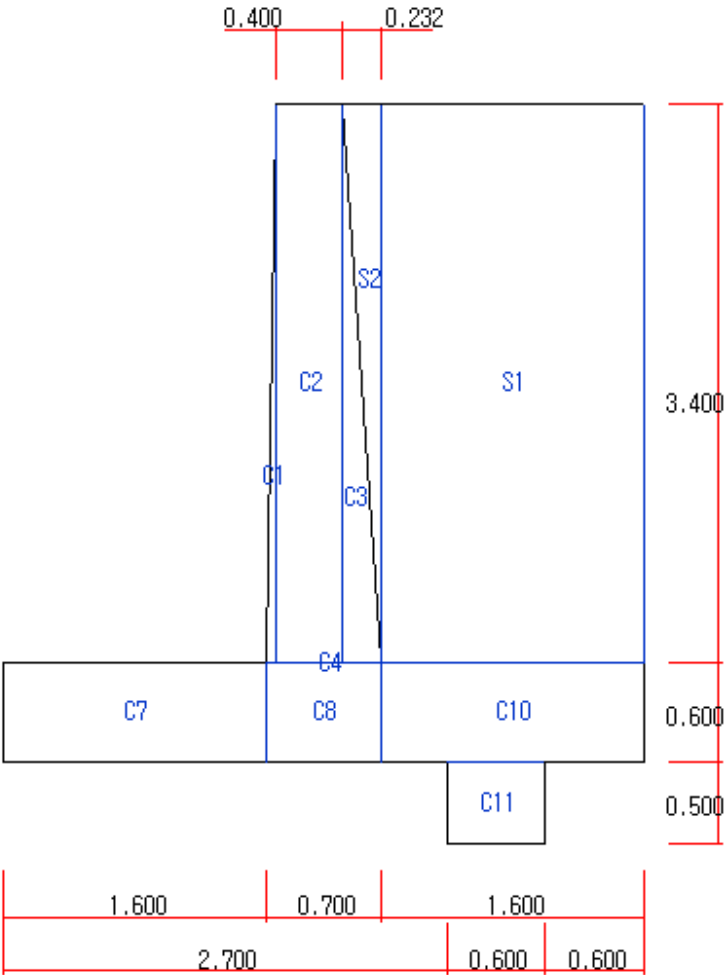
상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압
단면 검토시 - Coulomb 토압

지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압
단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q_l = 0.00 \text{ KN/m}^2$
과재고정하중 : $q_d = 250.00 \text{ KN/m}^2$

2.5 검토단면



H = 4.000 M B = 3.900 M $\alpha = 0.000^\circ$
< Fig.1 >

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	0.116	24.5	2.83	0.055	0.16	1.645	1.733	4.66	0.27
C2	1.360	24.5	33.32	0.055	1.83	1.868	2.300	62.24	4.21
C3	0.394	24.5	9.66	0.055	0.53	2.145	1.733	20.73	0.921
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.984	0.600	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.300	0.600	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.067	0.600	0.00	0.00
C7	0.960	24.5	23.52	0.055	1.29	0.800	0.300	18.82	0.39
C8	0.420	24.5	10.29	0.055	0.57	1.950	0.300	20.07	0.17
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.833	0.600	0.00	0.00
C10	0.960	24.5	23.52	0.055	1.29	3.100	0.300	72.91	0.39
C11	0.300	24.5	7.35	0.055	0.40	3.000	-0.250	22.05	-0.10
소계	4.510		110.50		6.08			221.48	6.25
S1	5.440	20.0	108.80	0.055	5.98	3.100	2.300	337.28	13.76
S2	0.394	20.0	7.89	0.055	0.43	2.223	2.867	17.53	1.24
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.300	0.600	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.100	0.600	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.367	0.600	0.00	0.00
소계	5.834		116.69		6.42			354.81	15.01
총계			227.18		12.50			576.29	21.26

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

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

$$= 0.271$$

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

$$= 1/2 \times 0.271 \times 20.0 \times 4.000^2 \times \cos(0.000^\circ)$$

$$= 43.358 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 4.000 / 3$$

$$= 1.333 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 43.358 \times 1.333$$

$$= 57.811 \text{ KN.m}$$

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

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

$$= 0.301$$

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

$$= 1/2 \times 0.301 \times 20.0 \times 4.000^2$$

$$= 48.159 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 4.000 / 2$$

$$= 2.000 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 48.159 \times 2.000$$

$$= 96.318 \text{ KN.m}$$

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 0.00 + 250.00 = 250.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = K_a \times q \times H = 0.271 \times 250.00 \times 2.875 = 194.774 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 250 \times 9.800 / 12.427 \times 1.313 = 258.860 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 1.437 \text{ m}$$

$$\chi = 3.243 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = 279.988 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_v \times \chi = 839.482 \text{ KN.m}$$

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

$$q_d = 250.000 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{he} = K_{ae} \times q \times H = 0.301 \times 250.00 \times 2.875 = 216.344 \text{ KN/m}$$

$$P_{ve} = 250 \times 9.800 / 12.427 \times 1.313 = 258.860 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 1.437 \text{ m}$$

$$\chi = 3.243 \text{ m}$$

$$M_{oe} = P_{he} \times y = 310.994 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = P_{ve} \times \chi = 839.482 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	110.495	0.000	221.475	0.000
재하토사 자중	116.688	0.000	354.812	0.000
토 압	0.000	43.358	0.000	57.811
과 재 하 중	258.860	194.774	839.482	279.988
Σ	486.043	238.132	1415.769	337.799

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	110.495	6.077	221.475	6.251
재하토사 자중	116.688	6.418	354.812	15.007
토 압	0.000	48.159	0.000	96.318
과 재 하 중	258.860	216.344	839.482	310.994
Σ	486.043	276.998	1415.769	428.570

-

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 486.043 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 1415.769 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 337.799 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 3.900 / 2 - (1415.769 - 337.799) / 486.043 \\ &= -0.268 \text{ m} \leq B/6 = 0.650 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = -0.268 \text{ m} \leq B/6 = 0.650 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 1415.769 / 337.799 \\ &= 4.191 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 486.043 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 1415.769 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 428.570 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 3.900 / 2 - (1415.769 - 428.570) / 486.043 \\ &= -0.081 \text{ m} \leq B/6 = 0.650 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = -0.081 \text{ m} \leq B/3 = 1.300 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지의 조건

지지지의 내부마찰각 : 38.000°
지지지의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
지지지의 점착력 : 0.0 KN/m^2
성토지의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_a = 440.000 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 73.271 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 175.982 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 175.982 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_{ae} = 572.000 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 109.078 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 140.175 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 140.175 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 486.043 \text{ KN}$$
$$\sum H = 238.132 \text{ KN}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 232.730 + 72.701 + 81.187 \\
 &= 386.619 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.500 \text{ m}$
 $A_e = 4.436 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 386.619 / 238.132 \\
 &= 1.624 \geq 1.5 \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}
 \sum V &= 486.043 \text{ KN} \\
 \sum H &= 276.998 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 261.965 + 91.986 + 74.724 \\
 &= 428.675 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.500 \text{ m}$
 $A_e = 4.062 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 428.675 / 276.998 \\
 &= 1.548 \geq 1.2 \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

▶ 남서피암터널구간_역T형(H=5.0m)_배면(수평)

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 : $H = 5.000 \text{ M}$
옹 벽 지 판 : $B = 4.400 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
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) : 1.000 m

2.3 사용토압

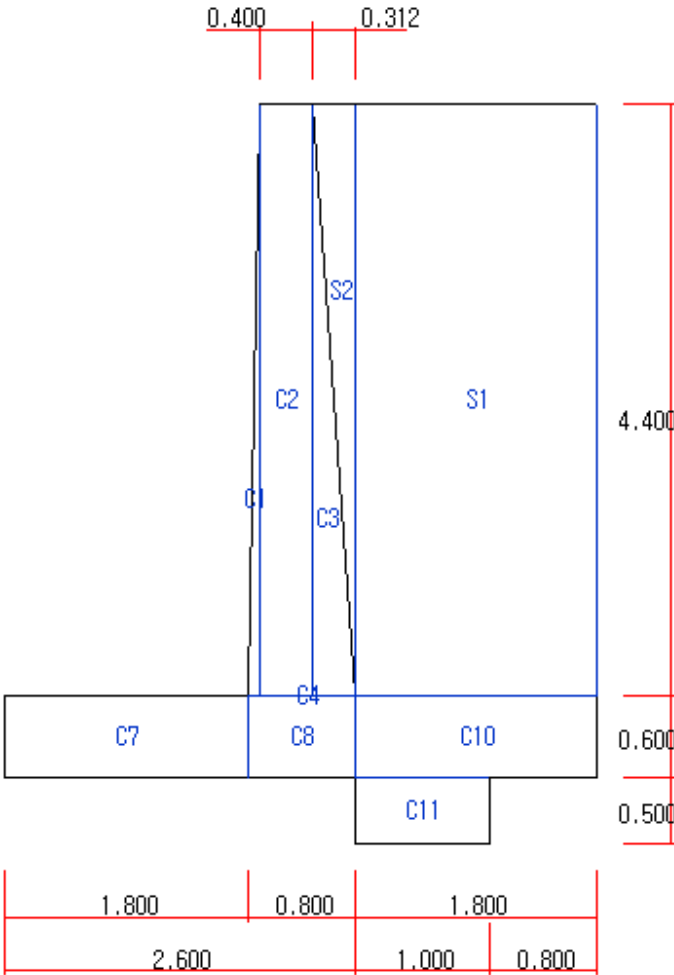
상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압
단면 검토시 - Coulomb 토압

지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압
단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q_l = 0.00 \text{ KN/m}^2$
과재고정하중 : $q_d = 250.00 \text{ KN/m}^2$

2.5 검토단면



H = 5.000 M B = 4.400 M $\alpha = 0.000^\circ$
< Fig.1 >

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	0.194	24.5	4.74	0.055	0.26	1.859	2.067	8.82	0.54
C2	1.760	24.5	43.12	0.055	2.37	2.088	2.800	90.03	6.64
C3	0.686	24.5	16.82	0.055	0.92	2.392	2.067	40.23	1.912
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.244	0.600	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.600	0.600	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.200	0.600	0.00	0.00
C7	1.080	24.5	26.46	0.055	1.46	0.900	0.300	23.81	0.44
C8	0.480	24.5	11.76	0.055	0.65	2.200	0.300	25.87	0.19
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	3.200	0.600	0.00	0.00
C10	1.080	24.5	26.46	0.055	1.46	3.500	0.300	92.61	0.44
C11	0.500	24.5	12.25	0.055	0.67	3.100	-0.250	37.98	-0.17
소계	5.780		141.61		7.79			319.35	9.99
S1	7.920	20.0	158.40	0.055	8.71	3.500	2.800	554.40	24.39
S2	0.686	20.0	13.73	0.055	0.76	2.496	3.533	34.27	2.67
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.600	0.600	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.500	0.600	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.800	0.600	0.00	0.00
소계	8.606		172.13		9.47			588.67	27.06
총계			313.74		17.26			908.01	37.05

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

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

$$= 0.271$$

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

$$= 1/2 \times 0.271 \times 20.0 \times 5.000^2 \times \cos(0.000^\circ)$$

$$= 67.748 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 5.000 / 3$$

$$= 1.667 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 67.748 \times 1.667$$

$$= 112.913 \text{ KN.m}$$

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

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

$$= 0.301$$

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

$$= 1/2 \times 0.301 \times 20.0 \times 5.000^2$$

$$= 75.249 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 5.000 / 2$$

$$= 2.500 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 75.249 \times 2.500$$

$$= 188.121 \text{ KN.m}$$

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 0.00 + 250.00 = 250.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = K_a \times q \times H = 0.271 \times 250.00 \times 5.000 = 338.738 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 528.000 \text{ KN/m}$$

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

$$\chi = 3.344 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = 846.844 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_v \times \chi = 1765.632 \text{ KN.m}$$

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

$$q_d = 250.000 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{he} = K_{ae} \times q \times H = 0.301 \times 250.00 \times 5.000 = 376.243 \text{ KN/m}$$

$$P_{ve} = 528.000 \text{ KN/m}$$

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

$$\chi = 3.344 \text{ m}$$

$$M_{oe} = P_{he} \times y = 940.607 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = P_{ve} \times \chi = 1765.632 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V (KN)	H (KN)	Mr (KN.m)	Mo (KN.m)
콘크리트 자중	141.610	0.000	319.347	0.000
재하토사 자중	172.128	0.000	588.665	0.000
토 압	0.000	67.748	0.000	112.913
과 재 하 중	528.000	338.738	1765.632	846.844
Σ	841.738	406.485	2673.644	959.756

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	141.610	7.789	319.347	9.990
재하토사 자중	172.128	9.467	588.665	27.061
토 압	0.000	75.249	0.000	188.121
과 재 하 중	528.000	376.243	1765.632	940.607
Σ	841.738	468.747	2673.645	1165.780

-

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 841.738 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 2673.644 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 959.756 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 4.400 / 2 - (2673.644 - 959.756) / 841.738 \\ &= 0.164 \text{ m} \leq B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.164 \text{ m} \leq B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 2673.644 / 959.756 \\ &= 2.786 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 841.738 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 2673.645 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 1165.780 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 4.400 / 2 - (2673.645 - 1165.780) / 841.738 \\ &= 0.409 \text{ m} \leq B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.409 \text{ m} \leq B/3 = 1.467 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 38.000°
지지지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
지지지반의 점착력 : 0.0 KN/m^2
성토지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_a = 475.150 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 234.053 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 148.555 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 234.053 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_{ae} = 657.800 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 297.903 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 84.705 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 297.903 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 841.738 \text{ KN}$$
$$\sum H = 406.485 \text{ KN}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 407.328 + 160.099 + 141.492 \\
 &= 708.919 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.500 \text{ m}$
 $A_e = 4.072 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 708.919 / 406.485 \\
 &= 1.744 \geq 1.5 \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}
 \sum V &= 841.738 \text{ KN} \\
 \sum H &= 468.747 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 403.879 + 190.391 + 109.341 \\
 &= 703.611 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.500 \text{ m}$
 $A_e = 3.583 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 703.611 / 468.747 \\
 &= 1.501 \geq 1.2 \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2D+1.6L+1.6H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 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 (1.2D+1.6L+1.6H)

$$\begin{aligned}\sum V &= 1010.086 \text{ KN} \\ \sum Mr &= 3208.374 \text{ KN.m} \\ \sum Mo &= 1196.873 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 4.400 / 2 - (3208.374 - 1196.873) / 1010.086 \\ &= 0.209 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 294.861 \text{ KN/m}^2 \\ Q2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 164.269 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 757.564 \text{ KN} \\ \sum Mr &= 2406.280 \text{ KN.m} \\ \sum Mo &= 1071.719 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 4.400 / 2 - (2406.280 - 1071.719) / 757.564 \\ &= 0.438 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 275.091 \text{ KN/m}^2 \\ Q2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 69.256 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(3) LCB 3 : 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	-31.752	482.668	450.916
	모멘트	-28.577	448.825	420.249
LCB2	전단력	-23.814	419.379	395.565
	모멘트	-21.433	400.177	378.744
LCB3	전단력	-26.460	389.816	363.356
	모멘트	-23.814	360.278	336.464

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	46.452	190.080	540.000	-343.766	0.000	432.766
	모멘트	35.927	171.072	486.000	-294.965	0.000	398.034
LCB2	전단력	34.839	142.560	405.000	-200.446	0.000	381.953
	모멘트	26.945	128.304	364.500	-157.666	0.000	362.083
LCB3	전단력	38.710	158.400	450.000	-298.878	0.000	348.232
	모멘트	29.939	142.560	405.000	-259.547	0.000	317.952

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계산 (Coulomb)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °
 흙과 콘크리트의 마찰각(δ) : 11.667 °
 옹벽배면의 연직경사각(θ) : 4.056 °

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

$$= 0.279$$

$$K_{ah} = 0.279 \times \cos(11.667^\circ + 4.056^\circ) = 0.269$$

㉞ 지진시 주동토압계산 (Mononobe-Okabe)

옹벽배면의 수직에 대한 각 $\beta : = 4.056^\circ$
 흙과 옹벽사이의 마찰각 $\delta : = 0.000^\circ$ (단면검토시)
 $\Theta = \tan^{-1}(K_h/(1-k_v))$ 여기서 K_h 는 수평지진계수

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

$$= 0.329$$

$$K_{aeh} = 0.329 \times \cos(4.056^\circ) = 0.328$$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.269 \times 20.0 \times 4.400^2 = 51.993 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 4.400 / 3 = 1.467 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 51.993 \times 1.467 = 76.256 \text{ KN.m}$$

㉢ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.328 \times 20.0 \times 4.400^2 = 63.567 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 4.400 / 2 = 2.200 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 63.567 \times 2.200 = 139.847 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

$$q = 0.00 + 250.00 + 250.00 \text{ KN/m}^2$$

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Ph1 = Kah \times q \ell \times H = 0.269 \times 0.00 \times 4.400 = 0.000 \text{ KN/m (활하중)}$$

$$Ph2 = Kah \times qd \times H = 0.269 \times 250.00 \times 4.400 = 295.412 \text{ KN/m (고정하중)}$$

$$y = H / 2 = 2.200 \text{ m}$$

$$Mo1 = Ph1 \times y = 0.000 \text{ KN.m}$$

$$Mo2 = Ph2 \times y = 649.907 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Phe = Kaeh \times qd \times H = 0.328 \times 250.00 \times 4.400 = 361.174 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 2.200 \text{ m}$$

$$Moe = Phe \times y = 794.582 \text{ KN.m}$$

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.194	24.5	4.743	0.055	0.261	1.467	0.383
C2	1.760	24.5	43.120	0.055	2.372	2.200	5.218
C3	0.686	24.5	16.817	0.055	0.925	1.467	1.357
합 계 (벽체 하부)			64.680		3.557		6.957

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	83.188	354.495	437.683
	모멘트	122.009	779.888	901.897
LCB2	전단력	63.567	325.056	392.180
	모멘트	139.847	715.124	861.927
LCB3	전단력	51.993	295.412	347.405
	모멘트	76.256	649.907	726.162

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q_3+q_4)}{2} K_p L + \frac{(q_4+q_5)}{2} B \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$K_p = 4.204$ $\mu = 0.473$ (상 시)
 $K_{pe} = 4.090$ $\mu = 0.473$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구	분	활동저항력	마찰력	총계
LCB1	전단력	490.507	96.033	586.539
	모멘트	122.627	24.008	146.635
LCB2	전단력	364.322	61.577	425.899
	모멘트	91.081	15.394	106.475
LCB3	전단력	407.328	82.286	489.614
	모멘트	101.832	20.572	122.404

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)	420.249	336.464	450.916
뒷	굽 판 (B-B)	398.034	317.952	432.766
벽	체 하 부 (C-C)	901.897	726.162	437.683
활동	방지벽 (E-E)	146.635	122.404	586.539

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 420.249 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 450.916 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 600.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 480.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 4053.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00844 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.502 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.01816 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 623989500.000 \text{ N.mm} \\ &= 623.990 \text{ KN.m} \geq M_u = 420.249 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 35.970 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 2675.293 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 35.970 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00557 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00743 \\ \text{철근비검토 : } P_{min} \leq P &\quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 354.965 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 240.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 304.080 \text{ KN} \\ s &= 240.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 240.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 659.045 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 336.464 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (f_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ \rho &= A_s / (B \cdot D) = 0.00844 \end{aligned}$$

$k = -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.290 \quad j = 0.903$
 $x = k \cdot d = 139.092 \text{ mm}$
 $f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 11.157 \text{ MPa}$
 $f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 191.414 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 191.414 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 142.66 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 107.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 142.66 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

2) 뒷 굽 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 398.034 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 432.766 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 600.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 480.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 4053.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00845 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.502 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.01816 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 623989400.000 \text{ N.mm} \\ &= 623.989 \text{ KN.m} \geq M_u = 398.034 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 33.996 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 2528.474 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 33.996 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00527 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00702 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 354.965 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 240.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 304.080 \text{ KN} \\ s &= 240.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 240.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 659.045 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 317.952 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (f_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ \rho &= A_s / (B \cdot D) = 0.00845 \\ k &= -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.290 \quad j = 0.903 \\ x &= k \cdot d = 139.092 \text{ mm} \end{aligned}$$

$f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 10.543 \text{ MPa}$
 $f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 180.882 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 180.882 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 166.62 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 107.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 166.62 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

3) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 901.897 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 437.683 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 800.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 680.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H32 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 6353.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00934 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 85.427 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.01613 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 1376682000.000 \text{ N.mm} \\ &= 1376.682 \text{ KN.m} \geq M_u = 901.897 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 54.645 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 4064.241 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.645 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00598 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00797 \\ \text{철근비검토 : } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 502.867 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 502.867 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 726.162 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00934 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.302 \quad j = 0.899 \\ x &= k \cdot d = 205.453 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 11.560 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 186.899 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 186.899 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 161.35 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 104.00 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 161.35 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 활 동 방 지 벽

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 146.635 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 586.539 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 1000.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 880.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H19 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1146.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00130 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 15.408 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.13424 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 339881300.000 \text{ N.mm} \\ &= 339.881 \text{ KN.m} \geq M_u = 146.635 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 6.614 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 491.938 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 6.614 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00056 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00075 \\ \text{철근비검토 : } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 650.769 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 650.769 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 122.404 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00130 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.126 \quad j = 0.958 \\ x &= k \cdot d = 111.071 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.615 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 126.705 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 126.705 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 345.27 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 110.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 250.00 \text{ mm} \leq 345.27 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 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

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.358 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H16
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 794.400 mm²
소요 수평철근비 = 0.25 %, (최소 수평철근비 = 0.20 %)

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H16@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.265 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

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	0.164	0.733	0.K	1.744	1.500	0.K	234.053	475.150	0.K
지진시	0.409	1.467	0.K	1.501	1.200	0.K	297.903	657.800	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	420.25	623.99	0.K	450.92	659.04	0.K	142.7	125.0	0.K
뒷 굽 판	398.03	623.99	0.K	432.77	659.04	0.K	166.6	125.0	0.K
벽체 하부	901.90	1376.68	0.K	437.68	502.87	0.K	161.4	125.0	0.K
활동방지벽	146.63	339.88	0.K	586.54	650.77	0.K	345.3	250.0	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	H25 @ 125mm	120.0	4053.600	H13 x 4.000Leg	240.0	506.800
뒷 굽 판	H25 @ 125mm	120.0	4053.600	H13 x 4.000Leg	240.0	506.800
벽체 하부	H32 @ 125mm	120.0	6353.600	H13 x 4.000Leg	200.0	506.800
활동방지벽	H19 @ 250mm	120.0	1146.000	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800

▶ 과재하중 분포폭을 고려한 추가 안정검토
(남서피암터널구간_역T형(H=5.0m)_배면(수평))

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 : $H = 5.000 \text{ M}$
옹 벽 저 판 : $B = 4.400 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 형 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
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) : 1.000 m

2.3 사용토압

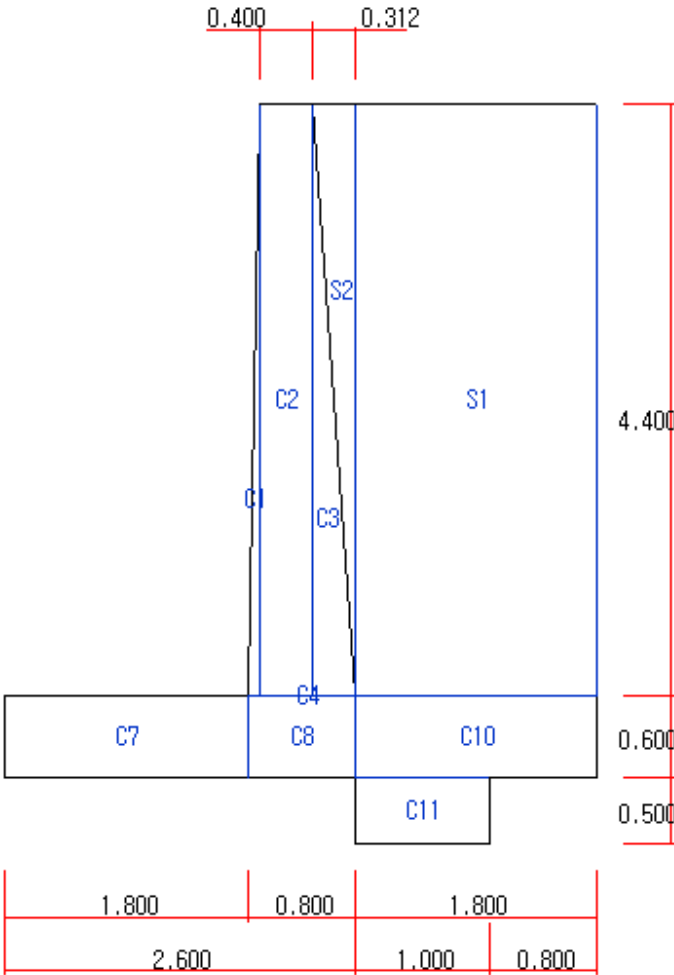
상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압
단면 검토시 - Coulomb 토압

지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압
단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q_l = 0.00 \text{ KN/m}^2$
과재고정하중 : $q_d = 250.00 \text{ KN/m}^2$

2.5 검토단면



H = 5.000 M B = 4.400 M $\alpha = 0.000^\circ$
< Fig.1 >

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	0.194	24.5	4.74	0.055	0.26	1.859	2.067	8.82	0.54
C2	1.760	24.5	43.12	0.055	2.37	2.088	2.800	90.03	6.64
C3	0.686	24.5	16.82	0.055	0.92	2.392	2.067	40.23	1.912
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.244	0.600	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.600	0.600	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.200	0.600	0.00	0.00
C7	1.080	24.5	26.46	0.055	1.46	0.900	0.300	23.81	0.44
C8	0.480	24.5	11.76	0.055	0.65	2.200	0.300	25.87	0.19
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	3.200	0.600	0.00	0.00
C10	1.080	24.5	26.46	0.055	1.46	3.500	0.300	92.61	0.44
C11	0.500	24.5	12.25	0.055	0.67	3.100	-0.250	37.98	-0.17
소계	5.780		141.61		7.79			319.35	9.99
S1	7.920	20.0	158.40	0.055	8.71	3.500	2.800	554.40	24.39
S2	0.686	20.0	13.73	0.055	0.76	2.496	3.533	34.27	2.67
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.600	0.600	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.500	0.600	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.800	0.600	0.00	0.00
소계	8.606		172.13		9.47			588.67	27.06
총계			313.74		17.26			908.01	37.05

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

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

$$= 0.271$$

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

$$= 1/2 \times 0.271 \times 20.0 \times 5.000^2 \times \cos(0.000^\circ)$$

$$= 67.748 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 5.000 / 3$$

$$= 1.667 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 67.748 \times 1.667$$

$$= 112.913 \text{ KN.m}$$

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

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

$$= 0.301$$

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

$$= 1/2 \times 0.301 \times 20.0 \times 5.000^2$$

$$= 75.249 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 5.000 / 2$$

$$= 2.500 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 75.249 \times 2.500$$

$$= 188.121 \text{ KN.m}$$

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 0.00 + 250.00 = 250.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = K_a \times q \times H = 0.271 \times 250.00 \times 3.875 = 262.522 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 250 \times 9.800 / 13.420 \times 1.810 = 330.440 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 1.937 \text{ m}$$

$$\chi = 3.495 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = 508.636 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_v \times \chi = 1154.887 \text{ KN.m}$$

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

$$q_d = 250.000 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{he} = K_{ae} \times q \times H = 0.301 \times 250.00 \times 3.875 = 291.594 \text{ KN/m}$$

$$P_{ve} = 250 \times 9.800 / 13.420 \times 1.810 = 330.440 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 1.937 \text{ m}$$

$$\chi = 3.495 \text{ m}$$

$$M_{oe} = P_{he} \times y = 564.963 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = P_{ve} \times \chi = 1154.887 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	141.610	0.000	319.347	0.000
재하토사 자중	172.128	0.000	588.665	0.000
토 압	0.000	67.748	0.000	112.913
과 재 하 중	330.440	262.522	1154.887	508.636
Σ	644.178	330.270	2062.899	621.549

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	141.610	7.789	319.347	9.990
재하토사 자중	172.128	9.467	588.665	27.061
토 압	0.000	75.249	0.000	188.121
과 재 하 중	330.440	291.594	1154.887	564.963
Σ	644.178	384.099	2062.899	790.135

-

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 644.178 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 2062.899 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 621.549 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 4.400 / 2 - (2062.899 - 621.549) / 644.178 \\ &= -0.038 \text{ m} \leq B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = -0.038 \text{ m} \leq B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 2062.899 / 621.549 \\ &= 3.319 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 644.178 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 2062.899 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 790.135 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 4.400 / 2 - (2062.899 - 790.135) / 644.178 \\ &= 0.224 \text{ m} \leq B/6 = 0.733 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.224 \text{ m} \leq B/3 = 1.467 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지의 조건

지지지의 내부마찰각 : 38.000°
지지지의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
지지지의 점착력 : 0.0 KN/m^2
성토지의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_a = 475.150 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 138.917 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 153.891 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 153.891 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_{ae} = 657.800 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 191.164 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 101.644 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 191.164 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 644.178 \text{ KN}$$
$$\sum H = 330.270 \text{ KN}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 303.963 + 103.360 + 127.256 \\
 &= 534.579 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.500 \text{ m}$
 $A_e = 4.475 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 534.579 / 330.270 \\
 &= 1.619 \geq 1.5 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}
 \sum V &= 644.178 \text{ KN} \\
 \sum H &= 384.099 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 307.741 + 120.280 + 109.058 \\
 &= 537.080 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.500 \text{ m}$
 $A_e = 3.952 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 537.080 / 384.099 \\
 &= 1.398 \geq 1.2 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

▶ 남서피암터널구간_역T형(H=6.0m)_배면(수평)

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 : $H = 6.000 \text{ M}$
옹 벽 지 판 : $B = 4.700 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
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) : 1.000 m

2.3 사용토압

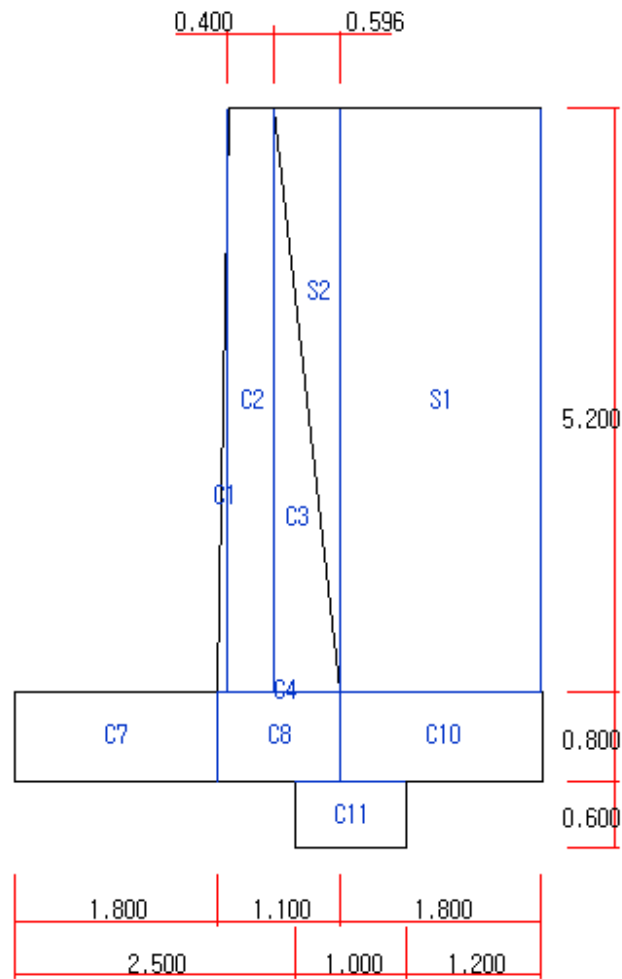
상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압
단면 검토시 - Coulomb 토압

지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압
단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q_l = 0.00 \text{ KN/m}^2$
과재고정하중 : $q_d = 250.00 \text{ KN/m}^2$

2.5 검토단면



H = 6.000 M B = 4.700 M $\alpha = 0.000^\circ$

< Fig.1 >

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	0.270	24.5	6.62	0.055	0.36	1.869	2.533	12.38	0.92
C2	2.080	24.5	50.96	0.055	2.80	2.104	3.400	107.22	9.53
C3	1.550	24.5	37.97	0.055	2.09	2.503	2.533	95.01	5.290
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.402	0.800	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.900	0.800	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.200	0.800	0.00	0.00
C7	1.440	24.5	35.28	0.055	1.94	0.900	0.400	31.75	0.78
C8	0.880	24.5	21.56	0.055	1.19	2.350	0.400	50.67	0.47
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	3.500	0.800	0.00	0.00
C10	1.440	24.5	35.28	0.055	1.94	3.800	0.400	134.06	0.78
C11	0.600	24.5	14.70	0.055	0.81	3.000	-0.300	44.10	-0.24
소계	8.260		202.37		11.13			475.20	17.53
S1	9.360	20.0	187.20	0.055	10.30	3.800	3.400	711.36	35.01
S2	1.550	20.0	30.99	0.055	1.70	2.701	4.267	83.72	7.27
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.900	0.800	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.800	0.800	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	4.100	0.800	0.00	0.00
소계	10.910		218.19		12.00			795.08	42.28
총계			420.56		23.13			1270.28	59.81

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

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

$$= 0.271$$

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

$$= 1/2 \times 0.271 \times 20.0 \times 6.000^2 \times \cos(0.000^\circ)$$

$$= 97.556 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 6.000 / 3$$

$$= 2.000 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 97.556 \times 2.000$$

$$= 195.113 \text{ KN.m}$$

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

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

$$= 0.301$$

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

$$= 1/2 \times 0.301 \times 20.0 \times 6.000^2$$

$$= 108.358 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 6.000 / 2$$

$$= 3.000 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 108.358 \times 3.000$$

$$= 325.074 \text{ KN.m}$$

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 0.00 + 250.00 = 250.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = K_a \times q \times H = 0.271 \times 250.00 \times 6.000 = 406.485 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 599.000 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 3.000 \text{ m}$$

$$\chi = 3.502 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = 1219.455 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_v \times \chi = 2097.698 \text{ KN.m}$$

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

$$q_d = 250.000 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{he} = K_{ae} \times q \times H = 0.301 \times 250.00 \times 6.000 = 451.491 \text{ KN/m}$$

$$P_{ve} = 599.000 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 3.000 \text{ m}$$

$$\chi = 3.502 \text{ m}$$

$$M_{oe} = P_{he} \times y = 1354.474 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = P_{ve} \times \chi = 2097.698 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	202.370	0.000	475.200	0.000
재하토사 자중	218.192	0.000	795.080	0.000
토 압	0.000	97.556	0.000	195.113
과 재 하 중	599.000	406.485	2097.698	1219.455
Σ	1019.562	504.042	3367.978	1414.568

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	202.370	11.130	475.200	17.526
재하토사 자중	218.192	12.001	795.080	42.279
토 압	0.000	108.358	0.000	325.074
과 재 하 중	599.000	451.491	2097.698	1354.474
Σ	1019.562	582.980	3367.978	1739.353

—

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 1019.562 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 3367.978 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 1414.568 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 4.700 / 2 - (3367.978 - 1414.568) / 1019.562 \\ &= 0.434 \text{ m} \leq B/6 = 0.783 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.434 \text{ m} \leq B/6 = 0.783 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 3367.978 / 1414.568 \\ &= 2.381 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 1019.562 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 3367.978 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 1739.353 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 4.700 / 2 - (3367.978 - 1739.353) / 1019.562 \\ &= 0.753 \text{ m} \leq B/6 = 0.783 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.753 \text{ m} \leq B/3 = 1.567 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 38.000°
지지지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
지지지반의 점착력 : 0.0 KN/m^2
성토지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_a = 450.330 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 337.135 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 96.721 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 337.135 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_{ae} = 606.670 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 425.352 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 8.505 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 425.352 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 1019.562 \text{ KN}$$
$$\sum H = 504.042 \text{ KN}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 609.552 + 178.331 + 159.338 \\
 &= 947.221 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.600 \text{ m}$
 $A_e = 3.832 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 947.221 / 504.042 \\
 &= 1.879 \geq 1.5 \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}
 \sum V &= 1019.562 \text{ KN} \\
 \sum H &= 582.980 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 637.572 + 216.308 + 110.466 \\
 &= 964.346 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.600 \text{ m}$
 $A_e = 3.195 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 964.346 / 582.980 \\
 &= 1.654 \geq 1.2 \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2D+1.6L+1.6H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 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 (1.2D+1.6L+1.6H)

$$\begin{aligned}\sum V &= 1223.474 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 4041.573 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 1775.527 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 4.700 / 2 - (4041.573 - 1775.527) / 1223.474 \\ &= 0.498 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 425.760 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 94.867 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 917.606 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 3031.180 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 1603.906 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 4.700 / 2 - (3031.180 - 1603.906) / 917.606 \\ &= 0.795 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

$$Q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 393.291 \text{ KN/m}^2$$

여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 4.666 \text{ m}$ (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(3) LCB 3 : 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	-42.336	652.316	609.980
	모멘트	-38.102	621.300	583.197
LCB2	전단력	-31.752	571.384	539.632
	모멘트	-28.577	555.208	526.631
LCB3	전단력	-35.280	523.977	488.697
	모멘트	-31.752	496.439	464.687

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	42.336	224.640	540.000	-284.814	0.000	522.162
	모멘트	38.102	202.176	486.000	-222.117	0.000	504.162
LCB2	전단력	31.752	168.480	405.000	-131.474	0.000	473.758
	모멘트	28.577	151.632	364.500	-77.407	0.000	467.302
LCB3	전단력	35.280	187.200	450.000	-256.964	0.000	415.516
	모멘트	31.752	168.480	405.000	-206.408	0.000	398.824

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계산 (Coulomb)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °
 흙과 콘크리트의 마찰각(δ) : 11.667 °
 옹벽배면의 연직경사각(θ) : 6.538 °

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

$$= 0.297$$

$$K_{ah} = 0.297 \times \cos(11.667^\circ + 6.538^\circ) = 0.282$$

㉞ 지진시 주동토압계산 (Mononobe-Okabe)

옹벽배면의 수직에 대한 각 $\beta : = 6.538^\circ$
 흙과 옹벽사이의 마찰각 $\delta : = 0.000^\circ$ (단면검토시)
 $\Theta = \tan^{-1}(K_h/(1-k_v))$ 여기서 K_h 는 수평지진계수

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

$$= 0.347$$

$$K_{aeh} = 0.347 \times \cos(6.538^\circ) = 0.345$$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.282 \times 20.0 \times 5.200^2 = 76.388 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 5.200 / 3 = 1.733 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 76.388 \times 1.733 = 132.405 \text{ KN.m}$$

㉢ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.345 \times 20.0 \times 5.200^2 = 93.339 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 5.200 / 2 = 2.600 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 93.339 \times 2.600 = 242.681 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

$$q = 0.00 + 250.00 + 250.00 \text{ KN/m}^2$$

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Ph1 = Kah \times q \ell \times H = 0.282 \times 0.00 \times 5.200 = 0.000 \text{ KN/m (활하중)}$$

$$Ph2 = Kah \times qd \times H = 0.282 \times 250.00 \times 5.200 = 367.248 \text{ KN/m (고정하중)}$$

$$y = H / 2 = 2.600 \text{ m}$$

$$Mo1 = Ph1 \times y = 0.000 \text{ KN.m}$$

$$Mo2 = Ph2 \times y = 954.845 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Phe = Kaeh \times qd \times H = 0.345 \times 250.00 \times 5.200 = 448.744 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 2.600 \text{ m}$$

$$Moe = Phe \times y = 1166.734 \text{ KN.m}$$

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.270	24.5	6.625	0.055	0.364	1.733	0.632
C2	2.080	24.5	50.960	0.055	2.803	2.600	7.287
C3	1.550	24.5	37.965	0.055	2.088	1.733	3.619
합 계 (벽체 하부)			95.550		5.255		11.538

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	122.220	440.698	562.918
	모멘트	211.848	1145.814	1357.662
LCB2	전단력	93.339	403.870	502.464
	모멘트	242.681	1050.061	1304.280
LCB3	전단력	76.388	367.248	443.636
	모멘트	132.405	954.845	1087.250

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q_3+q_4)}{2} K_p L + \frac{(q_4+q_5)}{2} B \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$K_p = 4.204$ $\mu = 0.473$ (상 시)
 $K_{pe} = 4.090$ $\mu = 0.473$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구	분	활동저항력	마찰력	총계
LCB1	전단력	742.468	101.571	844.039
	모멘트	222.740	30.471	253.212
LCB2	전단력	579.085	66.486	645.571
	모멘트	173.726	19.946	193.671
LCB3	전단력	609.552	86.956	696.508
	모멘트	182.866	26.087	208.952

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)	583.197	464.687	609.980
뒷	굽 판 (B-B)	504.162	398.824	522.162
벽	체 하 부 (C-C)	1357.662	1087.250	562.918
활동	방지벽 (E-E)	253.212	208.952	844.039

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 583.197 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 609.980 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 800.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 680.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 4053.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00596 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.502 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.02698 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 899634200.000 \text{ N.mm} \\ &= 899.634 \text{ KN.m} \geq M_u = 583.197 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 34.807 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 2588.734 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 34.807 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00381 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00508 \\ \text{철근비검토 : } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 502.867 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 413.549 \text{ KN} \\ s &= 250.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 340.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 916.416 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 464.687 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (f_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ \rho &= A_s / (B \cdot D) = 0.00596 \\ k &= -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.250 \quad j = 0.917 \\ x &= k \cdot d = 170.108 \text{ mm} \end{aligned}$$

$f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 8.765 \text{ MPa}$
 $f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 183.918 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 183.918 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 159.43 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 107.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 159.43 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

2) 뒀 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 504.162 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 522.162 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 800.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 680.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 4053.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00596 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.502 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.02698 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 899634200.000 \text{ N.mm} \\ &= 899.634 \text{ KN.m} \geq M_u = 504.162 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 29.980 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 2229.785 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 29.980 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00328 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00437 \\ \text{철근비검토 : } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 502.867 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 413.549 \text{ KN} \\ s &= 250.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 340.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 916.416 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 398.824 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (f_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00596 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.250 \quad j = 0.917 \\ x &= k \cdot d = 170.108 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 7.523 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 157.850 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 157.850 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 230.14 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 107.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 230.14 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

3) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 1357.662 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 562.918 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 1100.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 980.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H32 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 6353.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00648 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 85.427 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.02457 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 2024749000.000 \text{ N.mm} \\ &= 2024.749 \text{ KN.m} \geq M_u = 1357.662 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 56.408 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 4195.356 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 56.408 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00428 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00571 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 724.720 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 724.720 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 1087.250 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00648 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.259 \quad j = 0.914 \\ x &= k \cdot d = 254.104 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 9.558 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 191.136 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 191.136 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 152.01 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 104.00 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 152.01 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 활 동 방 지 벽

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 253.212 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 844.039 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 1000.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 880.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 2026.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00230 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 27.251 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.07460 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 597029100.000 \text{ N.mm} \\ &= 597.029 \text{ KN.m} \geq M_u = 253.212 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 11.453 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 851.839 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 11.453 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00097 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00129 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 650.769 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 535.181 \text{ KN} \\ s &= 250.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 440.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 1185.949 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 208.952 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (f_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s/(B \cdot D) = 0.00230 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.164 \quad j = 0.945 \\ x &= k \cdot d = 144.468 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 3.477 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 123.935 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 123.935 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 366.66 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 107.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $250.00 \text{ mm} \leq 366.66 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 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

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.260 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 1146.000 mm²
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.287 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

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	0.434	0.783	0.K	1.879	1.500	0.K	337.135	450.330	0.K
지진시	0.753	1.567	0.K	1.654	1.200	0.K	425.352	606.670	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	583.20	899.63	0.K	609.98	916.42	0.K	159.4	125.0	0.K
뒷 굽 판	504.16	899.63	0.K	522.16	916.42	0.K	230.1	125.0	0.K
벽체 하부	1357.66	2024.75	0.K	562.92	724.72	0.K	152.0	125.0	0.K
활동방지벽	253.21	597.03	0.K	844.04	1185.95	0.K	366.7	250.0	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	H25 @ 125mm	120.0	4053.600	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800
뒷 굽 판	H25 @ 125mm	120.0	4053.600	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800
벽체 하부	H32 @ 125mm	120.0	6353.600	H13 x 4.000Leg	200.0	506.800
활동방지벽	H25 @ 250mm	120.0	2026.800	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800

▶ 과재하중 분포폭을 고려한 추가 안정검토
(남서피암터널구간_역T형(H=6.0m)_배면(수평))

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 : $H = 6.000 \text{ M}$
옹 벽 저 판 : $B = 4.700 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 형 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
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) : 1.000 m

2.3 사용토압

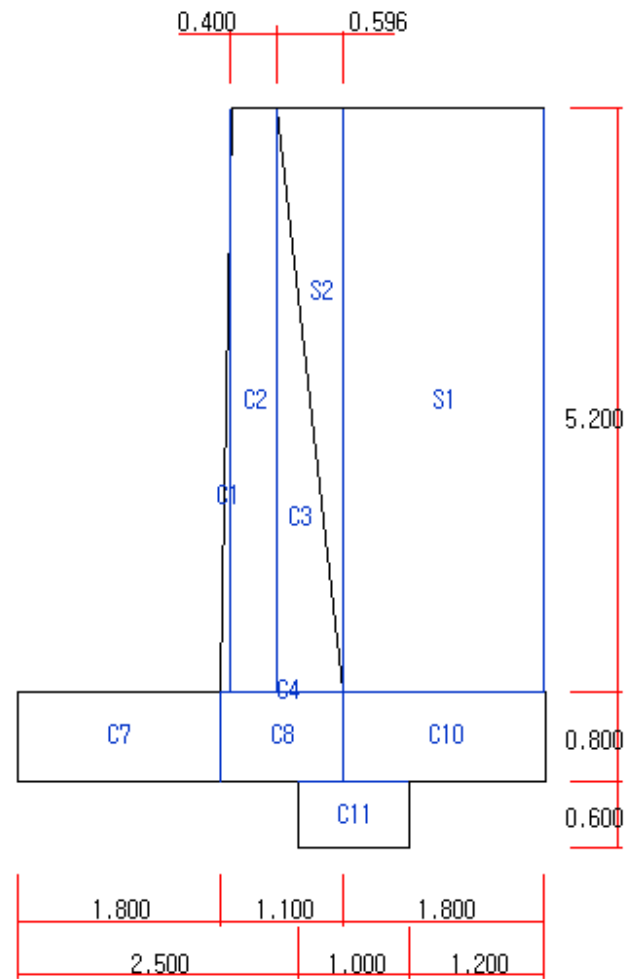
상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압
단면 검토시 - Coulomb 토압

지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압
단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q_l = 0.00 \text{ KN/m}^2$
과재 고정하중 : $q_d = 250.00 \text{ KN/m}^2$

2.5 검토단면



H = 6.000 M B = 4.700 M $\alpha = 0.000^\circ$
 < Fig.1 >

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	0.270	24.5	6.62	0.055	0.36	1.869	2.533	12.38	0.92
C2	2.080	24.5	50.96	0.055	2.80	2.104	3.400	107.22	9.53
C3	1.550	24.5	37.97	0.055	2.09	2.503	2.533	95.01	5.290
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.402	0.800	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.900	0.800	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.200	0.800	0.00	0.00
C7	1.440	24.5	35.28	0.055	1.94	0.900	0.400	31.75	0.78
C8	0.880	24.5	21.56	0.055	1.19	2.350	0.400	50.67	0.47
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	3.500	0.800	0.00	0.00
C10	1.440	24.5	35.28	0.055	1.94	3.800	0.400	134.06	0.78
C11	0.600	24.5	14.70	0.055	0.81	3.000	-0.300	44.10	-0.24
소계	8.260		202.37		11.13			475.20	17.53
S1	9.360	20.0	187.20	0.055	10.30	3.800	3.400	711.36	35.01
S2	1.550	20.0	30.99	0.055	1.70	2.701	4.267	83.72	7.27
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.900	0.800	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.800	0.800	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	4.100	0.800	0.00	0.00
소계	10.910		218.19		12.00			795.08	42.28
총계			420.56		23.13			1270.28	59.81

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

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

$$= 0.271$$

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

$$= 1/2 \times 0.271 \times 20.0 \times 6.000^2 \times \cos(0.000^\circ)$$

$$= 97.556 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 6.000 / 3$$

$$= 2.000 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 97.556 \times 2.000$$

$$= 195.113 \text{ KN.m}$$

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

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

$$= 0.301$$

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

$$= 1/2 \times 0.301 \times 20.0 \times 6.000^2$$

$$= 108.358 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 6.000 / 2$$

$$= 3.000 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 108.358 \times 3.000$$

$$= 325.074 \text{ KN.m}$$

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 0.00 + 250.00 = 250.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = K_a \times q \times H = 0.271 \times 250.00 \times 4.875 = 330.269 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 250 \times 9.800 / 13.583 \times 1.892 = 341.265 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 2.437 \text{ m}$$

$$\chi = 3.754 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = 805.031 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_v \times \chi = 1281.108 \text{ KN.m}$$

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

$$q_d = 250.000 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{he} = K_{ae} \times q \times H = 0.301 \times 250.00 \times 4.875 = 366.844 \text{ KN/m}$$

$$P_{ve} = 250 \times 9.800 / 13.583 \times 1.892 = 341.265 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 2.437 \text{ m}$$

$$\chi = 3.754 \text{ m}$$

$$M_{oe} = P_{he} \times y = 894.182 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = P_{ve} \times \chi = 1281.108 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	202.370	0.000	475.200	0.000
재하토사 자중	218.192	0.000	795.080	0.000
토 압	0.000	97.556	0.000	195.113
과 재 하 중	341.265	330.269	1281.108	805.031
Σ	761.827	427.825	2551.388	1000.144

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	202.370	11.130	475.200	17.526
재하토사 자중	218.192	12.001	795.080	42.279
토 압	0.000	108.358	0.000	325.074
과 재 하 중	341.265	366.844	1281.108	894.182
Σ	761.827	498.333	2551.388	1279.061

—

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 761.827 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 2551.388 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 1000.144 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 4.700 / 2 - (2551.388 - 1000.144) / 761.827 \\ &= 0.314 \text{ m} \leq B/6 = 0.783 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.314 \text{ m} \leq B/6 = 0.783 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 2551.388 / 1000.144 \\ &= 2.551 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 761.827 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 2551.388 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 1279.061 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 4.700 / 2 - (2551.388 - 1279.061) / 761.827 \\ &= 0.680 \text{ m} \leq B/6 = 0.783 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.680 \text{ m} \leq B/3 = 1.567 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지의 조건

지지지의 내부마찰각 : 38.000°
지지지의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
지지지의 점착력 : 0.0 KN/m^2
성토지의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_a = 450.330 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 227.020 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 97.161 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 227.020 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_{ae} = 606.670 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 302.779 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 21.403 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 302.779 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 761.827 \text{ KN}$$
$$\sum H = 427.825 \text{ KN}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 453.022 + 122.430 + 137.045 \\
 &= 712.497 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.600 \text{ m}$
 $A_e = 4.072 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 712.497 / 427.825 \\
 &= 1.665 \geq 1.5 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}
 \sum V &= 761.827 \text{ KN} \\
 \sum H &= 498.333 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 408.858 + 132.896 + 100.144 \\
 &= 641.898 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

-

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.600 \text{ m}$
 $A_e = 3.340 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 641.898 / 498.333 \\
 &= 1.288 \geq 1.2 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

▶ 남서피암터널구간_역T형(H=7.0m)_배면(수평)

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 : $B = 5.300 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
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) : 1.000 m

2.3 사용토압

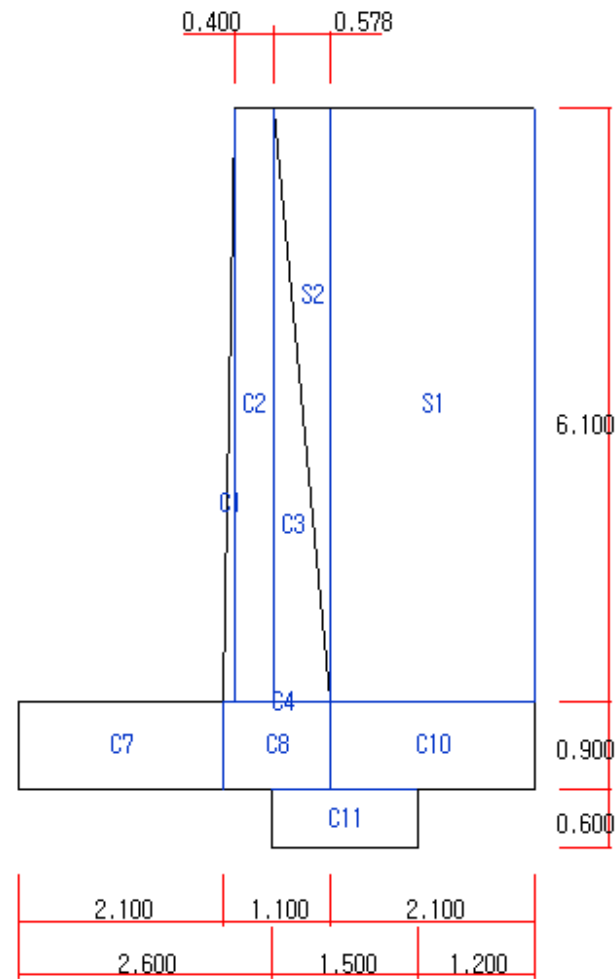
상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압
단면 검토시 - Coulomb 토압

지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압
단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q_l = 0.00 \text{ KN/m}^2$
과재고정하중 : $q_d = 250.00 \text{ KN/m}^2$

2.5 검토단면



H = 7.000 M B = 5.300 M $\alpha = 0.000^\circ$
 < Fig.1 >

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	0.372	24.5	9.12	0.055	0.50	2.181	2.933	19.89	1.47
C2	2.440	24.5	59.78	0.055	3.29	2.422	3.950	144.79	12.99
C3	1.763	24.5	43.19	0.055	2.38	2.815	2.933	121.57	6.968
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.711	0.900	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	3.200	0.900	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.400	0.900	0.00	0.00
C7	1.890	24.5	46.31	0.055	2.55	1.050	0.450	48.62	1.15
C8	0.990	24.5	24.26	0.055	1.33	2.650	0.450	64.28	0.60
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	3.900	0.900	0.00	0.00
C10	1.890	24.5	46.31	0.055	2.55	4.250	0.450	196.80	1.15
C11	0.900	24.5	22.05	0.055	1.21	3.350	-0.300	73.87	-0.36
소계	10.245		251.00		13.81			669.80	23.95
S1	12.810	20.0	256.20	0.055	14.09	4.250	3.950	1088.85	55.66
S2	1.763	20.0	35.26	0.055	1.94	3.007	4.967	106.03	9.63
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.200	0.900	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	4.250	0.900	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	4.600	0.900	0.00	0.00
소계	14.573		291.46		16.03			1194.88	65.29
총계			542.46		29.84			1864.68	89.25

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

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

$$= 0.271$$

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

$$= 1/2 \times 0.271 \times 20.0 \times 7.000^2 \times \cos(0.000^\circ)$$

$$= 132.785 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 7.000 / 3$$

$$= 2.333 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 132.785 \times 2.333$$

$$= 309.832 \text{ KN.m}$$

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

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

$$= 0.301$$

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

$$= 1/2 \times 0.301 \times 20.0 \times 7.000^2$$

$$= 147.487 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 7.000 / 2$$

$$= 3.500 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 147.487 \times 3.500$$

$$= 516.205 \text{ KN.m}$$

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 0.00 + 250.00 = 250.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = K_a \times q \times H = 0.271 \times 250.00 \times 7.000 = 474.233 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 669.500 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 3.500 \text{ m}$$

$$\chi = 3.961 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = 1659.814 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_v \times \chi = 2651.889 \text{ KN.m}$$

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

$$q_d = 250.000 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{he} = K_{ae} \times q \times H = 0.301 \times 250.00 \times 7.000 = 526.740 \text{ KN/m}$$

$$P_{ve} = 669.500 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 3.500 \text{ m}$$

$$\chi = 3.961 \text{ m}$$

$$M_{oe} = P_{he} \times y = 1843.590 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = P_{ve} \times \chi = 2651.889 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	251.003	0.000	669.801	0.000
재하토사 자중	291.458	0.000	1194.883	0.000
토 압	0.000	132.785	0.000	309.832
과 재 하 중	669.500	474.233	2651.889	1659.814
Σ	1211.960	607.018	4516.573	1969.646

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr (KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	251.003	13.805	669.801	23.955
재하토사 자중	291.458	16.030	1194.883	65.291
토 압	0.000	147.487	0.000	516.205
과 재 하 중	669.500	526.740	2651.889	1843.590
Σ	1211.960	704.062	4516.573	2449.040

—

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 1211.960 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 4516.573 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 1969.646 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 5.300 / 2 - (4516.573 - 1969.646) / 1211.960 \\ &= 0.549 \text{ m} \leq B/6 = 0.883 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.549 \text{ m} \leq B/6 = 0.883 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 4516.573 / 1969.646 \\ &= 2.293 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 1211.960 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 4516.573 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 2449.040 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 5.300 / 2 - (4516.573 - 2449.040) / 1211.960 \\ &= 0.944 \text{ m} > B/6 = 0.883 \text{ m} \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.944 \text{ m} \leq B/3 = 1.767 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

지지지반의 내부마찰각 : 38.000°
지지지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
지지지반의 점착력 : 0.0 KN/m^2
성토지반의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_a = 441.950 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 370.666 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 86.678 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 370.666 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_{ae} = 615.330 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

$$q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 473.623 \text{ KN/m}^2$$

여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 5.118 \text{ m}$

$$q_{\max} = 473.623 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi B = (2/3)\Phi$ 이므로
마찰계수 $\mu = \tan(\Phi B) = 0.473$
점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 1211.960 \text{ KN}$$
$$\sum H = 607.018 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 669.168 + 211.317 + 203.253 \\
 &= 1083.738 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.600 \text{ m}$
 $A_e = 4.203 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 1083.738 / 607.018 \\
 &= 1.785 \geq 1.5 \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}
 \sum V &= 1211.960 \text{ KN} \\
 \sum H &= 704.062 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 715.668 + 259.892 + 138.869 \\
 &= 1114.430 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.600 \text{ m}$
 $A_e = 3.412 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 1114.430 / 704.062 \\
 &= 1.583 \geq 1.2 \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2D+1.6L+1.6H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 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 (1.2D+1.6L+1.6H)

$$\begin{aligned}\sum V &= 1454.353 \text{ KN} \\ \sum Mr &= 5419.888 \text{ KN.m} \\ \sum Mo &= 2487.508 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 5.300 / 2 - (5419.888 - 2487.508) / 1454.353 \\ &= 0.634 \text{ m} \leq B/6 \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_1 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 471.271 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 77.542 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 1090.764 \text{ KN} \\ \sum Mr &= 4064.916 \text{ KN.m} \\ \sum Mo &= 2264.681 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum Mr - \sum Mo) / \sum V \\ &= 5.300 / 2 - (4064.916 - 2264.681) / 1090.764 \\ &= 1.000 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{\max} &= (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 440.597 \text{ KN/m}^2 \\ \text{여기서 } x &= 3 (B/2 - e) = 4.951 \text{ m} \quad (\text{지반반력 작용폭})\end{aligned}$$

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(3) LCB 3 : 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	-55.566	825.862	770.296
	모멘트	-58.344	924.487	866.143
LCB2	전단력	-41.675	729.039	687.365
	모멘트	-43.758	834.166	790.408
LCB3	전단력	-46.305	660.248	613.943
	모멘트	-48.620	734.613	685.993

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	55.566	307.440	630.000	-326.644	0.000	666.362
	모멘트	58.344	322.812	661.500	-285.644	0.000	757.013
LCB2	전단력	41.675	230.580	472.500	-136.463	0.000	608.292
	모멘트	43.758	242.109	496.125	-79.663	0.000	702.330
LCB3	전단력	46.305	256.200	525.000	-300.173	0.000	527.332
	모멘트	48.620	269.010	551.250	-273.830	0.000	595.051

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계산 (Coulomb)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °
 흙과 콘크리트의 마찰각(δ) : 11.667 °
 옹벽배면의 연직경사각(θ) : 5.413 °

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

$$= 0.289$$

$$K_{ah} = 0.289 \times \cos(11.667^\circ + 5.413^\circ) = 0.276$$

㉞ 지진시 주동토압계산 (Mononobe-Okabe)

옹벽배면의 수직에 대한 각 $\beta : = 5.413^\circ$
 흙과 옹벽사이의 마찰각 $\delta : = 0.000^\circ$ (단면검토시)
 $\Theta = \tan^{-1}(K_h/(1-k_v))$ 여기서 K_h 는 수평지진계수

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

$$= 0.339$$

$$K_{aeh} = 0.339 \times \cos(5.413^\circ) = 0.338$$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.276 \times 20.0 \times 6.100^2 = 102.768 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 6.100 / 3 = 2.033 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 102.768 \times 2.033 = 208.962 \text{ KN.m}$$

㉡ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 0.338 \times 20.0 \times 6.100^2 = 125.598 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 6.100 / 2 = 3.050 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 125.598 \times 3.050 = 383.074 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

$$q = 0.00 + 250.00 + 250.00 \text{ KN/m}^2$$

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Ph1 = Kah \times q \ell \times H = 0.276 \times 0.00 \times 6.100 = 0.000 \text{ KN/m (활하중)}$$

$$Ph2 = Kah \times qd \times H = 0.276 \times 250.00 \times 6.100 = 421.182 \text{ KN/m (고정하중)}$$

$$y = H / 2 = 3.050 \text{ m}$$

$$Mo1 = Ph1 \times y = 0.000 \text{ KN.m}$$

$$Mo2 = Ph2 \times y = 1284.605 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$Phe = Kaeh \times qd \times H = 0.338 \times 250.00 \times 6.100 = 514.745 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 3.050 \text{ m}$$

$$Moe = Phe \times y = 1569.973 \text{ KN.m}$$

(4) 지진시 벽체의 관성력에 의한 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	A	γ	W	Kh	H	y	M
C1	0.372	24.5	9.116	0.055	0.501	2.033	1.020
C2	2.440	24.5	59.780	0.055	3.288	3.050	10.028
C3	1.763	24.5	43.191	0.055	2.376	2.033	4.830
합 계 (벽체 하부)			112.088		6.165		15.878

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	164.429	505.418	669.848
	모멘트	334.340	1541.526	1875.866
LCB2	전단력	125.598	463.271	588.869
	모멘트	383.074	1412.976	1796.050
LCB3	전단력	102.768	421.182	523.950
	모멘트	208.962	1284.605	1493.567

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q_3+q_4)}{2} K_p L + \frac{(q_4+q_5)}{2} B \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$K_p = 4.204$ $\mu = 0.473$ (상 시)
 $K_{pe} = 4.090$ $\mu = 0.473$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구	분	활동저항력	마찰력	총계
LCB1	전단력	820.228	157.933	978.160
	모멘트	246.068	47.380	293.448
LCB2	전단력	651.794	101.187	752.981
	모멘트	195.538	30.356	225.894
LCB3	전단력	669.168	135.748	804.916
	모멘트	200.750	40.725	241.475

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)	866.143	685.993	770.296
뒷	굽 판 (B-B)	757.013	595.051	666.362
벽	체 하 부 (C-C)	1875.866	1493.567	669.848
활동	방지벽 (E-E)	293.448	241.475	978.160

4.5 단 면 검 토

1) 앞 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 866.143 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 770.296 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 780.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H29 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 5139.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00659 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 69.098 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.02413 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 1302547000.000 \text{ N.mm} \\ &= 1302.547 \text{ KN.m} \geq M_u = 866.143 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 45.224 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 3363.506 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 45.224 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00431 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00575 \\ \text{철근비검토 : } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 576.818 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 474.365 \text{ KN} \\ s &= 250.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 390.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 1051.182 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 685.993 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (f_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ \rho &= A_s / (B \cdot D) = 0.00659 \\ k &= -n\rho + \sqrt{((n\rho)^2 + 2n\rho)} = 0.261 \quad j = 0.913 \\ x &= k \cdot d = 203.638 \text{ mm} \end{aligned}$$

$f_c = 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 9.461 \text{ MPa}$
 $f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 187.444 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 187.444 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 156.38 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 105.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 156.38 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

2) 뒀 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 757.013 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 666.362 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 780.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H29 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 5139.200 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00659 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 69.098 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.02413 \geq 0.004 \quad \therefore 0.K \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 1302547000.000 \text{ N.mm} \\ &= 1302.547 \text{ KN.m} \geq M_u = 757.013 \text{ KN.m} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 39.374 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 2928.409 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 39.374 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 } 0.K \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00375 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00501 \\ \text{철근비검토 : } P_{min} &\leq P \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 576.818 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 474.365 \text{ KN} \\ s &= 250.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 390.0 \text{ mm} \quad \therefore 0.K \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 1051.182 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore 0.K$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 595.051 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00659 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.261 \quad j = 0.913 \\ x &= k \cdot d = 203.638 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 8.207 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 162.594 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 162.594 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 220.58 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 105.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $125.00 \text{ mm} \leq 220.58 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

3) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 1875.866 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 669.848 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 1100.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 930.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 170.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H29 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &+ H29 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 220 \text{ mm}) \\ &= 10278.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.01105 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 138.197 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.01404 \geq 0.004 \dots \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 3008555000.000 \text{ N.mm} \\ &= 3008.555 \text{ KN.m} \geq M_u = 1875.866 \text{ KN.m} \dots \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 83.515 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 6211.425 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 83.515 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00668 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00891 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \dots \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 687.744 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 687.744 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 1493.567 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s/(B \cdot D) = 0.01105 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.324 \quad j = 0.892 \\ x &= k \cdot d = 300.880 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 11.966 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 175.136 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 189.055 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 152.80 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 105.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 152.80 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 활 동 방 지 벽

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 293.448 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 978.160 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 1500.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 1380.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H22 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1548.400 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00112 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 20.819 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.15629 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 721029200.000 \text{ N.mm} \\ &= 721.029 \text{ KN.m} \geq M_u = 293.448 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 8.435 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 627.339 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 8.435 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00045 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00061 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 1020.524 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 1020.524 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 241.475 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s/(B \cdot D) = 0.00112 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.118 \quad j = 0.961 \\ x &= k \cdot d = 162.460 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.242 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 117.624 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 117.624 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 397.01 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 109.00 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 250.00 \text{ mm} \leq 397.01 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 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

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.260 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 1146.000 mm²
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.255 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

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	0.549	0.883	0.K	1.785	1.500	0.K	370.666	441.950	0.K
지진시	0.944	1.767	0.K	1.583	1.200	0.K	473.623	615.330	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	866.14	1302.55	0.K	770.30	1051.18	0.K	156.4	125.0	0.K
뒷 굽 판	757.01	1302.55	0.K	666.36	1051.18	0.K	220.6	125.0	0.K
벽체 하부	1875.87	3008.55	0.K	669.85	687.74	0.K	152.8	125.0	0.K
활동방지벽	293.45	721.03	0.K	978.16	1020.52	0.K	397.0	250.0	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	H29 @ 125mm	120.0	5139.200	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800
뒷 굽 판	H29 @ 125mm	120.0	5139.200	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800
벽체 하부	H29 @ 125mm +H29 @ 125mm	120.0 220.0	10278.400	H13 x 4.000Leg	200.0	506.800
활동방지벽	H22 @ 250mm	120.0	1548.400	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800

▶ 과재하중 분포폭을 고려한 추가 안정검토
(남서피암터널구간_역T형(H=7.0m)_배면(수평))

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 저 판 : $B = 5.300 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 형 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
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) : 1.000 m

2.3 사용토압

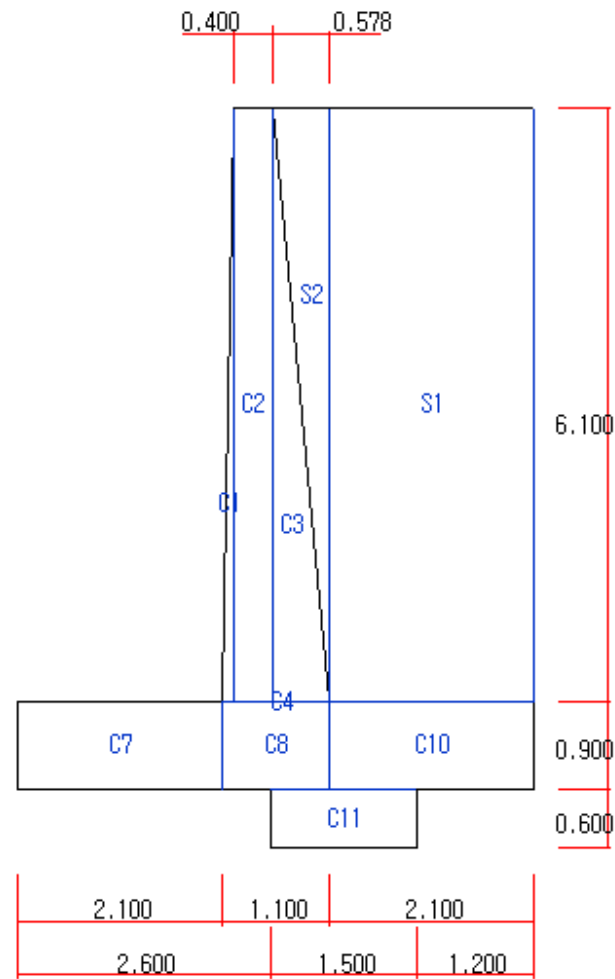
상 시 : 안정 검토시 - Rankine 토압
단면 검토시 - Coulomb 토압

지진시 : 안정 검토시 - Mononobe-Okabe 토압
단면 검토시 - Mononobe-Okabe 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q_l = 0.00 \text{ KN/m}^2$
과재 고정하중 : $q_d = 250.00 \text{ KN/m}^2$

2.5 검토단면



H = 7.000 M B = 5.300 M $\alpha = 0.000^\circ$
 < Fig.1 >

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	0.372	24.5	9.12	0.055	0.50	2.181	2.933	19.89	1.47
C2	2.440	24.5	59.78	0.055	3.29	2.422	3.950	144.79	12.99
C3	1.763	24.5	43.19	0.055	2.38	2.815	2.933	121.57	6.968
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.711	0.900	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	3.200	0.900	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.400	0.900	0.00	0.00
C7	1.890	24.5	46.31	0.055	2.55	1.050	0.450	48.62	1.15
C8	0.990	24.5	24.26	0.055	1.33	2.650	0.450	64.28	0.60
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	3.900	0.900	0.00	0.00
C10	1.890	24.5	46.31	0.055	2.55	4.250	0.450	196.80	1.15
C11	0.900	24.5	22.05	0.055	1.21	3.350	-0.300	73.87	-0.36
소계	10.245		251.00		13.81			669.80	23.95
S1	12.810	20.0	256.20	0.055	14.09	4.250	3.950	1088.85	55.66
S2	1.763	20.0	35.26	0.055	1.94	3.007	4.967	106.03	9.63
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.200	0.900	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	4.250	0.900	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	4.600	0.900	0.00	0.00
소계	14.573		291.46		16.03			1194.88	65.29
총계			542.46		29.84			1864.68	89.25

2) 토압계산

① 상시 주동토압계산 (Rankine)

뒷채움흙의 내부마찰각(Φ) : 35.000 °

뒷채움흙의 경사각(α) : 0.000 °

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

$$= 0.271$$

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

$$= 1/2 \times 0.271 \times 20.0 \times 7.000^2 \times \cos(0.000^\circ)$$

$$= 132.785 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 7.000 / 3$$

$$= 2.333 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \times y = 132.785 \times 2.333$$

$$= 309.832 \text{ KN.m}$$

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

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

$$= 0.301$$

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

$$= 1/2 \times 0.301 \times 20.0 \times 7.000^2$$

$$= 147.487 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 7.000 / 2$$

$$= 3.500 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ae} \times y = 147.487 \times 3.500$$

$$= 516.205 \text{ KN.m}$$

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 0.00 + 250.00 = 250.00 \text{ KN/m}^2$$

$$P_h = K_a \times q \times H = 0.271 \times 250.00 \times 5.875 = 398.017 \text{ KN/m}$$

$$P_v = 250 \times 9.800 / 14.218 \times 2.209 = 380.648 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 2.937 \text{ m}$$

$$\chi = 4.196 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = 1169.174 \text{ KN.m}$$

$$M_r = P_v \times \chi = 1597.198 \text{ KN.m}$$

② 지진시 과재하중(고정하중만 고려)

$$q_d = 250.000 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{he} = K_{ae} \times q \times H = 0.301 \times 250.00 \times 5.875 = 442.094 \text{ KN/m}$$

$$P_{ve} = 250 \times 9.800 / 14.218 \times 2.209 = 380.648 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 2 = 2.937 \text{ m}$$

$$\chi = 4.196 \text{ m}$$

$$M_{oe} = P_{he} \times y = 1298.650 \text{ KN.m}$$

$$M_{re} = P_{ve} \times \chi = 1597.198 \text{ KN.m}$$

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	251.003	0.000	669.801	0.000
재하토사 자중	291.458	0.000	1194.883	0.000
토 압	0.000	132.785	0.000	309.832
과 재 하 중	380.648	398.017	1597.198	1169.174
Σ	923.109	530.802	3461.882	1479.006

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	251.003	13.805	669.801	23.955
재하토사 자중	291.458	16.030	1194.883	65.291
토 압	0.000	147.487	0.000	516.205
과 재 하 중	380.648	442.094	1597.198	1298.650
Σ	923.109	619.416	3461.882	1904.101

—

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 923.109 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 3461.882 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 1479.006 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 5.300 / 2 - (3461.882 - 1479.006) / 923.109 \\ &= 0.502 \text{ m} \leq B/6 = 0.883 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.502 \text{ m} \leq B/6 = 0.883 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 3461.882 / 1479.006 \\ &= 2.341 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 923.109 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 3461.882 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 1904.101 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 5.300 / 2 - (3461.882 - 1904.101) / 923.109 \\ &= 0.962 \text{ m} > B/6 = 0.883 \text{ m} \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.962 \text{ m} \leq B/3 = 1.767 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지의 조건

지지지의 내부마찰각 : 38.000°
지지지의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
지지지의 점착력 : 0.0 KN/m^2
성토지의 단위 중량 : 20.0 KN/m^3
기초의 유효 근입깊이 : 1.000 m

2) 상시 안정검토

① 지지지의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_a = 441.950 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$Q_1 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 273.145 \text{ KN/m}^2$$
$$Q_2 = \sum V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 75.198 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = 273.145 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지의 허용지지력

지반의 허용지지력 $q_{ae} = 615.330 \text{ KN/m}^2$

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

$$q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 364.677 \text{ KN/m}^2$$

여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 5.063 \text{ m}$

$$q_{\max} = 364.677 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\sum V = 923.109 \text{ KN}$$
$$\sum H = 530.802 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 499.030 + 215.126 + 158.042 \\
 &= 872.198 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.600 \text{ m}$
 $A_e = 4.296 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 872.198 / 530.802 \\
 &= 1.643 \geq 1.5 \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}
 \sum V &= 923.109 \text{ KN} \\
 \sum H &= 619.416 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\
 &= 0.000 + 547.335 + 274.416 + 3.233 \\
 &= 824.983 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.600 \text{ m}$
 $A_e = 3.375 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

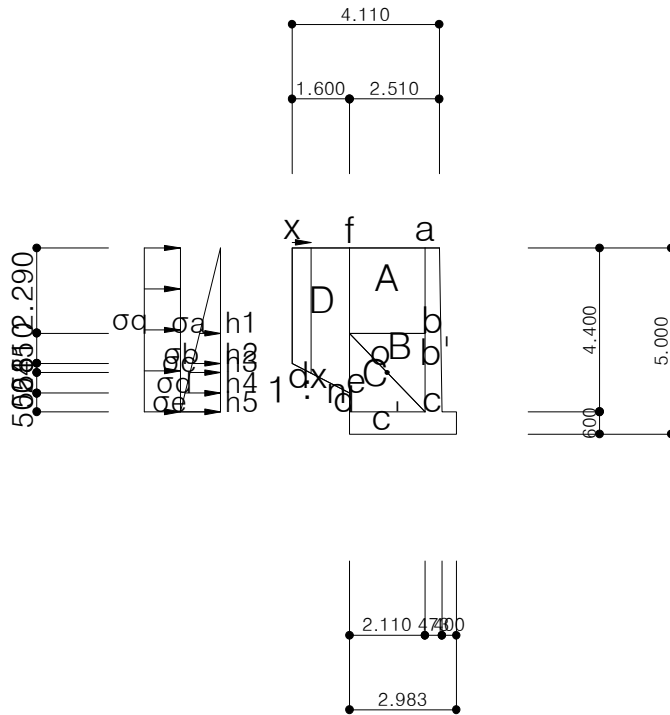
▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \sum H_r / \sum H = 824.983 / 619.416 \\
 &= 1.332 \geq 1.2 \quad \therefore O.K
 \end{aligned}$$

1. 남서피암터널1구간 옹벽종점부 마감벽 설계

1) 옹벽(H=5.0m) 마감벽

(1) 단면력 산정



$$U = 1.600 \cdot H + 1.600 \cdot L$$

$$\text{정지토압계수 } K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$$

① 단면 D

- 상재하중에 의한 단면력

위치에 따른 날개벽 높이

$$h(x) = h_1 + x/n \quad n : \text{날개벽 경사 (1 : 2.000)}$$

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

작용 단면력

$$\begin{aligned} V_I &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (3.100 \times 1.600 + 1.600^2 / (2 \times 2.000)) \\ &= 23.856 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_I &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((3.100 \times 1.600^2) / 2 + 1.600^3 / (6 \times 2.000)) \\ &= 18.358 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

위치에 따른 작용토압

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

작용단면력

$$\begin{aligned} V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1 + x/n)^2 dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h_1^2 \cdot L + (h_1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (3.100^2 \times 1.600 + (3.100 \times 1.600^2) / 2.000 \\ &\quad + 1.600^3 / (3 \times 2.000^2)) \\ &= 83.860 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)^2 dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1^2 \cdot L^2)/2 + (h_1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/(12n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((3.100^2 \times 1.600^2) / 2 \\ &\quad + (3.100 \times 1.600^3) / (3 \times 2.000) + 1.600^4 / (12 \times 2.000^2)) \\ &= 61.998 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 극한 단면력

$$\begin{aligned} V_d &= 1.600 \cdot V_h + 1.600 \cdot V_l \\ &= 1.600 \times 83.860 + 1.600 \times 23.856 = 172.345 \text{ kN} \\ M_d &= 1.600 \cdot M_h + 1.600 \cdot M_l \\ &= 1.600 \times 61.998 + 1.600 \times 18.358 = 128.570 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

e - f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$\begin{aligned} V_u &= 172.345 / 3.900 = 44.191 \text{ kN} \\ M_u &= 128.570 / 3.900 = 32.967 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 단면 A

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_a &= K_o \times \gamma_t \times h_1 = 0.426 \times 20.000 \times 2.290 = 19.511 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= (1.600 \times \frac{1}{2} \cdot q_a \cdot h_1 + 1.600 \times q_q \cdot h_1) \\ &= (1.600 \times \frac{1}{2} \times 19.511 \times 2.290 + 1.600 \times 4.260 \times 2.290) \\ &= 51.352 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

* D구간 추가 부분 산정시 공제 부분

- 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_l &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2/(2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.810 \times 1.600 + 1.600^2 / (2 \times 2.000)) \\ &= 8.247 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.810 \times 1.600^2)/2 + 1.600^3 / (6 \times 2.000)) \\ &= 5.871 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1' + h_2') \cdot (h_2' - h_1') \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2)) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.810 \times 1.600^2)/2.000 + 1.600^3/(3 \times 2.000^2)) \\
 &= 10.343 \text{ kN} \\
 M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(2h_1/n \cdot x + x^2/n)dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (L^4/12n + h_1/3n \cdot L^3) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (1.600^4/(12 \times 2.000) + 0.810/(3 \times 2.000) \times 1.600^3) \\
 &= 6.515 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- 토피에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 V_{h'} &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2/(2n)) \\
 &= 0.426 \times (2.290 \times 20.000) \times (0.810 \times 1.600 + 1.600^2/(2 \times 2.000)) \\
 &= 37.773 \text{ kN} \\
 M_{h'} &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\
 &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n)) \\
 &= 0.426 \times (2.290 \times 20.000) \times ((0.810 \times 1.600^2)/2 + 1.600^3/(6 \times 2.000)) \\
 &= 26.888 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_d' &= 1.600 \times 8.247 + 1.600 \times (10.343 + 37.773) = 90.181 \text{ kN} \\
 M_d' &= 1.600 \times 5.871 + 1.600 \times (6.515 + 26.888) = 62.839 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_a &= (V_d - V_d') + P_a \times L \\
 &= (172.345 - 90.181) + 51.352 \times 2.111 \\
 &= 190.569 \text{ kN} \\
 M_a &= (M_d - M_d') + (S_d - S_d') \times L + 1/2 \cdot P_a \cdot L^2 \\
 &= (128.570 - 62.839) + (172.345 - 90.181) \times 2.111 + 1/2 \times 51.352 \times 2.111^2 \\
 &= 353.601 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$\begin{aligned}
 V_u &= 190.569 / 2.290 = 83.218 \text{ kN} \\
 M_u &= 353.601 / 2.290 = 154.411 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

③ 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned}
 q_q &= K_o \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260 \text{ kN/m}^2 \\
 q_a &= K_o \times \gamma_t \times h_1 = 0.426 \times 20.000 \times 2.290 = 19.511 \text{ kN/m}^2 \\
 q_c &= K_o \times \gamma_t \times h_3 = 0.426 \times 20.000 \times 3.345 = 28.499 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 1.600 \times 19.511 + 1.600 \times 4.260 \\
 &= 38.033 \text{ kN/m}^2 \\
 P_2 &= 1.600 \times 28.499 + 1.600 \times 4.260 \\
 &= 52.415 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

★ D구간 단면력 추가 부분

– 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_I &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.810 \times 1.600 + 1.600^2 / (2 \times 2.000)) \\ &= 8.247 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_I &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.810 \times 1.600^2) / 2 + 1.600^3 / (6 \times 2.000)) \\ &= 5.871 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– 토압에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1' + h_2') \cdot (h_2' - h_1') \cdot dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1 \cdot L^2) / n + L^3 / (3n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.810 \times 1.600^2) / 2.000 + 1.600^3 / (3 \times 2.000^2)) \\ &= 10.343 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(2h_1/n \cdot x + x^2 / n)dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (L^4 / 12n + h_1/3n \cdot L^3) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (1.600^4 / (12 \times 2.000) + 0.810 / (3 \times 2.000) \times 1.600^3) \\ &= 6.515 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– 토피에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_{h'} &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times (2.290 \times 20.000) \times (0.810 \times 1.600 + 1.600^2 / (2 \times 2.000)) \\ &= 37.773 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{h'} &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times (2.290 \times 20.000) \times ((0.810 \times 1.600^2) / 2 + 1.600^3 / (6 \times 2.000)) \\ &= 26.888 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_d' = 1.600 \times 8.247 + 1.600 \times (10.343 + 37.773) = 90.181 \text{ kN}$$

$$M_d' = 1.600 \times 5.871 + 1.600 \times (6.515 + 26.888) = 62.839 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} V_b &= V_d' + P_1 \times L = 90.181 + 38.033 \times 2.110 \\ &= 170.431 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b &= M_d' + V_d' \times L + 1/2 \cdot P_1 \cdot L^2 \\ &= 62.839 + (90.181 \times 2.110) + 1/2 \times 38.033 \times 2.110^2 \\ &= 337.784 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b'} &= V_d' + P_2 \times L = 90.181 + 52.415 \times 1.055 \\ &= 145.479 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{b'} &= M_d' + V_d' \times L + 1/2 \cdot P_2 \cdot L^2 \\ &= 62.839 + (90.181 \times 2.110) + 1/2 \times 52.415 \times 1.055^2 \\ &= 282.290 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 170.431 \text{ kN}$$

$$M_u = 337.784 \text{ kN.m}$$

④ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_a &= K_o \times \gamma_t \times h_1 &= 0.426 \times 20.000 \times 2.290 &= 19.511 \text{ kN/m}^2 \\ q_c &= K_o \times \gamma_t \times h_3 &= 0.426 \times 20.000 \times 3.345 &= 28.499 \text{ kN/m}^2 \\ q_e &= K_o \times \gamma_t \times h_5 &= 0.426 \times 20.000 \times 4.400 &= 37.488 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 1.600 \times 19.511 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 38.033 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1.600 \times 28.499 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 52.415 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= 1.600 \times 37.488 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 66.797 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= (P_1 + P_3) / 2 \times L &= (38.033 + 66.797) / 2 \times 2.110 \\ &= 110.596 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_d &= 1/6 \times (2P_1 + P_3) \times L^2 &= 1/6 \times (2 \times 38.033 + 66.797) \times 2.110^2 \\ &= 106.007 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c'} &= (P_2 + P_3) / 2 \times L &= (52.415 + 66.797) / 2 \times 1.055 \\ &= 62.884 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{c'} &= 1/6 \times (2P_2 + P_3) \times L^2 &= 1/6 \times (2 \times 52.415 + 66.797) \times 1.055^2 \\ &= 31.838 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 110.596 \text{ kN}$$

$$M_u = 106.007 \text{ kN.m}$$

⑤ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	32.967	154.411	337.784	106.007
전단력(kN)	44.191	83.218	170.431	110.596

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	20.604	96.507	211.115	66.254
전단력(kN)	27.619	52.011	106.519	69.122

(2) 철근량 검토

① D(T=500 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.80, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	380.00	120.00	32.97	44.19

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 400.00 = 635520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 21.362 \text{ mm, } c = 21.362 / \beta_1 = 21.362 / 0.80 = 26.669 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (380.00 - 26.669) / 26.669 = 0.03975$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 256.322 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 6.198]

$$1\text{단} : \text{H16} - 8.0 \text{ EA} (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \rho_{\min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00418$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}} \geq \rho_{\min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 21.362 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 400 \times (380.00 - a/2) = 199.503 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 32.967 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K} [\text{안전률 } 6.052]$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 380.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 380.00 = 281.014 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 44.191 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 500.0 \times 1000.0 = 750.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 500.0 \times 1000.0 = 1000.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H13 - CTC 125 = 1013.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1013.6 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

② A(T=500 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	380.00	120.00	154.41	83.22

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 400.00 = 635520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 21.362 \text{ mm, } c = 21.362 / \beta_1 = 21.362 / 0.80 = 26.669 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (380.00 - 26.669) / 26.669 = 0.03975$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1221.527 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm) , [사용률 = 1.301]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi_f (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00418$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 21.362 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 400 \times (380.00 - a/2) = 199.503 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 154.411 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.292]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 380.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 380.00 = 281.014 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 83.218 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 500.0 \times 1000.0 = 750.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 500.0 \times 1000.0 = 1000.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H13 - CTC 125 = 1013.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1013.6 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

③ B(T=500 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	380.00	120.00	337.78	170.43

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 400.00 = 1621440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 54.502 \text{ mm, } c = 54.502 / \beta_1 = 54.502 / 0.80 = 68.043 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (380.00 - 68.043) / 68.043 = 0.01375$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2748.029 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4053.6 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm) , [사용률 = 1.475]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.01067$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 54.502 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 400 \times (380.00 - a/2) = 486.167 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 337.784 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.439]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 380.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 380.00 = 281.014 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 170.431 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 125

$$H16 - CTC 125 = 3177.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 500.0 \times 1000.0 = 750.000 \text{ mm}^2 < 3177.600 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 125

$$H16 - CTC 125 = 3177.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 500.0 \times 1000.0 = 1000.000 \text{ mm}^2 < 3177.600 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H16 - CTC 125 = 1588.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1588.8 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

④ C(T=500 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	500.00	380.00	120.00	106.01	110.60

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 400.00 = 635520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 21.362 \text{ mm, } c = 21.362 / \beta_1 = 21.362 / 0.80 = 26.669 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (380.00 - 26.669) / 26.669 = 0.03975$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 832.756 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm) , [사용률 = 1.908]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00418$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 21.362 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 400 \times (380.00 - a/2) = 199.503 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 106.007 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.882]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 380.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 380.00 = 281.014 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 110.596 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H25 - CTC 125

$$H25 - CTC 125 = 8107.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 500.0 \times 1000.0 = 750.000 \text{ mm}^2 < 8107.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : H25 - CTC 125

$$H25 - CTC 125 = 8107.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0025 \times 500.0 \times 1000.0 = 1250.000 \text{ mm}^2 < 8107.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H25 - CTC 125 = 4053.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 4053.6 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

(3) 사용성 검토

① D(T=500 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 20.604 \times 1000000 / [1588.800 \times (380.000 - 81.486/3)] \\ = 36.754 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 380.0)/(7 \times 1588.800)]} \\ = 81.486 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 16/2 = 112.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 36.75) - 2.5 \times 112.00 = 1862.60 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 36.75) = 1714.08 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 1714.08 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1714.08 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=500 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 96.507 \times 1000000 / [1588.800 \times (380.000 - 81.486/3)] \\ = 172.152 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 380.0)/(7 \times 1588.800)]} \\ = 81.486 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 16/2 = 112.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 172.15) - 2.5 \times 112.00 = 177.44 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 172.15) = 365.96 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 177.44 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 177.44 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=500 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 211.115 \times 1000000 / [4053.600 \times (380.000 - 121.192/3)] \\ = 153.358 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 380.0)/(7 \times 4053.600)]} \\ = 121.192 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4053.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 25/2 = 107.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 153.36) - 2.5 \times 107.50 = 244.75 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 153.36) = 410.80 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 244.75 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 244.75 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=500 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 66.254 \times 1000000 / [1588.800 \times (380.000 - 81.486/3)] \\ = 118.187 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 380.0)/(7 \times 1588.800)]} \\ = 81.486 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 16/2 = 112.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 118.19) - 2.5 \times 112.00 = 386.32 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 118.19) = 533.05 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

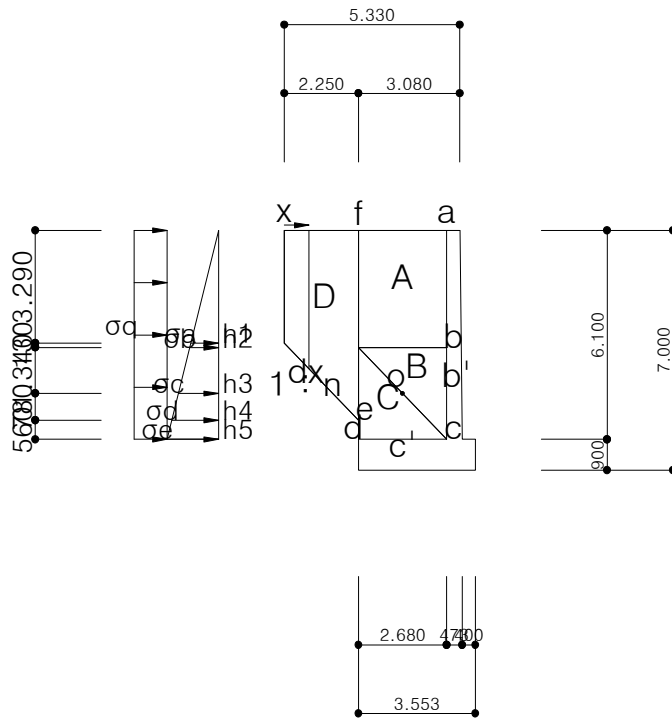
S_a 는 작은 값인 386.32 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 386.32 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

2. 남서피암터널2구간 옹벽시점부 마감벽 설계

1) 옹벽(H=7.0m) 마감벽

(1) 단면력 산정



$$U = 1.600 \cdot H + 1.600 \cdot L$$

$$\text{정지토압계수 } K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$$

① 단면 D

- 상재하중에 의한 단면력

위치에 따른 날개벽 높이

$$h(x) = h_1 + x/n \quad n : \text{날개벽 경사 (1 : 1.000)}$$

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

작용 단면력

$$\begin{aligned} V_I &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (3.290 \times 2.250 + 2.250^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 42.318 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_I &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((3.290 \times 2.250^2) / 2 + 2.250^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 43.564 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

위치에 따른 작용토압

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

작용단면력

$$\begin{aligned} V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1 + x/n)^2 dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h_1^2 \cdot L + (h_1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (3.290^2 \times 2.250 + (3.290 \times 2.250^2) / 1.000 \\ &\quad + 2.250^3 / (3 \times 1.000^2)) \\ &= 190.877 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)^2 dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1^2 \cdot L^2)/2 + (h_1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/(12n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((3.290^2 \times 2.250^2) / 2 \\ &\quad + (3.290 \times 2.250^3) / (3 \times 1.000) + 2.250^4 / (12 \times 1.000^2)) \\ &= 179.031 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 극한 단면력

$$\begin{aligned} V_d &= 1.600 \cdot V_h + 1.600 \cdot V_l \\ &= 1.600 \times 190.877 + 1.600 \times 42.318 = 373.111 \text{ kN} \\ M_d &= 1.600 \cdot M_h + 1.600 \cdot M_l \\ &= 1.600 \times 179.031 + 1.600 \times 43.564 = 356.151 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

e - f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$\begin{aligned} V_u &= 373.111 / 5.540 = 67.349 \text{ kN} \\ M_u &= 356.151 / 5.540 = 64.287 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 단면 A

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 = 0.426 \times 20.000 \times 3.420 = 29.138 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= (1.600 \times \frac{1}{2} \cdot q_b \cdot h_2 + 1.600 \times q_q \cdot h_2) \\ &= (1.600 \times \frac{1}{2} \times 29.138 \times 3.420 + 1.600 \times 4.260 \times 3.420) \\ &= 103.033 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

* D구간 추가 부분 산정시 공제 부분

- 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_l &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2/(2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 2.120 + 2.120^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 9.573 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 2.120^2)/2 + 2.120^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 6.765 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1' + h_2') \cdot (h_2' - h_1') \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2)) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.000 \times 2.120^2)/1.000 + 2.120^3/(3 \times 1.000^2)) \\
 &= 13.530 \text{ kN} \\
 M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(2h_1/n \cdot x + x^2/n)dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (L^4/12n + h_1/3n \cdot L^3) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (2.120^4/(12 \times 1.000) + 0.000/(3 \times 1.000) \times 2.120^3) \\
 &= 7.171 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- 토피에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 V_{h'} &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2/(2n)) \\
 &= 0.426 \times (3.420 \times 20.000) \times (0.000 \times 2.120 + 2.120^2/(2 \times 1.000)) \\
 &= 65.480 \text{ kN} \\
 M_{h'} &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\
 &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n)) \\
 &= 0.426 \times (3.420 \times 20.000) \times ((0.000 \times 2.120^2)/2 + 2.120^3/(6 \times 1.000)) \\
 &= 46.272 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$V_d' = 1.600 \times 9.573 + 1.600 \times (13.530 + 65.480) = 141.733 \text{ kN}$$

$$M_d' = 1.600 \times 6.765 + 1.600 \times (7.171 + 46.272) = 96.333 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 V_a &= (V_d - V_d') + P_a \times L \\
 &= (373.111 - 141.733) + 103.033 \times 2.681 \\
 &= 507.611 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_a &= (M_d - M_d') + (S_d - S_d') \times L + 1/2 \cdot P_a \cdot L^2 \\
 &= (356.151 - 96.333) + (373.111 - 141.733) \times 2.681 + 1/2 \times 103.033 \times 2.681^2 \\
 &= 1250.433 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$V_u = 507.611 / 3.420 = 148.424 \text{ kN}$$

$$M_u = 1250.433 / 3.420 = 365.624 \text{ kN.m}$$

③ 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned}
 q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\
 q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 &= 0.426 \times 20.000 \times 3.420 &= 29.138 \text{ kN/m}^2 \\
 q_c &= K_o \times \gamma_t \times h_3 &= 0.426 \times 20.000 \times 4.760 &= 40.555 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 1.600 \times 29.138 + 1.600 \times 4.260 \\
 &= 53.437 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_2 &= 1.600 \times 40.555 + 1.600 \times 4.260 \\
 &= 71.704 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

★ D구간 단면력 추가 부분

– 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_I &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 2.120 + 2.120^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 9.573 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_I &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 2.120^2) / 2 + 2.120^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 6.765 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– 토압에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1' + h_2') \cdot (h_2' - h_1') \cdot dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1 \cdot L^2) / n + L^3 / (3n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.000 \times 2.120^2) / 1.000 + 2.120^3 / (3 \times 1.000^2)) \\ &= 13.530 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(2h_1/n \cdot x + x^2 / n)dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (L^4 / 12n + h_1/3n \cdot L^3) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (2.120^4 / (12 \times 1.000) + 0.000 / (3 \times 1.000) \times 2.120^3) \\ &= 7.171 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– 토피에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_{h'} &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times (3.420 \times 20.000) \times (0.000 \times 2.120 + 2.120^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 65.480 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{h'} &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times (3.420 \times 20.000) \times ((0.000 \times 2.120^2) / 2 + 2.120^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 46.272 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_d' = 1.600 \times 9.573 + 1.600 \times (13.530 + 65.480) = 141.733 \text{ kN}$$

$$M_d' = 1.600 \times 6.765 + 1.600 \times (7.171 + 46.272) = 96.333 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} V_b &= V_d' + P_1 \times L = 141.733 + 53.437 \times 2.680 \\ &= 284.945 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b &= M_d' + V_d' \times L + 1/2 \cdot P_1 \cdot L^2 \\ &= 96.333 + (141.733 \times 2.680) + 1/2 \times 53.437 \times 2.680^2 \\ &= 668.081 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b'} &= V_d' + P_2 \times L = 141.733 + 71.704 \times 1.340 \\ &= 237.816 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{b'} &= M_d' + V_d' \times L + 1/2 \cdot P_2 \cdot L^2 \\ &= 96.333 + (141.733 \times 2.680) + 1/2 \times 71.704 \times 1.340^2 \\ &= 540.552 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 284.945 \text{ kN}$$

$$M_u = 668.081 \text{ kN.m}$$

④ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h^2 &= 0.426 \times 20.000 \times 3.420 &= 29.138 \text{ kN/m}^2 \\ q_c &= K_o \times \gamma_t \times h^3 &= 0.426 \times 20.000 \times 4.760 &= 40.555 \text{ kN/m}^2 \\ q_e &= K_o \times \gamma_t \times h^5 &= 0.426 \times 20.000 \times 6.100 &= 51.972 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 1.600 \times 29.138 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 53.437 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1.600 \times 40.555 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 71.704 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= 1.600 \times 51.972 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 89.971 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= (P_1 + P_3) / 2 \times L &= (53.437 + 89.971) / 2 \times 2.680 \\ &= 192.168 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_d &= 1/6 \times (2P_1 + P_3) \times L^2 &= 1/6 \times (2 \times 53.437 + 89.971) \times 2.680^2 \\ &= 235.638 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c'} &= (P_2 + P_3) / 2 \times L &= (71.704 + 89.971) / 2 \times 1.340 \\ &= 108.323 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{c'} &= 1/6 \times (2P_2 + P_3) \times L^2 &= 1/6 \times (2 \times 71.704 + 89.971) \times 1.340^2 \\ &= 69.843 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 192.168 \text{ kN}$$

$$M_u = 235.638 \text{ kN.m}$$

⑤ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	64.287	365.624	668.081	235.638
전단력(kN)	67.349	148.424	284.945	192.168

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	40.18	228.515	417.551	147.274
전단력(kN)	42.093	92.765	178.091	120.105

(2) 철근량 검토

① D(T=700 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.80, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	580.00	120.00	64.29	67.35

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 400.00 = 635520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 21.362 \text{ mm, } c = 21.362 / \beta_1 = 21.362 / 0.80 = 26.669 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (580.00 - 26.669) / 26.669 = 0.06224$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 327.241 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 4.855]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00274$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 21.362 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 400 \times (580.00 - a/2) = 307.542 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 64.287 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 4.784]}$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 580.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 580.00 = 428.916 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 67.349 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700.0 \times 1000.0 = 1050.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 700.0 \times 1000.0 = 1400.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H13 - CTC 125 = 1013.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1013.6 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

② A(T=700 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	580.00	120.00	365.62	148.42

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 30.817 \text{ mm, } c = 30.817 / \beta_1 = 30.817 / 0.80 = 38.473 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (580.00 - 38.473) / 38.473 = 0.04223$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1895.731 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm) , [사용률 = 1.209]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00395$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 30.817 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (580.00 - a/2) = 439.975 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 365.624 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.203]$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 580.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 580.00 = 428.916 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 148.424 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700.0 \times 1000.0 = 1050.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 700.0 \times 1000.0 = 1400.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H13 - CTC 125 = 1013.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1013.6 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

③ B(T=700 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	580.00	120.00	668.08	284.95

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 400.00 = 1621440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 54.502 \text{ mm, } c = 54.502 / \beta_1 = 54.502 / 0.80 = 68.043 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (580.00 - 68.043) / 68.043 = 0.02257$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 3532.468 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 1.148]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00699$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 54.502 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 400 \times (580.00 - a/2) = 761.812 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 668.081 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.140]$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 580.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 580.00 = 428.916 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 284.945 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H19 - CTC 125

$$H19 - CTC 125 = 4584.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700.0 \times 1000.0 = 1050.000 \text{ mm}^2 < 4584.000 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : H19 - CTC 125

$$H19 - CTC 125 = 4584.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0025 \times 700.0 \times 1000.0 = 1750.000 \text{ mm}^2 < 4584.000 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H19 - CTC 125 = 2292.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 2292.0 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

④ C(T=700 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	580.00	120.00	235.64	192.17

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 30.817 \text{ mm, } c = 30.817 / \beta_1 = 30.817 / 0.80 = 38.473 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (580.00 - 38.473) / 38.473 = 0.04223$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1211.943 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 1.891]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00395$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 30.817 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (580.00 - a/2) = 439.975 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 235.638 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.867]$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 580.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 580.00 = 428.916 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 192.168 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H25 - CTC 125

$$H25 - CTC 125 = 8107.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700.0 \times 1000.0 = 1050.000 \text{ mm}^2 < 8107.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : H25 - CTC 125

$$H25 - CTC 125 = 8107.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0025 \times 700.0 \times 1000.0 = 1750.000 \text{ mm}^2 < 8107.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H25 - CTC 125 = 4053.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 4053.6 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

(3) 사용성 검토

① D(T=700 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 40.180 \times 1000000 / [1588.800 \times (580.000 - 103.004/3)] \\ = 46.346 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 580.0)/(7 \times 1588.800)]} \\ = 103.004 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 16/2 = 112.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 46.35) - 2.5 \times 112.00 = 1419.19 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 46.35) = 1359.35 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 1359.35 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1359.35 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=700 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 228.515 \times 1000000 / [2292.000 \times (580.000 - 121.318/3)] \\ = 184.782 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 580.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 121.318 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 19/2 = 110.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 184.78) - 2.5 \times 110.50 = 149.93 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 184.78) = 340.94 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 149.93 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 149.93 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=700 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 417.551 \times 1000000 / [4053.600 \times (580.000 - 155.256/3)] \\ = 194.998 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 580.0)/(7 \times 4053.600)]} \\ = 155.256 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4053.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 25/2 = 107.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 195.00) - 2.5 \times 107.50 = 135.10 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 195.00) = 323.08 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 135.10 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 135.10 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=700 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 147.274 \times 1000000 / [2292.000 \times (580.000 - 121.318/3)] \\ = 119.089 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 580.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 121.318 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 19/2 = 110.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 119.09) - 2.5 \times 110.50 = 385.02 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 119.09) = 529.02 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

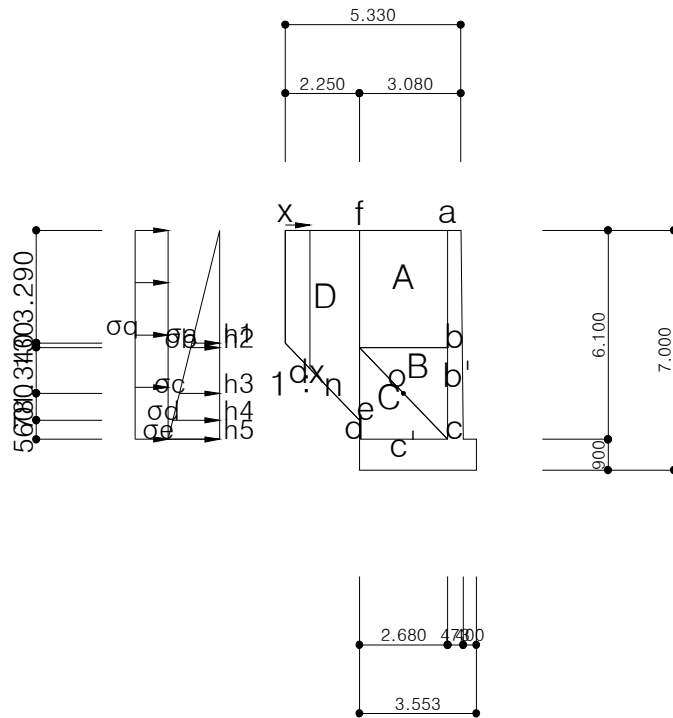
S_a 는 작은 값인 385.02 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 385.02 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

3. 남서피암터널2구간 옹벽종점부 마감벽 설계

1) 옹벽(H=7.0m) 마감벽

(1) 단면력 산정



$$U = 1.600 \cdot H + 1.600 \cdot L$$

$$\text{정지토압계수 } K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$$

① 단면 D

- 상재하중에 의한 단면력

위치에 따른 날개벽 높이

$$h(x) = h_1 + x/n \quad n : \text{날개벽 경사 (1 : 1.000)}$$

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

작용 단면력

$$V_I = \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n))$$

$$= 0.426 \times 10.000 \times (3.290 \times 2.250 + 2.250^2 / (2 \times 1.000))$$

$$= 42.318 \text{ kN}$$

$$M_I = \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx$$

$$= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n))$$

$$= 0.426 \times 10.000 \times ((3.290 \times 2.250^2) / 2 + 2.250^3 / (6 \times 1.000))$$

$$= 43.564 \text{ kN.m}$$

- 토압에 의한 단면력

위치에 따른 작용토압

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

작용단면력

$$\begin{aligned} V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1 + x/n)^2 dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h_1^2 \cdot L + (h_1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (3.290^2 \times 2.250 + (3.290 \times 2.250^2) / 1.000 \\ &\quad + 2.250^3 / (3 \times 1.000^2)) \\ &= 190.877 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)^2 dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1^2 \cdot L^2)/2 + (h_1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/(12n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((3.290^2 \times 2.250^2) / 2 \\ &\quad + (3.290 \times 2.250^3) / (3 \times 1.000) + 2.250^4 / (12 \times 1.000^2)) \\ &= 179.031 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 극한 단면력

$$\begin{aligned} V_d &= 1.600 \cdot V_h + 1.600 \cdot V_l \\ &= 1.600 \times 190.877 + 1.600 \times 42.318 = 373.111 \text{ kN} \\ M_d &= 1.600 \cdot M_h + 1.600 \cdot M_l \\ &= 1.600 \times 179.031 + 1.600 \times 43.564 = 356.151 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

e - f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$\begin{aligned} V_u &= 373.111 / 5.540 = 67.349 \text{ kN} \\ M_u &= 356.151 / 5.540 = 64.287 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 단면 A

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 = 0.426 \times 20.000 \times 3.420 = 29.138 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= (1.600 \times \frac{1}{2} \cdot q_b \cdot h_2 + 1.600 \times q_q \cdot h_2) \\ &= (1.600 \times \frac{1}{2} \times 29.138 \times 3.420 + 1.600 \times 4.260 \times 3.420) \\ &= 103.033 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

* D구간 추가 부분 산정시 공제 부분

- 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_l &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2/(2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 2.120 + 2.120^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 9.573 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 2.120^2)/2 + 2.120^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 6.765 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1' + h_2') \cdot (h_2' - h_1') \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2)) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.000 \times 2.120^2)/1.000 + 2.120^3/(3 \times 1.000^2)) \\
 &= 13.530 \text{ kN} \\
 M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(2h_1/n \cdot x + x^2/n)dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (L^4/12n + h_1/3n \cdot L^3) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (2.120^4/(12 \times 1.000) + 0.000/(3 \times 1.000) \times 2.120^3) \\
 &= 7.171 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- 토피에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 V_h' &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2/(2n)) \\
 &= 0.426 \times (3.420 \times 20.000) \times (0.000 \times 2.120 + 2.120^2/(2 \times 1.000)) \\
 &= 65.480 \text{ kN} \\
 M_h' &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\
 &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n)) \\
 &= 0.426 \times (3.420 \times 20.000) \times ((0.000 \times 2.120^2)/2 + 2.120^3/(6 \times 1.000)) \\
 &= 46.272 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$V_d' = 1.600 \times 9.573 + 1.600 \times (13.530 + 65.480) = 141.733 \text{ kN}$$

$$M_d' = 1.600 \times 6.765 + 1.600 \times (7.171 + 46.272) = 96.333 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 V_a &= (V_d - V_d') + P_a \times L \\
 &= (373.111 - 141.733) + 103.033 \times 2.681 \\
 &= 507.611 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_a &= (M_d - M_d') + (S_d - S_d') \times L + 1/2 \cdot P_a \cdot L^2 \\
 &= (356.151 - 96.333) + (373.111 - 141.733) \times 2.681 + 1/2 \times 103.033 \times 2.681^2 \\
 &= 1250.433 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$V_u = 507.611 / 3.420 = 148.424 \text{ kN}$$

$$M_u = 1250.433 / 3.420 = 365.624 \text{ kN.m}$$

③ 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned}
 q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\
 q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 &= 0.426 \times 20.000 \times 3.420 &= 29.138 \text{ kN/m}^2 \\
 q_c &= K_o \times \gamma_t \times h_3 &= 0.426 \times 20.000 \times 4.760 &= 40.555 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 1.600 \times 29.138 + 1.600 \times 4.260 \\
 &= 53.437 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_2 &= 1.600 \times 40.555 + 1.600 \times 4.260 \\
 &= 71.704 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

* D구간 단면력 추가 부분

- 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_I &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 2.120 + 2.120^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 9.573 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_I &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 2.120^2) / 2 + 2.120^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 6.765 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1' + h_2') \cdot (h_2' - h_1') \cdot dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1 \cdot L^2) / n + L^3 / (3n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.000 \times 2.120^2) / 1.000 + 2.120^3 / (3 \times 1.000^2)) \\ &= 13.530 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(2h_1/n \cdot x + x^2 / n)dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (L^4 / 12n + h_1/3n \cdot L^3) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (2.120^4 / (12 \times 1.000) + 0.000 / (3 \times 1.000) \times 2.120^3) \\ &= 7.171 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토피에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_{h'} &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times (3.420 \times 20.000) \times (0.000 \times 2.120 + 2.120^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 65.480 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{h'} &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times (3.420 \times 20.000) \times ((0.000 \times 2.120^2) / 2 + 2.120^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 46.272 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_d' = 1.600 \times 9.573 + 1.600 \times (13.530 + 65.480) = 141.733 \text{ kN}$$

$$M_d' = 1.600 \times 6.765 + 1.600 \times (7.171 + 46.272) = 96.333 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} V_b &= V_d' + P_1 \times L = 141.733 + 53.437 \times 2.680 \\ &= 284.945 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b &= M_d' + V_d' \times L + 1/2 \cdot P_1 \cdot L^2 \\ &= 96.333 + (141.733 \times 2.680) + 1/2 \times 53.437 \times 2.680^2 \\ &= 668.081 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b'} &= V_d' + P_2 \times L = 141.733 + 71.704 \times 1.340 \\ &= 237.816 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{b'} &= M_d' + V_d' \times L + 1/2 \cdot P_2 \cdot L^2 \\ &= 96.333 + (141.733 \times 2.680) + 1/2 \times 71.704 \times 1.340^2 \\ &= 540.552 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 284.945 \text{ kN}$$

$$M_u = 668.081 \text{ kN.m}$$

④ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h^2 &= 0.426 \times 20.000 \times 3.420 &= 29.138 \text{ kN/m}^2 \\ q_c &= K_o \times \gamma_t \times h^3 &= 0.426 \times 20.000 \times 4.760 &= 40.555 \text{ kN/m}^2 \\ q_e &= K_o \times \gamma_t \times h^5 &= 0.426 \times 20.000 \times 6.100 &= 51.972 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 1.600 \times 29.138 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 53.437 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1.600 \times 40.555 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 71.704 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= 1.600 \times 51.972 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 89.971 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= (P_1 + P_3) / 2 \times L &= (53.437 + 89.971) / 2 \times 2.680 \\ &= 192.168 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_d &= 1/6 \times (2P_1 + P_3) \times L^2 &= 1/6 \times (2 \times 53.437 + 89.971) \times 2.680^2 \\ &= 235.638 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c'} &= (P_2 + P_3) / 2 \times L &= (71.704 + 89.971) / 2 \times 1.340 \\ &= 108.323 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{c'} &= 1/6 \times (2P_2 + P_3) \times L^2 &= 1/6 \times (2 \times 71.704 + 89.971) \times 1.340^2 \\ &= 69.843 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 192.168 \text{ kN}$$

$$M_u = 235.638 \text{ kN.m}$$

⑤ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	64.287	365.624	668.081	235.638
전단력(kN)	67.349	148.424	284.945	192.168

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	40.18	228.515	417.551	147.274
전단력(kN)	42.093	92.765	178.091	120.105

(2) 철근량 검토

① D(T=700 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.80, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	580.00	120.00	64.29	67.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 400.00 = 635520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 21.362 \text{ mm, } c = 21.362 / \beta_1 = 21.362 / 0.80 = 26.669 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (580.00 - 26.669) / 26.669 = 0.06224$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 327.241 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 4.855]

$$1\text{단} : H16 - 8.0 \text{ EA} (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00274$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 21.362 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 400 \times (580.00 - a/2) = 307.542 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 64.287 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 4.784]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 580.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 580.00 = 428.916 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 67.349 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700.0 \times 1000.0 = 1050.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 700.0 \times 1000.0 = 1400.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H13 - CTC 125 = 1013.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1013.6 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

② A(T=700 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	580.00	120.00	365.62	148.42

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 30.817 \text{ mm, } c = 30.817 / \beta_1 = 30.817 / 0.80 = 38.473 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (580.00 - 38.473) / 38.473 = 0.04223$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1895.731 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 1.209]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00395$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 30.817 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (580.00 - a/2) = 439.975 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 365.624 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.203]$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 580.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 580.00 = 428.916 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 148.424 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700.0 \times 1000.0 = 1050.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 700.0 \times 1000.0 = 1400.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H13 - CTC 125 = 1013.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1013.6 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=700 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	580.00	120.00	668.08	284.95

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 400.00 = 1621440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 54.502 \text{ mm, } c = 54.502 / \beta_1 = 54.502 / 0.80 = 68.043 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (580.00 - 68.043) / 68.043 = 0.02257$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 3532.468 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 1.148]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00699$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 54.502 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 400 \times (580.00 - a/2) = 761.812 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 668.081 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.140]$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 580.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 580.00 = 428.916 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 284.945 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H19 - CTC 125

$$H19 - CTC 125 = 4584.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700.0 \times 1000.0 = 1050.000 \text{ mm}^2 < 4584.000 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : H19 - CTC 125

$$H19 - CTC 125 = 4584.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0025 \times 700.0 \times 1000.0 = 1750.000 \text{ mm}^2 < 4584.000 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H19 - CTC 125 = 2292.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 2292.0 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

④ C(T=700 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	580.00	120.00	235.64	192.17

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 30.817 \text{ mm, } c = 30.817 / \beta_1 = 30.817 / 0.80 = 38.473 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (580.00 - 38.473) / 38.473 = 0.04223$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1211.943 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 1.891]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00395$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 30.817 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (580.00 - a/2) = 439.975 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 235.638 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.867]$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 580.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 580.00 = 428.916 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 192.168 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H25 - CTC 125

$$H25 - CTC 125 = 8107.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700.0 \times 1000.0 = 1050.000 \text{ mm}^2 < 8107.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : H25 - CTC 125

$$H25 - CTC 125 = 8107.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0025 \times 700.0 \times 1000.0 = 1750.000 \text{ mm}^2 < 8107.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H25 - CTC 125 = 4053.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 4053.6 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

(3) 사용성 검토

① D(T=700 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 40.180 \times 1000000 / [1588.800 \times (580.000 - 103.004/3)] \\ = 46.346 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 580.0)/(7 \times 1588.800)]} \\ = 103.004 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 16/2 = 112.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 46.35) - 2.5 \times 112.00 = 1419.19 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 46.35) = 1359.35 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 1359.35 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1359.35 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=700 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 228.515 \times 1000000 / [2292.000 \times (580.000 - 121.318/3)] \\ = 184.782 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 580.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 121.318 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 19/2 = 110.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 184.78) - 2.5 \times 110.50 = 149.93 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 184.78) = 340.94 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 149.93 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 149.93 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=700 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 417.551 \times 1000000 / [4053.600 \times (580.000 - 155.256/3)] \\ = 194.998 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 580.0)/(7 \times 4053.600)]} \\ = 155.256 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4053.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 25/2 = 107.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 195.00) - 2.5 \times 107.50 = 135.10 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 195.00) = 323.08 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 135.10 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 135.10 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=700 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 147.274 \times 1000000 / [2292.000 \times (580.000 - 121.318/3)] \\ = 119.089 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 580.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 121.318 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 19/2 = 110.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 119.09) - 2.5 \times 110.50 = 385.02 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 119.09) = 529.02 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

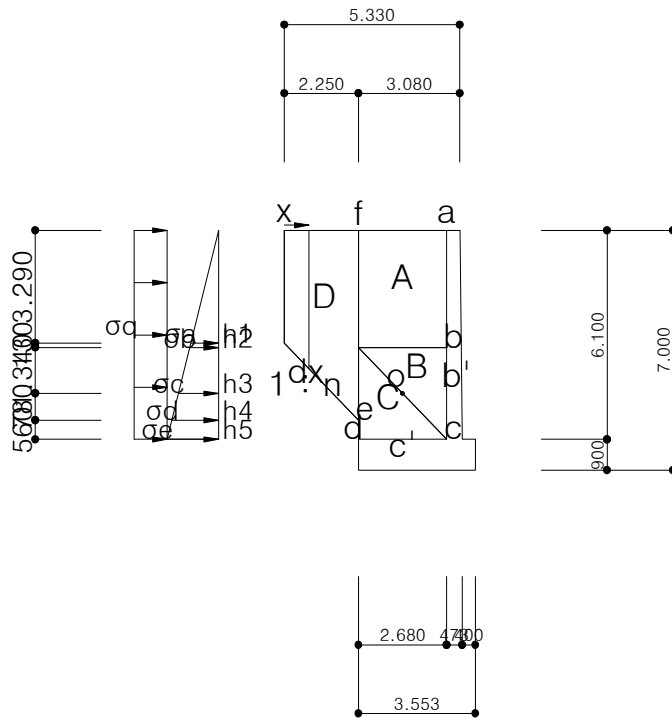
S_a 는 작은 값인 385.02 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 385.02 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

4. 남서피암터널3구간 옹벽시점부 마감벽 설계

1) 옹벽(H=7.0m) 마감벽

(1) 단면력 산정



$$U = 1.600 \cdot H + 1.600 \cdot L$$

$$\text{정지토압계수 } K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$$

① 단면 D

- 상재하중에 의한 단면력

위치에 따른 날개벽 높이

$$h(x) = h_1 + x/n \quad n : \text{날개벽 경사 (1 : 1.000)}$$

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

작용 단면력

$$\begin{aligned} VI &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (3.290 \times 2.250 + 2.250^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 42.318 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MI &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((3.290 \times 2.250^2) / 2 + 2.250^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 43.564 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

위치에 따른 작용토압

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

작용단면력

$$\begin{aligned} V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1 + x/n)^2 dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h_1^2 \cdot L + (h_1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (3.290^2 \times 2.250 + (3.290 \times 2.250^2) / 1.000 \\ &\quad + 2.250^3 / (3 \times 1.000^2)) \\ &= 190.877 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)^2 dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1^2 \cdot L^2)/2 + (h_1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/(12n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((3.290^2 \times 2.250^2) / 2 \\ &\quad + (3.290 \times 2.250^3) / (3 \times 1.000) + 2.250^4 / (12 \times 1.000^2)) \\ &= 179.031 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 극한 단면력

$$\begin{aligned} V_d &= 1.600 \cdot V_h + 1.600 \cdot V_l \\ &= 1.600 \times 190.877 + 1.600 \times 42.318 = 373.111 \text{ kN} \\ M_d &= 1.600 \cdot M_h + 1.600 \cdot M_l \\ &= 1.600 \times 179.031 + 1.600 \times 43.564 = 356.151 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

e - f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$\begin{aligned} V_u &= 373.111 / 5.540 = 67.349 \text{ kN} \\ M_u &= 356.151 / 5.540 = 64.287 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 단면 A

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 = 0.426 \times 20.000 \times 3.420 = 29.138 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= (1.600 \times \frac{1}{2} \cdot q_b \cdot h_2 + 1.600 \times q_q \cdot h_2) \\ &= (1.600 \times \frac{1}{2} \times 29.138 \times 3.420 + 1.600 \times 4.260 \times 3.420) \\ &= 103.033 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

* D구간 추가 부분 산정시 공제 부분

- 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_l &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2/(2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 2.120 + 2.120^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 9.573 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 2.120^2)/2 + 2.120^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 6.765 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1' + h_2') \cdot (h_2' - h_1') \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2)) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.000 \times 2.120^2)/1.000 + 2.120^3/(3 \times 1.000^2)) \\
 &= 13.530 \text{ kN} \\
 M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(2h_1/n \cdot x + x^2/n)dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (L^4/12n + h_1/3n \cdot L^3) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (2.120^4/(12 \times 1.000) + 0.000/(3 \times 1.000) \times 2.120^3) \\
 &= 7.171 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- 토피에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 V_h' &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2/(2n)) \\
 &= 0.426 \times (3.420 \times 20.000) \times (0.000 \times 2.120 + 2.120^2/(2 \times 1.000)) \\
 &= 65.480 \text{ kN} \\
 M_h' &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\
 &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n)) \\
 &= 0.426 \times (3.420 \times 20.000) \times ((0.000 \times 2.120^2)/2 + 2.120^3/(6 \times 1.000)) \\
 &= 46.272 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$V_d' = 1.600 \times 9.573 + 1.600 \times (13.530 + 65.480) = 141.733 \text{ kN}$$

$$M_d' = 1.600 \times 6.765 + 1.600 \times (7.171 + 46.272) = 96.333 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 V_a &= (V_d - V_d') + P_a \times L \\
 &= (373.111 - 141.733) + 103.033 \times 2.681 \\
 &= 507.611 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_a &= (M_d - M_d') + (S_d - S_d') \times L + 1/2 \cdot P_a \cdot L^2 \\
 &= (356.151 - 96.333) + (373.111 - 141.733) \times 2.681 + 1/2 \times 103.033 \times 2.681^2 \\
 &= 1250.433 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$V_u = 507.611 / 3.420 = 148.424 \text{ kN}$$

$$M_u = 1250.433 / 3.420 = 365.624 \text{ kN.m}$$

③ 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$q_q = K_o \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260 \text{ kN/m}^2$$

$$q_b = K_o \times \gamma_t \times h_2 = 0.426 \times 20.000 \times 3.420 = 29.138 \text{ kN/m}^2$$

$$q_c = K_o \times \gamma_t \times h_3 = 0.426 \times 20.000 \times 4.760 = 40.555 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 1.600 \times 29.138 + 1.600 \times 4.260 \\
 &= 53.437 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_2 &= 1.600 \times 40.555 + 1.600 \times 4.260 \\
 &= 71.704 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

★ D구간 단면력 추가 부분

– 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_I &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 2.120 + 2.120^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 9.573 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_I &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 2.120^2) / 2 + 2.120^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 6.765 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– 토압에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1' + h_2') \cdot (h_2' - h_1') \cdot dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1 \cdot L^2) / n + L^3 / (3n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.000 \times 2.120^2) / 1.000 + 2.120^3 / (3 \times 1.000^2)) \\ &= 13.530 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(2h_1/n \cdot x + x^2 / n)dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (L^4 / 12n + h_1/3n \cdot L^3) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (2.120^4 / (12 \times 1.000) + 0.000 / (3 \times 1.000) \times 2.120^3) \\ &= 7.171 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– 토피에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_{h'} &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times (3.420 \times 20.000) \times (0.000 \times 2.120 + 2.120^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 65.480 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{h'} &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times (3.420 \times 20.000) \times ((0.000 \times 2.120^2) / 2 + 2.120^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 46.272 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_d' = 1.600 \times 9.573 + 1.600 \times (13.530 + 65.480) = 141.733 \text{ kN}$$

$$M_d' = 1.600 \times 6.765 + 1.600 \times (7.171 + 46.272) = 96.333 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} V_b &= V_d' + P_1 \times L = 141.733 + 53.437 \times 2.680 \\ &= 284.945 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b &= M_d' + V_d' \times L + 1/2 \cdot P_1 \cdot L^2 \\ &= 96.333 + (141.733 \times 2.680) + 1/2 \times 53.437 \times 2.680^2 \\ &= 668.081 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b'} &= V_d' + P_2 \times L = 141.733 + 71.704 \times 1.340 \\ &= 237.816 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{b'} &= M_d' + V_d' \times L + 1/2 \cdot P_2 \cdot L^2 \\ &= 96.333 + (141.733 \times 2.680) + 1/2 \times 71.704 \times 1.340^2 \\ &= 540.552 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 284.945 \text{ kN}$$

$$M_u = 668.081 \text{ kN.m}$$

④ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h^2 &= 0.426 \times 20.000 \times 3.420 &= 29.138 \text{ kN/m}^2 \\ q_c &= K_o \times \gamma_t \times h^3 &= 0.426 \times 20.000 \times 4.760 &= 40.555 \text{ kN/m}^2 \\ q_e &= K_o \times \gamma_t \times h^5 &= 0.426 \times 20.000 \times 6.100 &= 51.972 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 1.600 \times 29.138 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 53.437 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1.600 \times 40.555 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 71.704 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= 1.600 \times 51.972 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 89.971 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= (P_1 + P_3) / 2 \times L &= (53.437 + 89.971) / 2 \times 2.680 \\ &= 192.168 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_d &= 1/6 \times (2P_1 + P_3) \times L^2 &= 1/6 \times (2 \times 53.437 + 89.971) \times 2.680^2 \\ &= 235.638 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c'} &= (P_2 + P_3) / 2 \times L &= (71.704 + 89.971) / 2 \times 1.340 \\ &= 108.323 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{c'} &= 1/6 \times (2P_2 + P_3) \times L^2 &= 1/6 \times (2 \times 71.704 + 89.971) \times 1.340^2 \\ &= 69.843 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 192.168 \text{ kN}$$

$$M_u = 235.638 \text{ kN.m}$$

⑤ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	64.287	365.624	668.081	235.638
전단력(kN)	67.349	148.424	284.945	192.168

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	40.18	228.515	417.551	147.274
전단력(kN)	42.093	92.765	178.091	120.105

(2) 철근량 검토

① D(T=700 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.80, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	580.00	120.00	64.29	67.35

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 400.00 = 635520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 21.362 \text{ mm, } c = 21.362 / \beta_1 = 21.362 / 0.80 = 26.669 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (580.00 - 26.669) / 26.669 = 0.06224$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 327.241 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 4.855]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm²)

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck} / f_y} = 0.00370, \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00274$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 21.362 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 400 \times (580.00 - a/2) = 307.542 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 64.287 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 4.784]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 580.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 580.00 = 428.916 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 67.349 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700.0 \times 1000.0 = 1050.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 700.0 \times 1000.0 = 1400.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H13 - CTC 125 = 1013.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1013.6 \text{ mm}^2 \therefore \text{O.K}$$

② A(T=700 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	580.00	120.00	365.62	148.42

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 30.817 \text{ mm, } c = 30.817 / \beta_1 = 30.817 / 0.80 = 38.473 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (580.00 - 38.473) / 38.473 = 0.04223$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1895.731 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm) , [사용률 = 1.209]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00395$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 30.817 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (580.00 - a/2) = 439.975 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 365.624 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.203]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 580.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 580.00 = 428.916 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 148.424 \text{ kN}) , \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700.0 \times 1000.0 = 1050.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 700.0 \times 1000.0 = 1400.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H13 - CTC 125 = 1013.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1013.6 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

③ B(T=700 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	580.00	120.00	668.08	284.95

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 400.00 = 1621440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 54.502 \text{ mm, } c = 54.502 / \beta_1 = 54.502 / 0.80 = 68.043 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (580.00 - 68.043) / 68.043 = 0.02257$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 3532.468 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 1.148]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00699$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 54.502 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 400 \times (580.00 - a/2) = 761.812 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 668.081 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.140]$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 580.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 580.00 = 428.916 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 284.945 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H19 - CTC 125

$$H19 - CTC 125 = 4584.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700.0 \times 1000.0 = 1050.000 \text{ mm}^2 < 4584.000 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : H19 - CTC 125

$$H19 - CTC 125 = 4584.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0025 \times 700.0 \times 1000.0 = 1750.000 \text{ mm}^2 < 4584.000 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H19 - CTC 125 = 2292.000 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 2292.0 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

④ C(T=700 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	700.00	580.00	120.00	235.64	192.17

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 30.817 \text{ mm, } c = 30.817 / \beta_1 = 30.817 / 0.80 = 38.473 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (580.00 - 38.473) / 38.473 = 0.04223$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1211.943 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 1.891]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00395$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K.}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 30.817 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (580.00 - a/2) = 439.975 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 235.638 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K. [안전률 1.867]}$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 580.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 580.00 = 428.916 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 192.168 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H25 - CTC 125

$$H25 - CTC 125 = 8107.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 700.0 \times 1000.0 = 1050.000 \text{ mm}^2 < 8107.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : H25 - CTC 125

$$H25 - CTC 125 = 8107.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0025 \times 700.0 \times 1000.0 = 1750.000 \text{ mm}^2 < 8107.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H25 - CTC 125 = 4053.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 4053.6 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

(3) 사용성 검토

① D(T=700 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 40.180 \times 1000000 / [1588.800 \times (580.000 - 103.004/3)] \\ = 46.346 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 580.0)/(7 \times 1588.800)]} \\ = 103.004 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 16/2 = 112.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 46.35) - 2.5 \times 112.00 = 1419.19 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 46.35) = 1359.35 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 1359.35 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 1359.35 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=700 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 228.515 \times 1000000 / [2292.000 \times (580.000 - 121.318/3)] \\ = 184.782 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 580.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 121.318 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 19/2 = 110.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 184.78) - 2.5 \times 110.50 = 149.93 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 184.78) = 340.94 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 149.93 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 149.93 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=700 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 417.551 \times 1000000 / [4053.600 \times (580.000 - 155.256/3)] \\ = 194.998 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 580.0)/(7 \times 4053.600)]} \\ = 155.256 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 4053.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H25} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 4053.6 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 25/2 = 107.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 195.00) - 2.5 \times 107.50 = 135.10 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 195.00) = 323.08 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 135.10 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 135.10 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=700 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 147.274 \times 1000000 / [2292.000 \times (580.000 - 121.318/3)] \\ = 119.089 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 580.0)/(7 \times 2292.000)]} \\ = 121.318 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 19/2 = 110.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 119.09) - 2.5 \times 110.50 = 385.02 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 119.09) = 529.02 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

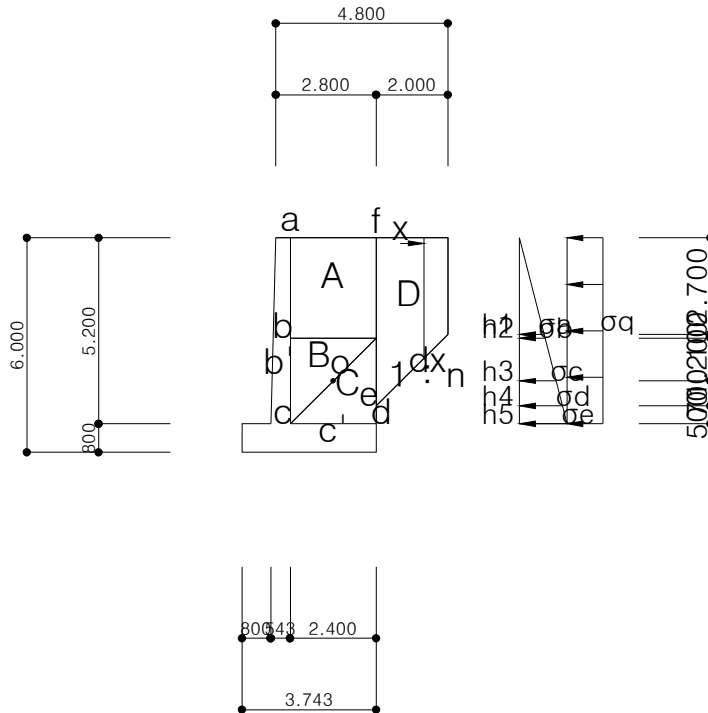
S_a 는 작은 값인 385.02 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 385.02 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

5. 남서피암터널3구간 옹벽종점부 마감벽 설계

1) 옹벽(H=6.0m) 마감벽

(1) 단면력 산정



$$U = 1.600 \cdot H + 1.600 \cdot L$$

$$\text{정지토압계수 } K_o = 1 - \sin\Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$$

① 단면 D

- 상재하중에 의한 단면력

위치에 따른 날개벽 높이

$$h(x) = h_1 + x/n \quad n : \text{날개벽 경사 (1 : 1.000)}$$

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

작용 단면력

$$\begin{aligned} VI &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (2.700 \times 2.000 + 2.000^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 31.524 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MI &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((2.700 \times 2.000^2) / 2 + 2.000^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 28.684 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

위치에 따른 작용토압

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

작용단면력

$$\begin{aligned} V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int h(x)^2 dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1 + x/n)^2 dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (h_1^2 \cdot L + (h_1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (2.700^2 \times 2.000 + (2.700 \times 2.000^2) / 1.000 \\ &\quad + 2.000^3 / (3 \times 1.000^2)) \\ &= 119.479 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)^2 dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1^2 \cdot L^2)/2 + (h_1 \cdot L^3)/(3n) + L^4/(12n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((2.700^2 \times 2.000^2) / 2 \\ &\quad + (2.700 \times 2.000^3) / (3 \times 1.000) + 2.000^4 / (12 \times 1.000^2)) \\ &= 98.463 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 극한 단면력

$$\begin{aligned} V_d &= 1.600 \cdot V_h + 1.600 \cdot V_l \\ &= 1.600 \times 119.479 + 1.600 \times 31.524 = 241.604 \text{ kN} \\ M_d &= 1.600 \cdot M_h + 1.600 \cdot M_l \\ &= 1.600 \times 98.463 + 1.600 \times 28.684 = 203.435 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

e - f 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$\begin{aligned} V_u &= 241.604 / 4.700 = 51.405 \text{ kN} \\ M_u &= 203.435 / 4.700 = 43.284 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

② 단면 A

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 = 0.426 \times 20.000 \times 2.800 = 23.856 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= (1.600 \times \frac{1}{2} \cdot q_b \cdot h_2 + 1.600 \times q_q \cdot h_2) \\ &= (1.600 \times \frac{1}{2} \times 23.856 \times 2.800 + 1.600 \times 4.260 \times 2.800) \\ &= 72.522 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

* D구간 추가 부분 산정시 공제 부분

- 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_l &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2/(2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 1.900 + 1.900^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 7.689 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_l &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 1.900^2)/2 + 1.900^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 4.870 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

- 토압에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1' + h_2') \cdot (h_2' - h_1') \cdot dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1 \cdot L^2)/n + L^3/(3n^2)) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.000 \times 1.900^2)/1.000 + 1.900^3/(3 \times 1.000^2)) \\
 &= 9.740 \text{ kN} \\
 M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(2h_1/n \cdot x + x^2/n)dx \\
 &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (L^4/12n + h_1/3n \cdot L^3) \\
 &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (1.900^4/(12 \times 1.000) + 0.000/(3 \times 1.000) \times 1.900^3) \\
 &= 4.626 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

- 토피에 의한 단면력

$$\begin{aligned}
 V_{h'} &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2/(2n)) \\
 &= 0.426 \times (2.800 \times 20.000) \times (0.000 \times 1.900 + 1.900^2/(2 \times 1.000)) \\
 &= 43.060 \text{ kN} \\
 M_{h'} &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\
 &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2)/2 + L^3/(6n)) \\
 &= 0.426 \times (2.800 \times 20.000) \times ((0.000 \times 1.900^2)/2 + 1.900^3/(6 \times 1.000)) \\
 &= 27.271 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_d' &= 1.600 \times 7.689 + 1.600 \times (9.740 + 43.060) = 96.783 \text{ kN} \\
 M_d' &= 1.600 \times 4.870 + 1.600 \times (4.626 + 27.271) = 58.828 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_a &= (V_d - V_d') + P_a \times L \\
 &= (241.604 - 96.783) + 72.522 \times 2.401 \\
 &= 318.948 \text{ kN} \\
 M_a &= (M_d - M_d') + (S_d - S_d') \times L + 1/2 \cdot P_a \cdot L^2 \\
 &= (203.435 - 58.828) + (241.604 - 96.783) \times 2.401 + 1/2 \times 72.522 \times 2.401^2 \\
 &= 701.362 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$\begin{aligned}
 V_u &= 318.948 / 2.800 = 113.910 \text{ kN} \\
 M_u &= 701.362 / 2.800 = 250.486 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

③ 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned}
 q_q &= K_o \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260 \text{ kN/m}^2 \\
 q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 = 0.426 \times 20.000 \times 2.800 = 23.856 \text{ kN/m}^2 \\
 q_c &= K_o \times \gamma_t \times h_3 = 0.426 \times 20.000 \times 4.000 = 34.080 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_1 &= 1.600 \times 23.856 + 1.600 \times 4.260 \\
 &= 44.986 \text{ kN/m}^2 \\
 P_2 &= 1.600 \times 34.080 + 1.600 \times 4.260 \\
 &= 61.344 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

★ D구간 단면력 추가 부분

– 상재하중에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_I &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times (0.000 \times 1.900 + 1.900^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 7.689 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_I &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times 10.000 \times ((0.000 \times 1.900^2) / 2 + 1.900^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 4.870 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– 토압에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_h &= \int p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (h_1' + h_2') \cdot (h_2' - h_1') \cdot dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot ((h_1 \cdot L^2) / n + L^3 / (3n^2)) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times ((0.000 \times 1.900^2) / 1.000 + 1.900^3 / (3 \times 1.000^2)) \\ &= 9.740 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_h &= \int (L - x)p(x)dx = \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot \int (L - x)(2h_1/n \cdot x + x^2 / n)dx \\ &= \frac{1}{2} \cdot K_o \cdot r \cdot (L^4 / 12n + h_1/3n \cdot L^3) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.426 \times 20.000 \times (1.900^4 / (12 \times 1.000) + 0.000 / (3 \times 1.000) \times 1.900^3) \\ &= 4.626 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

– 토피에 의한 단면력

$$\begin{aligned} V_{h'} &= \int p(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (h_1 + x/n)dx = K_o \cdot q \cdot (h_1 \cdot L + L^2 / (2n)) \\ &= 0.426 \times (2.800 \times 20.000) \times (0.000 \times 1.900 + 1.900^2 / (2 \times 1.000)) \\ &= 43.060 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{h'} &= \int (L - x)P(x)dx = K_o \cdot q \cdot \int (L - x)(h_1 + x/n)dx \\ &= K_o \cdot q \cdot ((h_1 \cdot L^2) / 2 + L^3 / (6n)) \\ &= 0.426 \times (2.800 \times 20.000) \times ((0.000 \times 1.900^2) / 2 + 1.900^3 / (6 \times 1.000)) \\ &= 27.271 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_d' = 1.600 \times 7.689 + 1.600 \times (9.740 + 43.060) = 96.783 \text{ kN}$$

$$M_d' = 1.600 \times 4.870 + 1.600 \times (4.626 + 27.271) = 58.828 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} V_b &= V_d' + P_1 \times L = 96.783 + 44.986 \times 2.400 \\ &= 204.748 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b &= M_d' + V_d' \times L + 1/2 \cdot P_1 \cdot L^2 \\ &= 58.828 + (96.783 \times 2.400) + 1/2 \times 44.986 \times 2.400^2 \\ &= 420.665 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b'} &= V_d' + P_2 \times L = 96.783 + 61.344 \times 1.200 \\ &= 170.395 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{b'} &= M_d' + V_d' \times L + 1/2 \cdot P_2 \cdot L^2 \\ &= 58.828 + (96.783 \times 2.400) + 1/2 \times 61.344 \times 1.200^2 \\ &= 335.274 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 204.748 \text{ kN}$$

$$M_u = 420.665 \text{ kN.m}$$

④ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h^2 &= 0.426 \times 20.000 \times 2.800 &= 23.856 \text{ kN/m}^2 \\ q_c &= K_o \times \gamma_t \times h^3 &= 0.426 \times 20.000 \times 4.000 &= 34.080 \text{ kN/m}^2 \\ q_e &= K_o \times \gamma_t \times h^5 &= 0.426 \times 20.000 \times 5.200 &= 44.304 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 1.600 \times 23.856 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 44.986 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1.600 \times 34.080 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 61.344 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= 1.600 \times 44.304 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 77.702 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_d &= (P_1 + P_3) / 2 \times L &= (44.986 + 77.702) / 2 \times 2.400 \\ &= 147.226 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_d &= 1/6 \times (2P_1 + P_3) \times L^2 &= 1/6 \times (2 \times 44.986 + 77.702) \times 2.400^2 \\ &= 160.967 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c'} &= (P_2 + P_3) / 2 \times L &= (61.344 + 77.702) / 2 \times 1.200 \\ &= 83.428 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{c'} &= 1/6 \times (2P_2 + P_3) \times L^2 &= 1/6 \times (2 \times 61.344 + 77.702) \times 1.200^2 \\ &= 48.094 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 147.226 \text{ kN}$$

$$M_u = 160.967 \text{ kN.m}$$

⑤ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	43.284	250.486	420.665	160.967
전단력(kN)	51.405	113.91	204.748	147.226

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	27.053	156.554	262.916	100.604
전단력(kN)	32.128	71.194	127.968	92.016

(2) 철근량 검토

① D(T=600 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.80, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	480.00	120.00	43.28	51.41

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 794.400 \times 400.00 = 317760.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 10.681 \text{ mm, } c = 10.681 / \beta_1 = 10.681 / 0.80 = 13.335 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (480.00 - 13.335) / 13.335 = 0.10499$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 266.213 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 794.4 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 2.984]

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{\min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \rho_{\min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{\max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{\text{use}} = A_s / b d = 0.00166$$

$$\rho_{\max} \geq \rho_{\text{use}}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 10.681 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 794.400 \times 400 \times (480.00 - a/2) = 128.204 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 43.284 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.962]}$$

* 전단에 대한 검토 (d = 480.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 480.00 = 354.965 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 51.405 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 600.0 \times 1000.0 = 900.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 600.0 \times 1000.0 = 1200.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H13 - CTC 125 = 1013.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1013.6 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

② A(T=600 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	480.00	120.00	250.49	113.91

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 2292.000 \times 400.00 = 916800.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 30.817 \text{ mm, } c = 30.817 / \beta_1 = 30.817 / 0.80 = 38.473 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (480.00 - 38.473) / 38.473 = 0.03443$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1569.336 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 2292.0 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 1.460]

1단 : H19 - 8.0 EA (= 2292.0 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00478$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 30.817 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 2292.000 \times 400 \times (480.00 - a/2) = 362.047 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 250.486 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.445]$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 480.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 480.00 = 354.965 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 113.910 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 600.0 \times 1000.0 = 900.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 600.0 \times 1000.0 = 1200.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H13 - CTC 125 = 1013.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1013.6 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

③ B(T=600 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	480.00	120.00	420.67	204.75

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 3096.800 \times 400.00 = 1238720.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 41.638 \text{ mm, } c = 41.638 / \beta_1 = 41.638 / 0.80 = 51.982 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (480.00 - 51.982) / 51.982 = 0.02470$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2678.053 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 3096.8 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 1.156]

1단 : H22 - 8.0 EA (= 3096.8 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00645$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 41.638 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 3096.800 \times 400 \times (480.00 - a/2) = 483.477 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 420.665 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.149]$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 480.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 480.00 = 354.965 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 204.748 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 125

$$H16 - CTC 125 = 3177.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 600.0 \times 1000.0 = 900.000 \text{ mm}^2 < 3177.600 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 125

$$H16 - CTC 125 = 3177.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 600.0 \times 1000.0 = 1200.000 \text{ mm}^2 < 3177.600 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H16 - CTC 125 = 1588.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1588.8 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

④ C(T=600 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	600.00	480.00	120.00	160.97	147.23

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 400.00 = 635520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 21.362 \text{ mm, } c = 21.362 / \beta_1 = 21.362 / 0.80 = 26.669 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (480.00 - 26.669) / 26.669 = 0.05099$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 1000.330 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm) , [사용률 = 1.588]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00331$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 21.362 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 400 \times (480.00 - a/2) = 253.522 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 160.967 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.575]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 480.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 480.00 = 354.965 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 147.226 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H22 - CTC 125

$$H22 - CTC 125 = 6193.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 600.0 \times 1000.0 = 900.000 \text{ mm}^2 < 6193.600 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : H22 - CTC 125

$$H22 - CTC 125 = 6193.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0025 \times 600.0 \times 1000.0 = 1500.000 \text{ mm}^2 < 6193.600 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H22 - CTC 125 = 3096.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 3096.8 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

(3) 사용성 검토

① D(T=600 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 27.053 \times 1000000 / [794.400 \times (480.000 - 67.715/3)] \\ = 74.447 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 794.400/1000.0 + 7 \times 794.400/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 480.0 / (7 \times 794.400)} \\ = 67.715 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 794.4 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 4.0 \text{ EA} \quad (= 794.4 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 16/2 = 112.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 74.45) - 2.5 \times 112.00 = 777.80 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 74.45) = 846.24 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 777.80 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 4.0 \text{ EA} = 250.00 \leq S_a (= 777.80 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② A(T=600 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 156.554 \times 1000000 / [2292.000 \times (480.000 - 109.095/3)] \\ = 153.966 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 2292.000/1000.0 + 7 \times 2292.000/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 480.0 / (7 \times 2292.000)} \\ = 109.095 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 2292.0 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H19} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 2292.0 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 19/2 = 110.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 153.97) - 2.5 \times 110.50 = 235.23 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 153.97) = 409.18 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 235.23 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 235.23 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ B(T=600 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 262.916 \times 1000000 / [3096.800 \times (480.000 - 124.200/3)] \\ = 193.569 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 3096.800/1000.0 + 7 \times 3096.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 480.0)/(7 \times 3096.800)]} \\ = 124.200 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 3096.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H22} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 3096.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 22/2 = 109.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 193.57) - 2.5 \times 109.00 = 134.33 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 193.57) = 325.47 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 134.33 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 134.33 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

④ C(T=600 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 100.604 \times 1000000 / [1588.800 \times (480.000 - 92.803/3)] \\ = 141.006 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 480.0)/(7 \times 1588.800)]} \\ = 92.803 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 16/2 = 112.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 141.01) - 2.5 \times 112.00 = 278.49 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 141.01) = 446.79 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 278.49 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 278.49 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

▶ 현포피암터널구간_역T형(H=5.0m)_배면(경사)

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 : $H = 5.000 \text{ M}$
옹 벽 지 판 : $B = 3.900 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/m^2
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 33.690°
뒷채움의 성토높이 : 3.000 m
옹벽전면의 토 피 고(D_f) : 1.000 m

2.3 사용토압

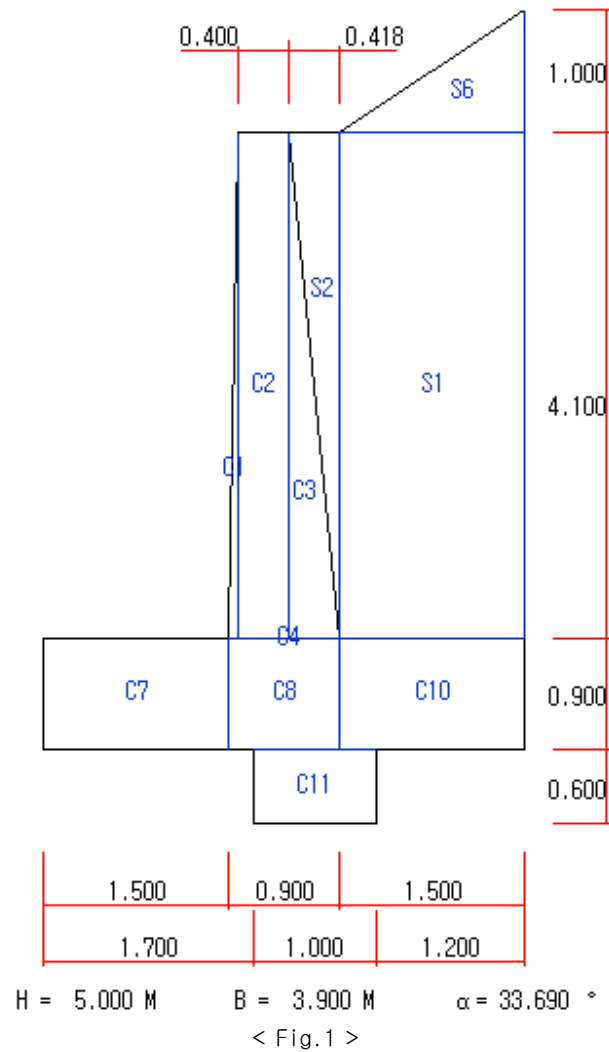
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q_l = 0.00 \text{ KN/m}^2$
과재고정하중 : $q_d = 250.00 \text{ KN/m}^2$

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	0.168	24.5	4.12	0.055	0.23	1.555	2.267	6.40	0.51
C2	1.640	24.5	40.18	0.055	2.21	1.782	2.950	71.60	6.52
C3	0.857	24.5	20.99	0.055	1.15	2.121	2.267	44.54	2.617
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.991	0.900	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.400	0.900	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.000	0.900	0.00	0.00
C7	1.350	24.5	33.08	0.055	1.82	0.750	0.450	24.81	0.82
C8	0.810	24.5	19.85	0.055	1.09	1.950	0.450	38.70	0.49
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.900	0.900	0.00	0.00
C10	1.350	24.5	33.08	0.055	1.82	3.150	0.450	104.19	0.82
C11	0.600	24.5	14.70	0.055	0.81	2.200	-0.300	32.34	-0.24
소계	6.775		165.99		9.13			322.57	11.54
S1	6.150	20.0	123.00	0.055	6.76	3.150	2.950	387.45	19.96
S2	0.857	20.0	17.14	0.055	0.94	2.261	3.633	38.74	3.42
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	2.400	0.900	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.150	0.900	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.400	0.900	0.00	0.00
S6	0.750	20.0	15.00	0.055	0.82	3.400	5.333	51.00	4.40
소계	7.757		155.14		8.53			477.19	27.78
총계			321.13		17.66			799.76	39.32

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 23.132 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 55.00$ ° 일때.. $K_a = 0.9904$
 $\alpha = 54.50$ ° 일때.. $K_a = 0.9991$
 $\alpha = 54.00$ ° 일때.. $K_a = 1.0066$
 $\alpha = 53.50$ ° 일때.. $K_a = 1.0128$
 $\alpha = 53.00$ ° 일때.. $K_a = 1.0177$
 $\alpha = 52.50$ ° 일때.. $K_a = 1.0214$
 $\alpha = 52.00$ ° 일때.. $K_a = 1.0236$

▷ $\alpha = 51.50$ ° 일때.. $K_a = 1.0245$ 최대값

$\alpha = 51.00$ ° 일때.. $K_a = 1.0240$
 $\alpha = 50.50$ ° 일때.. $K_a = 1.0221$
 $\alpha = 50.00$ ° 일때.. $K_a = 1.0187$
 $\alpha = 49.50$ ° 일때.. $K_a = 1.0138$
 $\alpha = 49.00$ ° 일때.. $K_a = 1.0074$
 $\alpha = 48.50$ ° 일때.. $K_a = 0.9994$
 $\alpha = 48.00$ ° 일때.. $K_a = 0.9898$

∴ $K_a = 1.025$ (쌓기중량 $W = 1289.948$ KN)
 $K_{ah} = 1.025 \times \cos 23.132^\circ = 0.942$
 $K_{av} = 1.025 \times \sin 23.132^\circ = 0.402$

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.942 \times 20.0 \times 6.000^2 \\ &= 339.180 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{av} &= 1/2 \times K_{av} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.402 \times 20.0 \times 6.000^2 \\ &= 144.895 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= H / 3 = 6.000 / 3 = 2.000 \text{ m} \\ \chi &= 3.900 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_o &= P_{ah} \times y = 339.180 \times 2.000 \\ &= 678.360 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= P_{av} \times \chi = 144.895 \times 3.900 \\ &= 565.090 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각($\delta = \beta + \Theta$) : 28.354 °
 여기서... $\Theta = \tan^{-1}(kh/(1-kv))$: 3.148 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$$\alpha = 51.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8373$$

$$\alpha = 50.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8452$$

$$\alpha = 50.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8519$$

$$\alpha = 49.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8576$$

$$\alpha = 49.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8621$$

$$\alpha = 48.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8654$$

$$\alpha = 48.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8676$$

$$\triangleright \alpha = 47.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8685 \text{ 최대값}$$

$$\alpha = 47.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8681$$

$$\alpha = 46.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8665$$

$$\alpha = 46.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8635$$

$$\alpha = 45.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8591$$

$$\alpha = 45.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8534$$

$$\alpha = 44.50^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8462$$

$$\alpha = 44.00^\circ \text{ 일때 } K_{ae} = 0.8375$$

$$\therefore K_{ae} = 0.868 \quad (\text{쌓기중량 } W_e = W/\cos(\Theta) = 1115.032 \text{ KN})$$

$$K_{aeh} = 0.868 \times \cos 28.354^\circ = 0.764$$

$$K_{aev} = 0.868 \times \sin 28.354^\circ = 0.412$$

$$\begin{aligned} P_{aeh} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.764 \times 20.0 \times 6.000^2 \\ &= 275.139 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{aev} &= 1/2 \times K_{aev} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.412 \times 20.0 \times 6.000^2 \\ &= 148.485 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= H / 2 = 6.000 / 2 = 3.000 \text{ m} \\ \chi &= 3.900 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_o &= P_{aeh} \times y = 275.139 \times 3.000 \\ &= 825.418 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= P_{aev} \times \chi = 148.485 \times 3.900 \\ &= 579.091 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 0.00 + 250.00 = 250.00 \text{ KN/m}^2$$

-

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	165.988	0.000	322.569	0.000
재하토사 자중	155.138	0.000	477.193	0.000
토 압	144.895	339.180	565.090	678.360
Σ	466.020	339.180	1364.852	678.360

-

-

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	165.988	9.129	322.569	11.536
재하토사 자중	155.138	8.533	477.193	27.781
토 압	148.485	275.139	579.091	825.418
Σ	469.610	292.801	1378.853	864.735

-

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\Sigma V = 466.020 \text{ KN}$$

$$\Sigma Mr = 1364.852 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma Mo = 678.360 \text{ KN.m}$$

$$\begin{aligned}
 e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\
 &= 3.900 / 2 - (1364.852 - 678.360) / 466.020 \\
 &= 0.477 \text{ m} \leq B/6 = 0.650 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}
 \end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.477 \text{ m} \leq B/6 = 0.650 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}
 S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 1364.852 / 678.360 \\
 &= 2.012 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}
 \end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 469.610 \text{ KN} \\ \Sigma M_r &= 1378.853 \text{ KN.m} \\ \Sigma M_o &= 864.735 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / \Sigma V \\ &= 3.900 / 2 - (1378.853 - 864.735) / 469.610 \\ &= 0.855 \text{ m} > B/6 = 0.650 \text{ m} \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.855 \text{ m} \leq B/3 = 1.300 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

$$\begin{aligned}\text{지지지반의 내부마찰각} &: 38.000^\circ \\ \text{지지지반의 단위 중량} &: 20.0 \text{ KN/m}^3 \\ \text{지지지반의 점착력} &: 0.0 \text{ KN/m}^2 \\ \text{성토지반의 단위 중량} &: 20.0 \text{ KN/m}^3 \\ \text{기초의 유효 근입깊이} &: 1.000 \text{ m}\end{aligned}$$

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_a = 450.810 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$\begin{aligned}Q_1 &= \Sigma V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 207.164 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \Sigma V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 31.821 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$q_{\max} = 207.164 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_{ae} = 589.330 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

$$\begin{aligned}q_{\max} &= (2 \cdot \Sigma V) / (L \cdot x) = 285.970 \text{ KN/m}^2 \\ \text{여기서 } x &= 3 (B/2 - e) = 3.284 \text{ m}\end{aligned}$$

$$q_{\max} = 285.970 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
 마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
 점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 466.020 \text{ KN} \\ \Sigma H &= 339.180 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\ &= 0.000 + 401.601 + 40.435 + 84.650 \\ &= 526.685 \text{ KN}\end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.600 \text{ m}$
 $A_e = 2.946 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma H_r / \Sigma H = 526.685 / 339.180 \\ &= 1.553 \geq 1.5 \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 469.610 \text{ KN} \\ \Sigma H &= 292.801 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\ &= 0.000 + 473.898 + 54.709 + 51.734 \\ &= 580.340 \text{ KN}\end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.600 \text{ m}$
 $A_e = 2.190 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma H_r / \Sigma H = 580.340 / 292.801 \\ &= 1.982 \geq 1.2 \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2D+1.6L+1.6H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 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 (1.2D+1.6L+1.6H)

$$\begin{aligned}\sum V &= 617.182 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 1863.858 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 1085.376 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 3.900 / 2 - (1863.858 - 1085.376) / 617.182 \\ &= 0.689 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

$$Q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 326.202 \text{ KN/m}^2$$

여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 3.784 \text{ m}$ (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 437.498 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 1298.877 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 864.735 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 3.900 / 2 - (1298.877 - 864.735) / 437.498 \\ &= 0.958 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

$$Q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 293.920 \text{ KN/m}^2$$

여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 2.977 \text{ m}$ (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(3) LCB 3 : 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	-39.690	392.323	352.633
	모멘트	-29.768	318.487	288.720
LCB2	전단력	-29.768	329.808	300.040
	모멘트	-22.326	275.124	252.798
LCB3	전단력	-33.075	260.166	227.091
	모멘트	-24.806	207.770	182.963

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구	분	뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	39.690	165.600	0.000	-82.566	231.832	354.555
	모멘트	29.768	128.700	0.000	-38.092	347.748	468.123
LCB2	전단력	29.768	124.200	0.000	-16.434	148.485	286.018
	모멘트	22.326	96.525	0.000	-3.161	222.727	338.417
LCB3	전단력	33.075	138.000	0.000	-98.311	144.895	217.659
	모멘트	24.806	107.250	0.000	-61.088	217.342	288.310

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 출과 콘크리트의 마찰각(δ) : 11.667 °
 옹벽배면의 연직경사각(θ) : 5.821 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 50.00^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0318$
 $\alpha = 49.50^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0495$
 $\alpha = 49.00^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0645$
 $\alpha = 48.50^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0768$
 $\alpha = 48.00^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0863$
 $\alpha = 47.50^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0928$
 $\alpha = 47.00^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0964$

▷ $\alpha = 46.50^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0970$ 최대값

$\alpha = 46.00^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0945$
 $\alpha = 45.50^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0887$
 $\alpha = 45.00^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0796$
 $\alpha = 44.50^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0672$
 $\alpha = 44.00^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0512$
 $\alpha = 43.50^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0316$
 $\alpha = 43.00^\circ$ 일때 $.K_a = 1.0083$

$\therefore K_a = 1.097$ (쌓기중량 $W = 919.920 \text{ KN}$)
 $K_{ah} = 1.097 \times \cos 17.488^\circ = 1.046$
 $K_{av} = 1.097 \times \sin 17.488^\circ = 0.330$

㉞ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 59.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4538$
 $\alpha = 58.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4550$
 $\alpha = 58.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4560$
 $\alpha = 57.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4569$
 $\alpha = 57.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4576$
 $\alpha = 56.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4581$
 $\alpha = 56.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4584$

▷ $\alpha = 55.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4585$ 최대값

$\alpha = 55.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4585$
 $\alpha = 54.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4582$
 $\alpha = 54.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4577$
 $\alpha = 53.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4571$
 $\alpha = 53.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4562$
 $\alpha = 52.50^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4550$
 $\alpha = 52.00^\circ$ 일때 $.K_{ae} = 0.4537$

$\therefore K_{ae} = 0.459$ (쌓기중량 $W_e = W/\cos(\Theta) = 185.886 \text{ KN}$)
 $K_{aeh} = 0.459 \times \cos 5.821^\circ = 0.456$
 $K_{aev} = 0.459 \times \sin 5.821^\circ = 0.047$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 1.046 \times 20.0 \times 4.100^2 = 175.885 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 4.100 / 3 = 1.367 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 175.885 \times 1.367 = 240.377 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.456 \times 20.0 \times 4.100^2 = 76.680 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 4.100 / 2 = 2.050 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 76.680 \times 2.050 = 157.195 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

$$q = 0.00 + 250.00 + 250.00 \text{ KN/m}^2$$

i) 벽체 하부 (C-C)

시행책기 계산에서 흙책기 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	0.168	24.5	4.118	0.055	0.227	1.367	0.310
C2	1.640	24.5	40.180	0.055	2.210	2.050	4.530
C3	0.857	24.5	20.994	0.055	1.155	1.367	1.578
합 계 (벽체 하부)			65.293		3.591		6.418

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	횡 토 압	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	281.417	0.000	0.000	281.417
	모멘트	384.603	0.000	0.000	384.603
LCB2	전단력	76.680	0.000	3.591	80.271
	모멘트	157.195	0.000	6.418	163.613
LCB3	전단력	175.885	0.000	0.000	175.885
	모멘트	240.377	0.000	0.000	240.377

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q_3+q_4)}{2} K_p L + \frac{(q_4+q_5)}{2} B \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$K_p = 4.204$ $\mu = 0.473$ (상 시)
 $K_{pe} = 4.090$ $\mu = 0.473$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구분	항목	활동저항력	마찰력	총계
LCB1	전단력	590.918	64.645	655.563
	모멘트	177.275	19.394	196.669
LCB2	전단력	462.897	36.316	499.214
	모멘트	138.869	10.895	149.764
LCB3	전단력	401.601	51.248	452.848
	모멘트	120.480	15.374	135.855

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)	288.720	182.963	352.633
뒷 굽 판 (B-B)	384.603	240.377	354.555
벽 체 하 부 (C-C)	384.603	240.377	281.417
활동 방지벽 (E-E)	196.669	135.855	655.563

(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

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 288.720 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 352.633 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 780.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H19 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 2292.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00294 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 30.817 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.05782 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 595831000.000 \text{ N.mm} \\ &= 595.831 \text{ KN.m} \geq M_u = 288.720 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 14.778 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1099.099 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 14.778 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00141 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00188 \\ \text{철근비검토 : } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 576.818 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 576.818 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 182.963 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00294 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.183 \quad j = 0.939 \\ x &= k \cdot d = 142.972 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 3.495 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 109.002 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 109.002 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 446.21 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 110.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 446.21 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 뒀 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 384.603 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 354.555 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 780.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H19 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 2292.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00294 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 30.817 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.05782 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 595831000.000 \text{ N.mm} \\ &= 595.831 \text{ KN.m} \geq M_u = 384.603 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 19.749 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1468.831 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 19.749 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00188 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00251 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 576.818 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 576.818 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 240.377 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00294 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.183 \quad j = 0.939 \\ x &= k \cdot d = 142.972 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 4.592 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 143.207 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 143.207 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 273.65 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 110.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 273.65 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 384.603 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 281.417 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 900.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 780.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H19 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 2292.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00294 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 30.817 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.05782 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 595831000.000 \text{ N.mm} \\ &= 595.831 \text{ KN.m} \geq M_u = 384.603 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 19.749 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1468.831 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 19.749 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00188 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00251 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 576.818 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 576.818 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 240.377 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00294 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.183 \quad j = 0.939 \\ x &= k \cdot d = 142.972 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 4.592 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 143.207 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 143.207 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 273.65 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 110.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 273.65 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 활 동 방 지 벽

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 196.669 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 655.563 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 1000.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 880.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H19 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 1146.000 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00130 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 15.408 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.13424 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 339881300.000 \text{ N.mm} \\ &= 339.881 \text{ KN.m} \geq M_u = 196.669 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 8.883 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 660.650 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 8.883 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00075 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00100 \\ \text{철근비검토 : } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 650.769 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 535.181 \text{ KN} \\ s &= 250.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 440.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 1185.949 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 135.855 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00130 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.126 \quad j = 0.958 \\ x &= k \cdot d = 111.071 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.902 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 140.629 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 140.629 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 283.74 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 110.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $250.00 \text{ mm} \leq 283.74 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 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

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.318 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H19
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 1146.000 mm²
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H19@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.255 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

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	0.477	0.650	0.K	1.553	1.500	0.K	207.164	450.810	0.K
지진시	0.855	1.300	0.K	1.982	1.200	0.K	285.970	589.330	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	288.72	595.83	0.K	352.63	576.82	0.K	446.2	125.0	0.K
뒷 굽 판	384.60	595.83	0.K	354.56	576.82	0.K	273.7	125.0	0.K
벽체 하부	384.60	595.83	0.K	281.42	576.82	0.K	273.7	125.0	0.K
활동방지벽	196.67	339.88	0.K	655.56	1185.95	0.K	283.7	250.0	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	H19 @ 125mm	120.0	2292.000	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800
뒷 굽 판	H19 @ 125mm	120.0	2292.000	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800
벽체 하부	H19 @ 125mm	120.0	2292.000	H13 x 4.000Leg	200.0	506.800
활동방지벽	H19 @ 250mm	120.0	1146.000	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800

▶ 현포피암터널구간_역T형(H=6.0m)_배면(경사)

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 : $H = 6.000 \text{ M}$
옹 벽 지 판 : $B = 5.400 \text{ M}$

1.2 내진설계

지진 구역 계수 : 0.110
위 험 도 계 수 : 1.000

가속도 계수 A : 0.110
수평지진계수 K_h : 0.055

2. 설 계 조 건

2.1 사용재료

콘크리트 : $f_{ck} = 35.0 \text{ MPa}$
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) : 20.000 KN/m^3
뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ_1) : 35.000°
지지지반의 내부마찰각(ϕ_2) : 38.000°
지지지반의 점 착 력(C) : 0.000 KN/m^2
뒷채움흙의 경 사 각(β) : 33.690°
뒷채움의 성토높이 : 2.500 m
옹벽전면의 토 피 고(D_f) : 1.000 m

2.3 사용토압

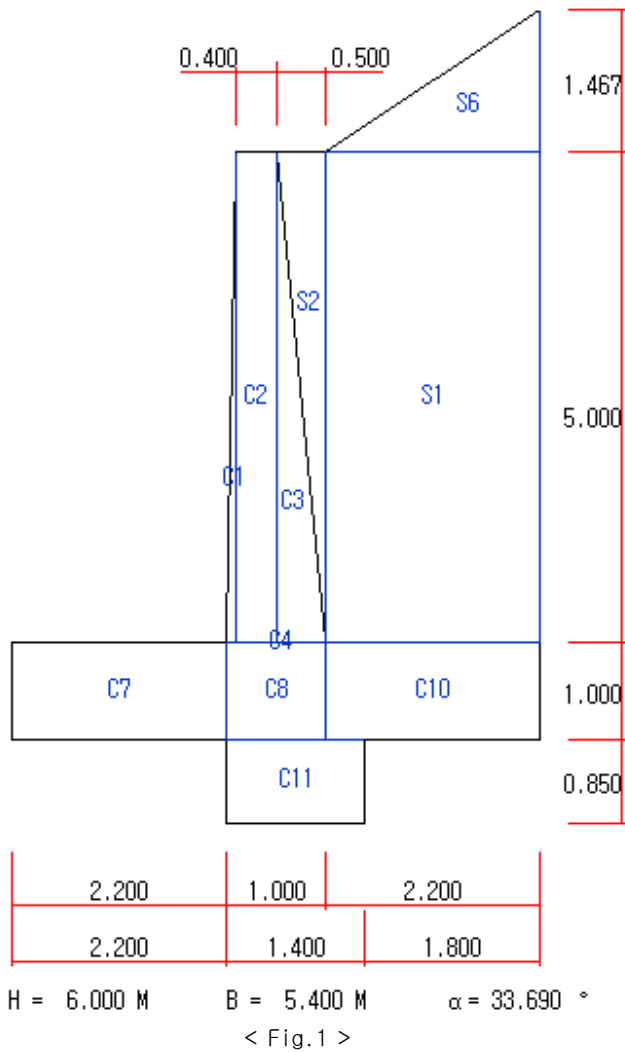
상 시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

지진시 : 안정 검토시 - 시행 흠뻐기 토압
단면 검토시 - 시행 흠뻐기 토압

2.4 과재하중

과재 활하중 : $q_l = 0.00 \text{ KN/m}^2$
과재고정하중 : $q_d = 250.00 \text{ KN/m}^2$

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	0.250	24.5	6.13	0.055	0.34	2.267	2.667	13.88	0.90
C2	2.000	24.5	49.00	0.055	2.70	2.500	3.500	122.50	9.43
C3	1.250	24.5	30.63	0.055	1.68	2.867	2.667	87.79	4.492
C4	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	2.750	1.000	0.00	0.00
C5	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	3.200	1.000	0.00	0.00
C6	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	1.467	1.000	0.00	0.00
C7	2.200	24.5	53.90	0.055	2.96	1.100	0.500	59.29	1.48
C8	1.000	24.5	24.50	0.055	1.35	2.700	0.500	66.15	0.67
C9	0.000	24.5	0.00	0.055	0.00	3.933	1.000	0.00	0.00
C10	2.200	24.5	53.90	0.055	2.96	4.300	0.500	231.77	1.48
C11	1.190	24.5	29.16	0.055	1.60	2.900	-0.425	84.55	-0.68
소계	10.090		247.21		13.60			665.93	17.78
S1	11.000	20.0	220.00	0.055	12.10	4.300	3.500	946.00	42.35
S2	1.250	20.0	25.00	0.055	1.38	3.033	4.333	75.83	5.96
S3	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	3.200	1.000	0.00	0.00
S4	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	4.300	1.000	0.00	0.00
S5	0.000	20.0	0.00	0.055	0.00	4.667	1.000	0.00	0.00
S6	1.613	20.0	32.27	0.055	1.77	4.667	6.489	150.58	11.52
소계	13.863		277.27		15.25			1172.41	59.82
총계			524.47		28.85			1838.35	77.60

2) 토압계산

① 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 뒷채움흙의 벽면마찰각(δ) : 15.620 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 59.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9605$
 $\alpha = 58.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9656$
 $\alpha = 58.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9700$
 $\alpha = 57.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9735$
 $\alpha = 57.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9762$
 $\alpha = 56.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9781$
 $\alpha = 56.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9792$

▷ $\alpha = 55.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9794$ 최대값

$\alpha = 55.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9788$
 $\alpha = 54.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9773$
 $\alpha = 54.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9749$
 $\alpha = 53.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9716$
 $\alpha = 53.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9674$
 $\alpha = 52.50^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9623$
 $\alpha = 52.00^\circ$ 일때.. $K_a = 0.9562$

∴ $K_a = 0.979$ (쌓기중량 $W = 1553.513 \text{ KN}$)
 $K_{ah} = 0.979 \times \cos 15.620^\circ = 0.943$
 $K_{av} = 0.979 \times \sin 15.620^\circ = 0.264$

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{ah} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.943 \times 20.0 \times 7.467^2 \\ &= 525.865 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{av} &= 1/2 \times K_{av} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.264 \times 20.0 \times 7.467^2 \\ &= 147.025 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= H / 3 = 7.467 / 3 = 2.489 \text{ m} \\ \chi &= 5.400 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_o &= P_{ah} \times y = 525.865 \times 2.489 \\ &= 1308.818 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_r &= P_{av} \times \chi = 147.025 \times 5.400 \\ &= 793.933 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

② 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 벽면마찰각($\delta = \beta + \Theta$) : 18.998 °
 여기서... $\Theta = \tan^{-1}(kh/(1-kv))$: 3.148 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$$\begin{aligned}\alpha = 56.00^\circ & \text{일때} \dots K_{ae} = 0.9807 \\ \alpha = 55.50^\circ & \text{일때} \dots K_{ae} = 0.9852 \\ \alpha = 55.00^\circ & \text{일때} \dots K_{ae} = 0.9891 \\ \alpha = 54.50^\circ & \text{일때} \dots K_{ae} = 0.9922 \\ \alpha = 54.00^\circ & \text{일때} \dots K_{ae} = 0.9945 \\ \alpha = 53.50^\circ & \text{일때} \dots K_{ae} = 0.9961 \\ \alpha = 53.00^\circ & \text{일때} \dots K_{ae} = 0.9970\end{aligned}$$

▷ $\alpha = 52.50^\circ$ 일때 $\dots K_{ae} = 0.9971$ 최대값

$$\begin{aligned}\alpha = 52.00^\circ & \text{일때} \dots K_{ae} = 0.9963 \\ \alpha = 51.50^\circ & \text{일때} \dots K_{ae} = 0.9948 \\ \alpha = 51.00^\circ & \text{일때} \dots K_{ae} = 0.9924 \\ \alpha = 50.50^\circ & \text{일때} \dots K_{ae} = 0.9892 \\ \alpha = 50.00^\circ & \text{일때} \dots K_{ae} = 0.9851 \\ \alpha = 49.50^\circ & \text{일때} \dots K_{ae} = 0.9802 \\ \alpha = 49.00^\circ & \text{일때} \dots K_{ae} = 0.9744\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\therefore K_{ae} &= 0.997 \quad (\text{쌓기중량 } W_e = W/\cos(\Theta) = 1575.825 \text{ KN}) \\ K_{aeh} &= 0.997 \times \cos 18.998^\circ = 0.943 \\ K_{aev} &= 0.997 \times \sin 18.998^\circ = 0.325\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{aeh} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.943 \times 20.0 \times 7.467^2 \\ &= 525.592 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{aev} &= 1/2 \times K_{aev} \times \gamma t \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.325 \times 20.0 \times 7.467^2 \\ &= 180.953 \text{ KN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}y &= H / 2 = 7.467 / 2 = 3.733 \text{ m} \\ \chi &= 5.400 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_o &= P_{aeh} \times y = 525.592 \times 3.733 \\ &= 1962.208 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_r &= P_{aev} \times \chi = 180.953 \times 5.400 \\ &= 977.145 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

3) 과재하중

① 상시 과재하중

$$q = 0.00 + 250.00 = 250.00 \text{ KN/m}^2$$

-

3.2 안정검토용 하중집계

1) 상시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	247.205	0.000	665.935	0.000
재하토사 자중	277.267	0.000	1172.411	0.000
토 압	147.025	525.865	793.933	1308.818
Σ	671.496	525.865	2632.278	1308.818

-

-

2) 지진시 하중집계

구 분	V(KN)	H(KN)	Mr(KN.m)	Mo(KN.m)
콘크리트 자중	247.205	13.596	665.935	17.779
재하토사 자중	277.267	15.250	1172.411	59.824
토 압	180.953	525.592	977.145	1962.208
Σ	705.424	554.438	2815.490	2039.811

-

3.3 전도에 대한 안정검토

1) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 671.496 \text{ KN} \\ \Sigma Mr &= 2632.278 \text{ KN.m} \\ \Sigma Mo &= 1308.818 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / \Sigma V \\ &= 5.400 / 2 - (2632.278 - 1308.818) / 671.496 \\ &= 0.729 \text{ m} \leq B/6 = 0.900 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 0.729 \text{ m} \leq B/6 = 0.900 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma Mr / \Sigma Mo = 2632.278 / 1308.818 \\ &= 2.011 \geq 2.0 \quad \therefore \text{O.K}\end{aligned}$$

2) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 705.424 \text{ KN} \\ \Sigma M_r &= 2815.490 \text{ KN.m} \\ \Sigma M_o &= 2039.811 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / \Sigma V \\ &= 5.400 / 2 - (2815.490 - 2039.811) / 705.424 \\ &= 1.600 \text{ m} > B/6 = 0.900 \text{ m} \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

▷ 편심 검토

$$e = 1.600 \text{ m} \leq B/3 = 1.800 \text{ m} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.4 지지력에 대한 안정검토

1) 지지지반의 조건

$$\begin{aligned}\text{지지지반의 내부마찰각} &: 38.000^\circ \\ \text{지지지반의 단위 중량} &: 20.0 \text{ KN/m}^3 \\ \text{지지지반의 점착력} &: 0.0 \text{ KN/m}^2 \\ \text{성토지반의 단위 중량} &: 20.0 \text{ KN/m}^3 \\ \text{기초의 유효 근입깊이} &: 1.000 \text{ m}\end{aligned}$$

2) 상시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_a = 450.330 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포이므로

$$\begin{aligned}Q_1 &= \Sigma V / (B \cdot L) \times (1 + 6e / B) = 225.088 \text{ KN/m}^2 \\ Q_2 &= \Sigma V / (B \cdot L) \times (1 - 6e / B) = 23.615 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

$$q_{\max} = 225.088 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K}$$

3) 지진시 안정검토

① 지지지반의 허용지지력

$$\text{지반의 허용지지력 } q_{ae} = 606.670 \text{ KN/m}^2$$

② 지반반력 검토

지반반력이 삼각형 분포이므로

$$\begin{aligned}q_{\max} &= (2 \cdot \Sigma V) / (L \cdot x) = 427.688 \text{ KN/m}^2 \\ \text{여기서 } x &= 3 (B/2 - e) = 3.299 \text{ m}\end{aligned}$$

$$q_{\max} = 427.688 \leq q_{ae} \quad \therefore \text{O.K}$$

3.5 활동에 대한 안정검토

1) 검토조건

흙과 콘크리트의 경우 $\Phi_B = (2/3)\Phi$ 이므로
 마찰계수 $\mu = \tan(\Phi_B) = 0.473$
 점착력 $C = 0.0 \text{ KN/m}^2$

2) 상시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 671.496 \text{ KN} \\ \Sigma H &= 525.865 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\ &= 0.000 + 630.669 + 41.660 + 126.208 \\ &= 798.537 \text{ KN}\end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.204$ (기초저면의 Rankine 수동토압계수)
 $L = 0.850 \text{ m}$
 $A_e = 3.942 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma H_r / \Sigma H = 798.537 / 525.865 \\ &= 1.519 \geq 1.5 \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

3) 지진시 안정검토

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 705.424 \text{ KN} \\ \Sigma H &= 554.438 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_r &= C \times A_e + \frac{(Q_3+Q_4)}{2} K_p L + \frac{(Q_1+Q_4)}{2} B_1 \mu + \frac{(Q_3+Q_2)}{2} B_3 \mu \quad ('96 \text{ 콘.시 제17장}) \\ &= 0.000 + 899.827 + 76.881 + 37.051 \\ &= 1013.759 \text{ KN}\end{aligned}$$

여기서 $K_p = 4.090$ (Mononobe-Okabe 수동토압계수)
 $L = 0.850 \text{ m}$
 $A_e = 2.199 \text{ m}^2$ (유효재하면적)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

▷ 안전율 검토

$$\begin{aligned}S.F &= \Sigma H_r / \Sigma H = 1013.759 / 554.438 \\ &= 1.828 \geq 1.2 \quad \therefore \text{O.K.}\end{aligned}$$

4. 단 면 검 토

4.1 하 중 조 합

LCB 1 : 상 시 계수하중 (1.2D+1.6L+1.6H)
LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)
LCB 3 : 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 (1.2D+1.6L+1.6H)

$$\begin{aligned}\sum V &= 864.605 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 3476.307 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 2094.108 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 5.400 / 2 - (3476.307 - 2094.108) / 864.605 \\ &= 1.101 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

$$Q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 360.557 \text{ KN/m}^2$$

여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 4.796 \text{ m}$ (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(2) LCB 2 : 지진시 계수하중 (0.9D+1.0H+1.0E)

$$\begin{aligned}\sum V &= 652.977 \text{ KN} \\ \sum M_r &= 2631.655 \text{ KN.m} \\ \sum M_o &= 2039.811 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}e &= B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V \\ &= 5.400 / 2 - (2631.655 - 2039.811) / 652.977 \\ &= 1.794 \text{ m} > B/6 \quad \therefore \text{삼각형 반력분포}\end{aligned}$$

$$Q_{\max} = (2 \cdot \sum V) / (L \cdot x) = 480.283 \text{ KN/m}^2$$

여기서 $x = 3 (B/2 - e) = 2.719 \text{ m}$ (지반반력 작용폭)

※ 반력이 삼각형분포일경우 부반력은 무시한다.

(3) LCB 3 : 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	-64.680	611.291	546.611
	모멘트	-71.148	739.129	667.981
LCB2	전단력	-48.510	629.176	580.666
	모멘트	-53.361	848.824	795.463
LCB3	전단력	-53.900	404.903	351.003
	모멘트	-59.290	478.500	419.210

2) 뒷굽판 단면력

(단위 : KN, m)

구 분		뒷굽자중	재토자중	과재하중	지반반력	연직토압	총 계
LCB1	전단력	64.680	302.720	0.000	-95.742	235.239	506.897
	모멘트	71.148	347.189	0.000	-50.933	517.527	884.931
LCB2	전단력	48.510	227.040	0.000	0.000	180.953	456.503
	모멘트	53.361	260.392	0.000	0.000	398.096	711.849
LCB3	전단력	53.900	252.267	0.000	-142.242	147.025	310.949
	모멘트	59.290	289.324	0.000	-123.360	323.454	548.709

3) 벽체 단면력

(1) 토압계수 계산

㉠ 상시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

뒷채움흙의 내부마찰각(ϕ) : 35.000 °
 뒷채움흙의 경사각(β) : 33.690 °
 출과 콘크리트의 마찰각(δ) : 11.667 °
 옹벽배면의 연직경사각(θ) : 5.711 °

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 53.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0267$
 $\alpha = 52.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0394$
 $\alpha = 52.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0504$
 $\alpha = 51.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0596$
 $\alpha = 51.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0671$
 $\alpha = 50.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0728$
 $\alpha = 50.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0766$

▷ $\alpha = 49.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0786$ 최대값

$\alpha = 49.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0786$
 $\alpha = 48.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0766$
 $\alpha = 48.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0725$
 $\alpha = 47.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0664$
 $\alpha = 47.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0581$
 $\alpha = 46.50^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0477$
 $\alpha = 46.00^\circ$ 일 때 $.K_a = 1.0350$

$\therefore K_a = 1.079$ (쌓기중량 $W = 1075.569 \text{ KN}$)
 $K_{ah} = 1.079 \times \cos 17.377^\circ = 1.029$
 $K_{av} = 1.079 \times \sin 17.377^\circ = 0.322$

㉞ 지진시 주동토압계수 계산 (시행 흙쌓기법)

쌓기의 각도에 따른 주동토압계수

$\alpha = 59.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4532$
 $\alpha = 58.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4544$
 $\alpha = 58.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4554$
 $\alpha = 57.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4563$
 $\alpha = 57.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4570$
 $\alpha = 56.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4575$
 $\alpha = 56.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4578$

▷ $\alpha = 55.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4579$ 최대값

$\alpha = 55.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4579$
 $\alpha = 54.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4576$
 $\alpha = 54.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4572$
 $\alpha = 53.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4565$
 $\alpha = 53.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4622$
 $\alpha = 52.50^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.4857$
 $\alpha = 52.00^\circ$ 일 때 $.K_{ae} = 0.5079$

$\therefore K_{ae} = 0.458$ (쌓기중량 $W_e = W/\cos(\Theta) = 275.962 \text{ KN}$)
 $K_{aeh} = 0.458 \times \cos 5.711^\circ = 0.456$
 $K_{aev} = 0.458 \times \sin 5.711^\circ = 0.046$

(2) 토압에 의한 벽체 단면력계산

㉠ 상시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

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

$$= 1/2 \times 1.029 \times 20.0 \times 5.000^2 = 257.334 \text{ KN/m}$$

$$y = H / 3 = 5.000 / 3 = 1.667 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 257.334 \times 1.667 = 428.890 \text{ KN.m}$$

㉞ 지진시 벽체 단면력

i) 벽체 하부 (C-C)

$$\begin{aligned} P_{ah} &= 1/2 \times K_{aeh} \times \gamma \times H^2 \\ &= 1/2 \times 0.456 \times 20.0 \times 5.000^2 = 113.918 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$y = H / 2 = 5.000 / 2 = 2.500 \text{ m}$$

$$M_o = P_{ah} \times y = 113.918 \times 2.500 = 284.796 \text{ KN.m}$$

(3) 과재하중에 의한 벽체단면력 계산

㉠ 상시 벽체 단면력

$$q = 0.00 + 250.00 + 250.00 \text{ KN/m}^2$$

i) 벽체 하부 (C-C)

시행책기 계산에서 흙책기 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	0.250	24.5	6.125	0.055	0.337	1.667	0.561
C2	2.000	24.5	49.000	0.055	2.695	2.500	6.738
C3	1.250	24.5	30.625	0.055	1.684	1.667	2.807
합 계 (벽체 하부)			85.750		4.716		10.106

▷ 벽체 하단 단면력 계산

(단위 : KN, m)

구분	항목	횡 토 압	과재하중	관성력	총계
LCB1	전단력	411.735	0.000	0.000	411.735
	모멘트	686.225	0.000	0.000	686.225
LCB2	전단력	113.918	0.000	4.716	118.634
	모멘트	284.796	0.000	10.106	294.902
LCB3	전단력	257.334	0.000	0.000	257.334
	모멘트	428.890	0.000	0.000	428.890

3) 활동방지벽의 단면력

활동방지벽(Shear Key)에 작용하는 단면력은 수동토압에 의한 활동저항력과 활동방지벽 저면의 마찰력의 합으로 구한다.
합력의 작용위치는 활동방지벽의 중앙점으로 한다.

$$p = \frac{(q_3+q_4)}{2} K_p L + \frac{(q_4+q_5)}{2} B \mu \quad (\mu = \text{저면 마찰계수})$$

$K_p = 4.204$ $\mu = 0.473$ (상 시)
 $K_{pe} = 4.090$ $\mu = 0.473$ (지진시)

(단위 : KN, m)

구분	항목	활동저항력	마찰력	총계
LCB1	전단력	938.510	94.469	1032.980
	모멘트	398.867	40.149	439.016
LCB2	전단력	869.981	22.535	892.516
	모멘트	369.742	9.578	379.319
LCB3	전단력	630.669	77.471	708.140
	모멘트	268.034	32.925	300.960

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)	795.463	419.210	580.666
뒷 굽 판 (B-B)	686.225	428.890	506.897
벽 체 하 부 (C-C)	686.225	428.890	411.735
활동 방지벽 (E-E)	439.016	300.960	1032.980

(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

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y, 1.4 / f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 795.463 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 580.666 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 1000.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 880.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 4053.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00461 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.502 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.03580 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a / \beta_1 - D_{c\_min}) / (a / \beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 1175279000.000 \text{ N.mm} \\ &= 1175.279 \text{ KN.m} \geq M_u = 795.463 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 : } a &= 36.503 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 : } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 2714.941 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 36.503 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00309 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00411 \\ \text{철근비검토 : } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 650.769 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 650.769 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 419.210 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s / E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00461 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.224 \quad j = 0.925 \\ x &= k \cdot d = 196.892 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 5.229 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 126.990 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 126.990 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 351.38 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 107.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 351.38 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

2) 뒀 굵 판

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 686.225 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 506.897 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 1000.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 880.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 4053.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00461 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.502 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.03580 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{ 를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 1175279000.000 \text{ N.mm} \\ &= 1175.279 \text{ KN.m} \geq M_u = 686.225 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 31.398 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 2335.189 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 31.398 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00265 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00354 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 650.769 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 650.769 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 428.890 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00461 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.224 \quad j = 0.925 \\ x &= k \cdot d = 196.892 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 5.350 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 129.922 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 129.922 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 337.38 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 107.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 337.38 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

3) 벽 체 하 부

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 686.225 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 411.735 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 1000.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 880.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 125 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 4053.600 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00461 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 54.502 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.03580 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 1175279000.000 \text{ N.mm} \\ &= 1175.279 \text{ KN.m} \geq M_u = 686.225 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 31.398 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 2335.189 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 31.398 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00265 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00354 \\ \text{철근비검토 } P_{min} &\leq P \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 650.769 \text{ KN} \\ \phi_v \cdot V_c &= 650.769 \text{ KN} > V_u \quad \therefore \text{전단철근 필요없음.} \end{aligned}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 428.890 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (F_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00461 \\ k &= -np + \sqrt{(np)^2 + 2np} = 0.224 \quad j = 0.925 \\ x &= k \cdot d = 196.892 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 5.350 \text{ MPa} \\ f_s &= M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 129.922 \text{ MPa} \\ f_{st} &= f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 129.922 \text{ MPa} \\ \text{최외단철근 소요중심간격} & \\ s &= \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c, 300 \cdot (210/f_{st})] = 337.38 \text{ mm} \\ \dots \text{여기서 } C_c &= d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 107.50 \text{ mm} \\ \text{최외단철근 평균배근간격} &= 125.00 \text{ mm} \leq 337.38 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

4) 활 동 방 지 벽

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 35.0 \text{ MPa} & f_y &= 400.0 \text{ MPa} \\ \beta_1 &= 0.801 & \phi_f &= 0.85 & \phi_v &= 0.75 \\ p_{min} &= \max(0.25 \sqrt{f_{ck}}/f_y, 1.4/f_y) = 0.00370 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{계수 모멘트 } M_u &= 439.016 \text{ KN.m} & \text{계수 전단력 } V_u &= 1032.980 \text{ KN} \\ \text{단면의 두께 } H &= 1400.000 \text{ mm} & \text{단 위 폭 } B &= 1000.000 \text{ mm} \\ \text{유효 깊이 } D &= 1280.000 \text{ mm} & \text{피복 두께 } D_c &= 120.000 \text{ mm} \end{aligned}$$

▷ 휨모멘트 검토

- 휨강도 검토 -

$$\begin{aligned} \text{사용철근량} &= H25 @ 250 \text{ mm} \quad (D_c = 120 \text{ mm}) \\ &= 2026.800 \text{ mm}^2 \quad \therefore P = A_s / (B \cdot D) = 0.00158 \\ \text{공칭강도시 등가응력깊이 } a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 27.251 \text{ mm} \\ \text{최외단 인장철근 변형률 } \epsilon_t &= 0.10987 \geq 0.004 \quad \therefore \text{O.K} \\ \dots \text{여기서 } \epsilon_t &= 0.003 \cdot (H - a/\beta_1 - D_{c\_min}) / (a/\beta_1) \\ 0.005 \leq \epsilon_t &\text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{를 적용한다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{설계강도 } \phi M_n &= \phi_f \cdot f_y \cdot A_s \cdot (D - a/2) = 872673900.000 \text{ N.mm} \\ &= 872.674 \text{ KN.m} \geq M_u = 439.016 \text{ KN.m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

- 필요철근량 및 철근비 검토 -

$$\begin{aligned} \text{소요등가응력깊이 } a &= 13.636 \text{ mm로 가정} \\ \text{필요 철근량 } A_s &= M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\} = 1014.171 \text{ mm}^2 \\ a &= (A_s \cdot f_y) / (0.85 \cdot f_{ck} \cdot B) = 13.636 \text{ mm} \quad \therefore \text{가정과 비슷함 O.K} \\ P_{req} &= [M_u / \{\phi_f \cdot f_y \cdot (D - a/2)\}] / (B \cdot D) = 0.00079 \Rightarrow 4/3 P_{req} = 0.00106 \\ \text{철근비검토 } 4/3 P_{req} &\leq P \leq P_{min} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

▷ 전단력 검토

$$\begin{aligned} \phi_v \cdot V_c &= \phi_v \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot B \cdot d / 1000 = 946.573 \text{ KN} \\ V_u &> \phi_v \cdot V_c \quad \therefore \text{전단철근보강이 필요하다.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Used } A_v &= H13 \times 4.00 \text{ ea/m} = 506.800 \text{ mm}^2 \quad (\text{간격 } s = 250.0 \text{ mm}) \\ \phi_v \cdot V_s &= \phi_v \cdot A_v \cdot f_y \cdot D / (s \times 1000) = 778.445 \text{ KN} \\ s &= 250.0 \text{ mm} \leq \text{Min}(600, 0.5D) = 600.0 \text{ mm} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

$$\phi_v \cdot V_n = \phi_v \cdot V_c + \phi_v \cdot V_s = 1725.017 \text{ KN} \geq V_u \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 사용성 검토 (균열 검토)

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 300.960 \text{ KN.m} \quad (\text{사용하중 모멘트}) \\ n &= E_s/E_c = 200000 / \{8500 \cdot (f_{ck} + \Delta f)^{1/3}\} = 7 \\ p &= A_s / (B \cdot D) = 0.00158 \\ k &= -np + \sqrt{((np)^2 + 2np)} = 0.138 \quad j = 0.954 \\ x &= k \cdot d = 176.919 \text{ mm} \\ f_c &= 2 \cdot M_{cr} / (B \cdot x \cdot (D - x/3)) = 2.786 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$f_s = M_{cr} / (A_s \cdot (D - x/3)) = 121.611 \text{ MPa}$
 $f_{st} = f_s \cdot (H - D_{c\_min} - x) / (D - x) = 121.611 \text{ MPa}$
 최외단철근 소요중심간격
 $s = \text{Min} [375 \cdot (210/f_{st}) - 2.5C_c , 300 \cdot (210/f_{st})] = 378.81 \text{ mm}$
 ...여기서.. $C_c = d_{c\_min} - \text{주철근 직경}/2 = 107.50 \text{ mm}$
 최외단철근 평균배근간격 = $250.00 \text{ mm} \leq 378.81 \text{ mm} \dots \therefore \text{O.K}$

▷ 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

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.287 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

▷ 저판 수평(온도)철근 검토

수평철근 직경 : H22
수평철근 간격 : 250 mm
사용 수평철근량 : 1548.400 mm²
최소 수평철근비 = 0.25 %

콘크리트의 수화열, 온도변화, 건조수축 등을 고려하여 부재의 한면에 대하여 H22@250mm 를 각각 배근하면

$$\text{사용수평철근비} = 2 \times A_s / (B \cdot H) = 0.310 \% \geq 0.25 \% \quad \therefore \text{O.K}$$

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	0.729	0.900	0.K	1.519	1.500	0.K	225.088	450.330	0.K
지진시	1.600	1.800	0.K	1.828	1.200	0.K	427.688	606.670	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	795.46	1175.28	0.K	580.67	650.77	0.K	351.4	125.0	0.K
뒷 굽 판	686.22	1175.28	0.K	506.90	650.77	0.K	337.4	125.0	0.K
벽체 하부	686.22	1175.28	0.K	411.73	650.77	0.K	337.4	125.0	0.K
활동방지벽	439.02	872.67	0.K	1032.98	1725.02	0.K	378.8	250.0	0.K

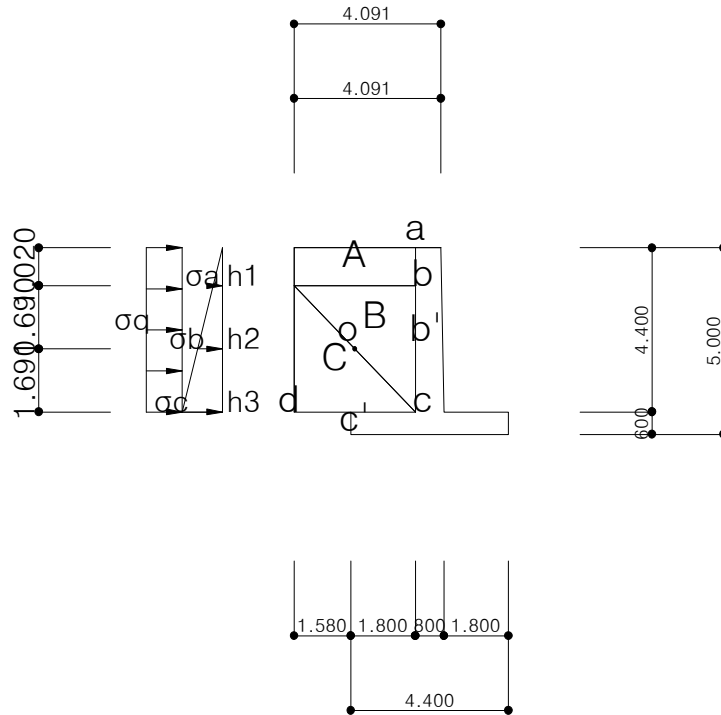
2) 사용 철근량 요약

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	H25 @ 125mm	120.0	4053.600	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800
뒷 굽 판	H25 @ 125mm	120.0	4053.600	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800
벽체 하부	H25 @ 125mm	120.0	4053.600	H13 x 4.000Leg	200.0	506.800
활동방지벽	H25 @ 250mm	120.0	2026.800	H13 x 4.000Leg	250.0	506.800

1. 현포피암터널구간 옹벽종점부 마감벽 설계

1) 옹벽(H=5.0m) 마감벽

(1) 단면력 산정



$$U = 1.600 \cdot H + 1.600 \cdot L$$

$$\text{정지토압계수 } K_o = 1 - \sin \Phi = 1 - \sin(35.0^\circ) = 0.426$$

① 단면 A

$$q_q = K_o \times q = 0.426 \times 10.000 = 4.260 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = K_o \times \gamma \times t \times h_1 = 0.426 \times 20.000 \times 1.020 = 8.690 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} P_a &= (1.600 \times 1/2 \cdot q_a \cdot h_1 + 1.600 \times q_q \cdot h_1) \\ &= (1.600 \times 1/2 \times 8.690 \times 1.020 + 1.600 \times 4.260 \times 1.020) \\ &= 14.044 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_a &= P_a \times L \\ &= 14.044 \times 3.381 \\ &= 47.482 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_a &= 1/2 \cdot P_a \cdot L^2 \\ &= 1/2 \times 14.044 \times 3.381^2 \\ &= 80.268 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

a - b 단면에 단위폭으로 등분포 시키면

$$V_u = 47.482 / 1.020 = 46.551 \text{ kN}$$

$$M_u = 80.268 / 1.020 = 78.694 \text{ kN.m}$$

② 단면 B

* b - b' 및 b' - c 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_a &= K_o \times \gamma_t \times h_1 &= 0.426 \times 20.000 \times 1.020 &= 8.690 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 &= 0.426 \times 20.000 \times 2.710 &= 23.089 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 1.600 \times 8.690 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 20.721 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1.600 \times 23.089 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 43.759 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_b &= P_1 \times L &= 20.721 \times 3.380 \\ &= 70.036 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_b &= 1/2 \cdot P_1 \cdot L^2 &= 1/2 \times 20.721 \times 3.380^2 \\ &= 118.360 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{b'} &= P_2 \times L &= 43.759 \times 1.690 \\ &= 73.952 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{b'} &= 1/2 \cdot P_2 \cdot L^2 &= 1/2 \times 43.759 \times 1.690^2 \\ &= 62.490 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$V_u = 73.952 \text{ kN}$$

$$M_u = 118.360 \text{ kN.m}$$

③ 단면 C

* c - c' 및 c' - d 의 두구간으로 분할하여 불리한 단면력으로 설계

$$\begin{aligned} q_q &= K_o \times q &= 0.426 \times 10.000 &= 4.260 \text{ kN/m}^2 \\ q_a &= K_o \times \gamma_t \times h_1 &= 0.426 \times 20.000 \times 1.020 &= 8.690 \text{ kN/m}^2 \\ q_b &= K_o \times \gamma_t \times h_2 &= 0.426 \times 20.000 \times 2.710 &= 23.089 \text{ kN/m}^2 \\ q_c &= K_o \times \gamma_t \times h_3 &= 0.426 \times 20.000 \times 4.400 &= 37.488 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= 1.600 \times 8.690 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 20.721 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= 1.600 \times 23.089 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 43.759 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_3 &= 1.600 \times 37.488 + 1.600 \times 4.260 \\ &= 66.797 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$V_d = (P_1 + P_3) / 2 \times L = (20.721 + 66.797) / 2 \times 3.380$$

$$= 147.904 \text{ kN}$$

$$M_d = 1/6 \times (2P_1 + P_3) \times L^2 = 1/6 \times (2 \times 20.721 + 66.797) \times 3.380^2$$

$$= 206.093 \text{ kN.m}$$

$$V_c' = (P_2 + P_3) / 2 \times L = (43.759 + 66.797) / 2 \times 1.690$$

$$= 93.419 \text{ kN}$$

$$M_c' = 1/6 \times (2P_2 + P_3) \times L^2 = 1/6 \times (2 \times 43.759 + 66.797) \times 1.690^2$$

$$= 73.456 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 147.904 \times 3.380 / 1.800 = 277.732 \text{ kN} : \text{계산폭} / \text{지지폭}$$

$$M_u = 206.093 \times 3.380 / 1.800 = 386.996 \text{ kN.m}$$

④ 설계 단면력 집계

- 계수하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0	78.694	118.36	386.996
전단력(kN)	0	46.551	73.952	277.732

- 사용하중 단면력 집계

구 분	단면 D	단면 A	단면 B	단면 C
모멘트(kN.m)	0	49.184	73.975	241.872
전단력(kN)	0	29.094	46.22	173.582

(2) 철근량 검토

① A(T=550 mm)

* 단면제원 및 설계가정

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}, f_y = 400 \text{ MPa}, k_1 = 0.80, \Phi_f = 0.85, \Phi_v = 0.75$$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	550.00	430.00	120.00	78.69	46.55

* 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 400.00 = 635520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 21.362 \text{ mm, } c = 21.362 / \beta_1 = 21.362 / 0.80 = 26.669 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (430.00 - 26.669) / 26.669 = 0.04537$$

$$\epsilon_t \geq 0.00500 \text{ 이므로 인장지배단면이며, } \Phi = 0.85 \text{ 를 적용한다.}$$

* 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 542.870 \text{ mm}^2$$

* 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 2.927]

$$1\text{단} : H16 - 8.0 \text{ EA} (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

* 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00369$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(\text{req}) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

* 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 21.362 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 400 \times (430.00 - a/2) = 226.513 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 78.694 \text{ kN.m}) \therefore \text{O.K [안전률 2.878]}$$

* 전단에 대한 검토 ($d = 430.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 430.00 = 317.989 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 46.551 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 550.0 \times 1000.0 = 825.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H13 - CTC 125

$$H13 - CTC 125 = 2027.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 550.0 \times 1000.0 = 1100.000 \text{ mm}^2 < 2027.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H13 - CTC 125 = 1013.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1013.6 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

② B(T=550 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	550.00	430.00	120.00	118.36	73.95

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 1588.800 \times 400.00 = 635520.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 21.362 \text{ mm, } c = 21.362 / \beta_1 = 21.362 / 0.80 = 26.669 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (430.00 - 26.669) / 26.669 = 0.04537$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 820.094 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 1588.8 mm^2 (철근도심 : 120.0 mm) , [사용률 = 1.937]

1단 : H16 - 8.0 EA (= 1588.8 mm^2)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00369$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use}, A_s \geq A_s(REQ) \times 4/3 \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K (콘.설 6.3.2)}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 21.362 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 1588.800 \times 400 \times (430.00 - a/2) = 226.513 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 118.360 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K [안전률 1.914]}$$

★ 전단에 대한 검토 ($d = 430.00 \text{ mm}$)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 430.00 = 317.989 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 73.952 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H25 - CTC 125

$$H25 - CTC 125 = 8107.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 550.0 \times 1000.0 = 825.000 \text{ mm}^2 < 8107.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0025 이상

사용철근량 : H25 - CTC 125

$$H25 - CTC 125 = 8107.200 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0025 \times 550.0 \times 1000.0 = 1375.000 \text{ mm}^2 < 8107.200 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

사용철근량 : H25 - CTC 125 = 4053.600 mm²

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 4053.6 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

③ C(T=550 mm)

★ 단면제원 및 설계가정

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$, $k_1 = 0.80$, $\Phi_f = 0.85$, $\Phi_v = 0.75$

B(mm)	H(mm)	d(mm)	피복(mm)	Mu(kN.m)	Vu(kN)
1000.00	550.00	430.00	120.00	387.00	277.73

★ 강도감소계수(Φ) 산정

$$T = A_s \times f_y = 4053.600 \times 400.00 = 1621440.000$$

$$C = 0.85 \times f_{ck} \times a \times b = 0.85 \times 35.00 \times a \times 1000.000 = 29750.000 \times a$$

$$T = C \text{ 이므로, } a = 54.502 \text{ mm, } c = 54.502 / \beta_1 = 54.502 / 0.80 = 68.043 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_s = 400.00 / 200000.00 = 0.0020$$

$$\epsilon_t = 0.00300 \times (d_t - c) / c = 0.00300 \times (430.00 - 68.043) / 68.043 = 0.01596$$

$\epsilon_t \geq 0.00500$ 이므로 인장지배단면이며, $\Phi = 0.85$ 를 적용한다.

★ 필요철근량 산정

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

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

식②를 식①에 대입하여 이차방정식으로 A_s 를 구한다

$$\frac{f_y^2}{2 \times 0.85 \times f_{ck} \times b} A_s^2 - f_y \times d \times A_s + \frac{M_u}{\Phi} = 0, A_s = 2766.705 \text{ mm}^2$$

★ 사용철근량 = 4053.6 mm² (철근도심 : 120.0 mm), [사용률 = 1.465]

1단 : H25 - 8.0 EA (= 4053.6 mm²)

★ 철근비 검토

$$\rho_{min} : 1.4 / f_y = 0.00350$$

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.00370, \quad \rho_{min} = 0.00370 \text{ 적용}$$

$$\rho_{max} = 0.714 \times P_b = 0.714 \times k_1 \times \Phi \times (f_{ck} / f_y) \times \{600 / (600 + f_y)\} = 0.02552$$

$$\rho_{use} = A_s / b d = 0.00943$$

$$\rho_{max} \geq \rho_{use} \geq \rho_{min} \rightarrow \text{철근비 만족, } \therefore \text{O.K}$$

★ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 54.502 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times 4053.600 \times 400 \times (430.00 - a/2) = 555.078 \text{ kN.m}$$

$$\geq M_u (= 386.996 \text{ kN.m}) \quad \therefore \text{O.K} \quad [\text{안전률 } 1.434]$$

★ 전단에 대한 검토 (d = 430.00 mm)

$$\Phi V_c = 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{35} \times 1000.00 \times 430.00 = 317.989 \text{ kN}$$

$$\geq V_u (= 277.732 \text{ kN}), \text{ 전단보강 불필요.}$$

★ 0.0015hb 『도로교설계기준 P.252』

h : 부재두께 최대 1200 b : 부재 폭

사용철근량 : H16 - CTC 125

$$H16 - CTC 125 = 3177.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0015 \times 550.0 \times 1000.0 = 825.000 \text{ mm}^2 < 3177.600 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 단면적비(온도 및 건조수축 철근) 『콘크리트구조설계기준 P.287』

단면적대비 0.0020 이상

사용철근량 : H16 - CTC 125

$$H16 - CTC 125 = 3177.600 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 0.0020 \times 550.0 \times 1000.0 = 1100.000 \text{ mm}^2 < 3177.600 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

★ 노출면 300mm² 이상 『도로교설계기준 P.252, 철도설계기준 P.254』

$$\text{사용철근량} : H16 - CTC 125 = 1588.800 \text{ mm}^2$$

$$\text{필요철근량} : 300.000 \text{ mm}^2 < 1588.8 \text{ mm}^2 \therefore 0.K$$

(3) 사용성 검토

① A(T=550 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 49.184 \times 1000000 / [1588.800 \times (430.000 - 87.307/3)] \\ = 77.218 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 430.0 / (7 \times 1588.800)} \\ = 87.307 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 16/2 = 112.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 77.22) - 2.5 \times 112.00 = 739.84 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 77.22) = 815.87 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 739.84 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 739.84 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

② B(T=550 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 73.975 \times 1000000 / [1588.800 \times (430.000 - 87.307/3)] \\ = 116.141 \text{ MPa}$$

$$\chi = -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{1 + 2bd/(nA_s)} \\ = -7 \times 1588.800/1000.0 + 7 \times 1588.800/1000.0 \times \sqrt{1 + 2 \times 1000.0 \times 430.0 / (7 \times 1588.800)} \\ = 87.307 \text{ mm}$$

$$\text{사용철근량} = 1588.8 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심} : 120.0 \text{ mm})$$

$$1\text{단} : \text{H16} - 8.0 \text{ EA} \quad (= 1588.8 \text{ mm}^2)$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 16/2 = 112.00 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{\min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 116.14) - 2.5 \times 112.00 = 398.06 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 116.14) = 542.45 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 398.06 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 398.06 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

③ C(T=550 mm)

① 응력 산정

$$f_s = M / [A_s \times (d - \chi/3)] = 241.872 \times 1000000 / [4053.600 \times (430.000 - 130.395/3)]$$

$$\begin{aligned}
&= 154.368 \text{ MPa} \\
\chi &= -nA_s/b + nA_s/b \sqrt{[1 + 2bd/(nA_s)]} \\
&= -7 \times 4053.600/1000.0 + 7 \times 4053.600/1000.0 \times \sqrt{[(1 + 2 \times 1000.0 \times 430.0)/(7 \times 4053.600)]} \\
&= 130.395 \text{ mm} \\
\text{사용철근량} &= 4053.6 \text{ mm}^2 \quad (\text{철근도심 : } 120.0 \text{ mm}) \\
&\quad 1\text{단 : H25 - } 8.0 \text{ EA } (= 4053.6 \text{ mm}^2)
\end{aligned}$$

② 철근의 최대 중심간격

$$C_c = 120.00 - 25/2 = 107.50 \text{ mm}$$

여기서 C_c ; 인장철근이나 긴장재의 표면과 콘크리트 표면사이의 두께(mm)

$$S_{min} : 375 \times (K_{cr} / f_s) - 2.5 \times C_c = 375 \times (210 / 154.37) - 2.5 \times 107.50 = 241.40 \text{ mm}$$

$$300 \times (K_{cr} / f_s) = 300 \times (210 / 154.37) = 408.12 \text{ mm}$$

습윤환경이므로 $K_{cr} = 210$ 적용

S_a 는 작은 값인 241.40 mm 를 적용

$$S = 1000.00 / 8.0 \text{ EA} = 125.00 \leq S_a (= 241.40 \text{ mm}) \quad \therefore \text{O.K}$$

