

개 거(U-type canal)
(3.00(H)×6.00(B))

목 차

1. 설계조건
2. 단면가정
3. 구조해석모델링
4. 하중산정
5. 하중조합
6. 단면력도
7. 단면설계
8. 우각부설계
9. 주철근조립도
10. 사용성검토
11. 지지력검토
12. 부력검토
13. 물량산출서

1. 설 계 조 건

1.1 설계방법 : 강도설계법

1.2 구조형식 : 개거(U-type Canal)

1.3 일반사항

(1) 위 치 : 진라남도 장흥군

(2) 토 피 고 : $H_f = 1.00$ [점도 활하중 재하 높이]

(3) 개거 높이 : $h = 3.00$ [개거 통수단면 높이]

(4) 개거 폭 : $b = 6.00$ [개거 통수단면 폭]

1.4 하중

1.4.1 고정하중

- 재료의 실중량에 의하는 것을 원칙으로 하나 다음 단위질량을 기준으로 한다.

1) 철근콘크리트 : $\gamma_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$

2) 흙

- 기초지반 ($N = 10$)

흙(지하수위이상) : $\gamma_t = 19.0 \text{ kN/m}^3$

흙(지하수위이하) : $\gamma_s = 10.0 \text{ kN/m}^3$ 내부마찰각(ϕ) = $15 + \sqrt{(15 \times N)} = 27^\circ$

- 배면토

흙(지하수위이상) : $\gamma_t = 19.0 \text{ kN/m}^3$

흙(지하수위이하) : $\gamma_s = 10.0 \text{ kN/m}^3$ 내부마찰각(ϕ) = 30°

3) 물 : $\gamma_w = 10.0 \text{ kN/m}^3$

1.4.2 활하중

- 점도 활하중 및 시공중 중기하중에 의한 측압을 고려한다.

1) 활하중 측압

- 활하중 : DB - 24 적용

- 충격계수 : $i = 0.300$ [cf. 교량 : $i = IF(L > 18, 24 + 240 / (L - 0.6), 45 - L^2 / 45) / 100$, L은 지간거리]

- 활하중 (충격 포함) $W_t(1+i) = 124.800 \text{ kN}$

- 활하중 (충격 미포함) $W_t = 96.000 \text{ kN}$

1.4.3 토압

- 상시 : 정지토압과 주동토압의 평균 적용, 지진시 : Monobe-Okabe식 주동토압 적용

1) 상시토압계수

- 정지토압계수 : 0.5 ($K_o = 1 - \sin(\phi)$) [Rankine 식]

- 주동토압계수 : 0.333 (K_A 는 아래 식) [Coulomb 식]

- 적용토압계수 : 0.417 $K_m = (1/2)(K_o + K_A)$ [LH 설계지침(토목) p.75]

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

1.4.4 지진하중

[철도설계기준 p.658, 677]

- 지진시 토압 : Monobe-Okabe식 주동토압 적용, 구체자중 : 구체관성력 적용

1) 지진하중

㉔ 수평지진계수 : $K_h = 0.5 A = 0.5 \times 0.098 = 0.049$ -- 구체 및 뒷채움의 자중의 관성력 적용

㉕ 설계수평진도 : $K_h = A \times S = 0.098 \times 1.00 = 0.098$ -- 상부하중 작용시 관성력 적용

㉖ 설계수직진도 : $K_v = 0$

- 내진등급 I 등급 - 지진구역 : II - 지반종류 : I [철.기 p.658]

- 위험도 계수 1.40 - 지진구역 계수 : 0.07 - 지반 계수 : 1.00

(전라남도)

㉗ 탄성지진응답계수 : $C_s 2.5A = 2.5 \times 0.098 = 0.245$ -- 구체자중 관성력 산정시 적용

[벽체 고유진동수 산정 곤란]

[철도설계기준 p.675]

2) 지진시 토압계수

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

주동토압계수	상 시	지 진 시
ϕ (흙의 내부마찰각)	30	30
θ (지진마찰각)	0	2.805
β (배 면 각)	0	0
δ (흙의 배면마찰각)	0	0
α (배면 뒷채움각)	0	0
i (뒷채움 흙의 경사각)	0	0
토압계수	0.333	0.363

주) ① 벽체 배면과 흙사이 벽면마찰각 (δ) : 안정계산시 0, 벽체 계산시 $\Phi/3$, 지진시 [철도설계기준 p.493]

② 배면에 대한 연직각 (θ, β) : 안정계산시는 가상배면 적용

③ 수평진도에 의한 지진마찰각 (θ) = $\tan^{-1}(kh/(1-kv))$ [철도설계기준 p.676]

1.4.5 지하수위

- GL로부터 지하수면까지의 깊이(h'_w) : 1.500 m [지반조사보고서 참조]
- 양압력 고려

1.4.6 건조수축지하수위

- 정정구조로 영향 무시

1.4.7 크리프와 온도변화 건조수축지하수위

- 크리프 영향 고려 단면 2x2m 이상에서는 압축측에 인장측 철근량의 1/2을 배근

1.4.8 내부수압

- 지지력 검토시만 고려

1.5 재료의 특성 및 설계강도

1.5.1 설계기준강도

- 콘크리트 압축강도 $f_{ck} = 24$ MPa
- 철근의 항복강도 $f_y = 400$ MPa

1.5.2 탄성계수

- 콘크리트	E_c	=	$8,500 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck}+4)}$	=	2.58E+04	MPa	[콘크리트구조기준 p.63]
- 철근	E_s	=			2.00E+05	MPa	[콘크리트구조기준 p.64]
- 탄성계수비	n	=			8		

1.5.3 강도감소계수

- 휨 및 인장부재	φ_r	=	0.85	
- 전단	φ_v	=	0.75	
- 축방향압축부재	φ_c	=	0.70	(띠 철근)
			0.75	(나선 철근)

1.6 참고문헌

1.6.1 콘크리트 구조기준(국토해양부, 2012)

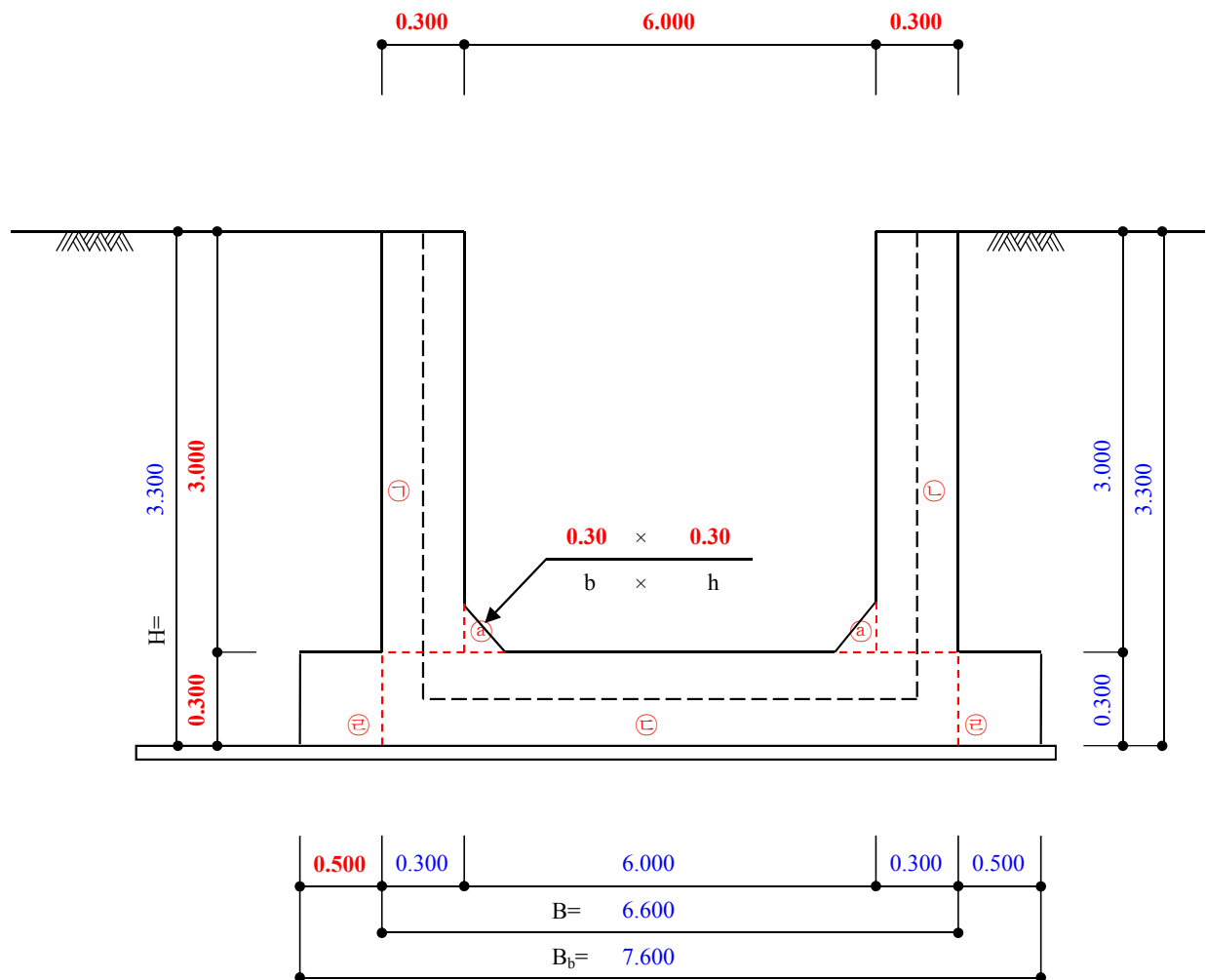
1.6.2 철도설계기준(노반편, 한국철도시설공단, 2013)

1.6.3 콘크리트 표준시방서(건설교통부, 2016)

1.6.4 LH설계지침(토목)(대한토지주택공사, 2015)

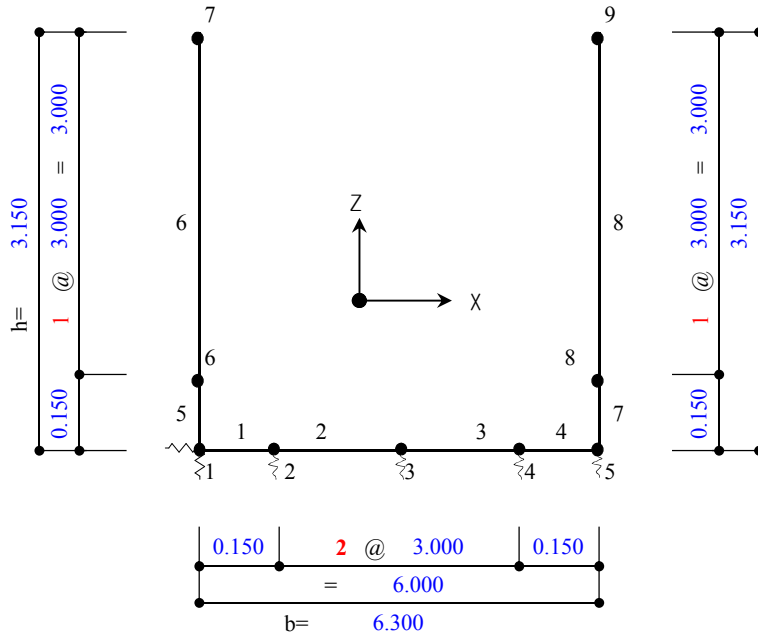
2. 단면 가정

2.1 가정 단면



3. 구조해석 모델링

3.1 모델링



3.1.1 절점좌표

Joint	좌표		
	X	Y	Z
1	0.000	0.000	0.000
2	0.150	0.000	0.000
3	3.150	0.000	0.000
4	6.150	0.000	0.000
5	6.300	0.000	0.000
6	0.000	0.000	0.150
7	0.000	0.000	3.150
8	6.300	0.000	0.150
9	6.300	0.000	3.150

3.1.2 경계조건

joint	spring계수 (kN/m ²)		joint	spring계수 (kN/m ²)	
	z방향(수직)	x방향(수평)		z방향(수직)	x방향(수평)
1	4195	1.00E+10	4	29365	-
2	29365	-	5	4195	-
3	55933	-	-	-	-

3.1.3 단면제원

Element	두께	폭	비고
1 ~ 4	0.300	1.000	하부 슬래브
5 ~ 6	0.300	1.000	좌측 벽체
7 ~ 8	0.300	1.000	우측 벽체

3.2 연직 지반반력계수

$$K_v = K_{v0} \times (B_v / 0.3)^n \quad (n = -3/4)$$

$$K_{v0} = 1/0.3 \times \alpha \times E_0$$

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{(B \times L)} \quad ; \quad B \geq L$$

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{(B \times B)} \quad ; \quad B < L$$

B : 구조물의 횡방향 폭

L : 구조물의 종방향 폭

$$E_0 = 2800 \text{ N} = 2800 \times 10 = 28000 \text{ KN/m}^3, \quad \alpha = 1$$

$$K_{v0} = 1 \times 1 / 0.3 \times 28000 = 9.333\text{E}+04 \text{ KN/m}^3$$

$$B = 6.600 \geq 1.000 = L \quad ; \quad B \geq L \text{ 이므로 } B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{(B \times L)} \text{ 이다}$$

$$B_v = \sqrt{(6.600 \times 1.000)} = 2.569 \text{ m}$$

$$\therefore K_v = 9.333\text{E}+04 \times (2.569 / 0.3)^{-3/4} = 1.864\text{E}+04 \text{ KN/m}^3$$

$$K_1 = 1.864\text{E}+04 \times 0.2250 = 4.195\text{E}+03 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{절점 :1,5})$$

$$K_2 = 1.864\text{E}+04 \times 1.5750 = 2.936\text{E}+04 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{절점 :2,4})$$

$$K_3 = 1.864\text{E}+04 \times 3.0000 = 5.593\text{E}+04 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{절점 :3})$$

절점별 반력 계산

- 구체자중 : 104.25 kN

- 내부 물 중량 : 6.00 × 3.00 × 10.00 = 180.00 kN

- 중량 계 : 284.25 kN

지반반력 1 : 284.25 × (0.2250 / 6.6) = 9.69 kN (절점 : 1 , 5)

지반반력 2 : 284.25 × (1.5750 / 6.6) = 67.83 kN (절점 : 2 , 4)

지반반력 3 : 284.25 × (3.0000 / 6.6) = 129.20 kN (절점 : 3)

Σ 284.25 kN

4. 하중산정

4.1 고정하중

4.1.1 자중

㉠ (좌측벽체)	0.300	×	3.000	×	1.000	=	0.900	m ³
㉡ (우측벽체)	0.300	×	3.000	×	1.000	=	0.900	m ³
㉢ (바닥슬래브)	0.300	×	6.600	×	1.000	=	1.980	m ³
㉣ (부상방지판)	0.300	×	1.000	×	1.000	=	0.300	m ³
㉤ (현치)	0.300	×	0.300	×	1.000	=	0.090	m ³
							Σ	4.170 m ³
- 단위길이당 전체 무게	$W_t = \gamma_c \times V$					=	104.250	kN
- 기초지반반력	$w_1 = W_t / b$					=	15.795	kN/m
- 기초지반반력(부력고려)	$w_1' = (W_t - B) / b$					=	13.295	kN/m
	* $B = (h - h_w) \times \gamma_w = (3.150 - 1.500) \times 10$					=	16.500	kN

4.2 활하중

4.2.1 활하중에 의한 측압

$q_0 = 2 \times (0.4w) \times (1+i) / (3 \times (2H + 0.2)) = 2 \times 124.8 / 6.6$	=	37.818	kN/m ²
$q_1 = 1/2(K_0 + K_A) \times q_0 = 0.417 \times 37.818$	=	15.758	kN/m ²
$q_2 =$	=	15.758	kN/m ²

4.3 토압

4.3.1 지하수가 없을 때

① 좌측벽체								
$q_1 =$	0.417	×	0.000	+	20.000	×	0.000	) = 0.000 kN/m ²
$q_2 =$	0.000	+	0.417	×	20.000	×	2.000	) = 16.667 kN/m ²
$q_3 =$	16.667	+	0.417	×	20.000	×	0.100	) = 17.500 kN/m ²
② 우측벽체								
$q_1 =$	0.417	×	0.000	+	20.000	×	0.000	) = 0.000 kN/m ²
$q_2 =$	0.000	+	0.417	×	20.000	×	2.000	) = 16.667 kN/m ²
$q_3 =$	16.667	+	0.417	×	20.000	×	0.100	) = 17.500 kN/m ²

4.3.2 지하수가 있을 때

① 좌측벽체								
$q_1 =$	K_m	×	h_{sur}	+	γ_t	×	h_0	)
	0.417	×	0.000	+	19.000	×	0.000	) = 0.000 kN/m ²
$q_2 =$	q_1	+	K_m	×	γ_t	×	h_w'	)
	0.000	+	0.417	×	19.000	×	1.500	) = 11.875 kN/m ²
$q_3 =$	q_2	+	K_m	×	$\gamma_t \text{ or } \gamma_s$	×	$h - h_w - 1/2t_b$	)
	11.875	+	0.417	×	10.000	×	1.500	) = 18.125 kN/m ²

$$\begin{aligned}
 q_4 &= q_3 + K_m \times (\gamma_t \text{ or } \gamma_s \times 1/2t_b) \\
 &= 18.125 + 0.417 \times (10.000 \times 0.150) = 18.750 \text{ kN/m}^2 \\
 q_5 &= \gamma_w \times h_w \\
 &= 10.000 \times 1.650 = 16.500 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

② 우측벽체

$$\begin{aligned}
 q_1 &= K_m \times (h_{sur} + \gamma_t \times h_0) \\
 &= 0.417 \times (0.000 + 19.000 \times 0.000) = 0.000 \text{ kN/m}^2 \\
 q_2 &= q_1 + K_m \times (\gamma_t \times h'_w) \\
 &= 0.000 + 0.417 \times (19.000 \times 1.500) = 11.875 \text{ kN/m}^2 \\
 q_3 &= q_2 + K_m \times (\gamma_t \text{ or } \gamma_s \times h - h_w - 1/2t_b) \\
 &= 11.875 + 0.417 \times (10.000 \times 1.500) = 18.125 \text{ kN/m}^2 \\
 q_4 &= q_3 + K_m \times (\gamma_t \text{ or } \gamma_s \times 1/2t_b) \\
 &= 18.125 + 0.417 \times (10.000 \times 0.150) = 18.750 \text{ kN/m}^2 \\
 q_5 &= \gamma_w \times h_w \\
 &= 10.000 \times 1.650 = 16.500 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

4.4 지진하중

4.4.1 지진시 토압

① 좌측벽체

$$P_{ac} = 1/2 \times K_{ac} \times (1 - K_v) \times \gamma_t \times h^2 \times L = 1/2 \times (0.363) \times (1 - 0) \times (188.5) = 34.206 \text{ kN}$$

② 우측벽체

$$P_{ac} = 1/2 \times K_{ac} \times (1 - K_v) \times \gamma_t \times h^2 \times L = 1/2 \times (0.363) \times (1 - 0) \times (188.5) = 34.206 \text{ kN}$$

4.4.2 구체관성력

① 좌측벽체

$$P_E = 2.5 \times A \times g \times (\gamma_c/g) \times h \times L = 2.5 \times (0.098) \times (25.00) \times (3.2) = 19.294 \text{ kN}$$

② 우측벽체

$$P_E = 2.5 \times A \times g \times (\gamma_c/g) \times h \times L = 2.5 \times (0.098) \times (25.00) \times (3.2) = 19.294 \text{ kN}$$

4.5 양압력

- 지하수위에 의한 바닥슬래브 저면 양압력

$$w_{1w} = \gamma_w \times h_s = 10.000 \times (3.300 - 1.5) = 18.000 \text{ kN/m}$$

4.6 건조수축

- 정정구조로서 건조수축 영향 무시

$$\Delta T_x = \frac{\varepsilon}{\alpha} = \frac{-0.00015}{0.00001} = -15^\circ\text{C}$$

4.7 크리프 및 온도하중

$$t = 15.000 \text{ }^\circ\text{C}$$

- 단면이 모두 구속되지 않는 구조물로 온도에 의한 영향은 고려하지 않음

- 크리프의 영향 고려 단면크기 2x2m 이상에서는 압축측 배근

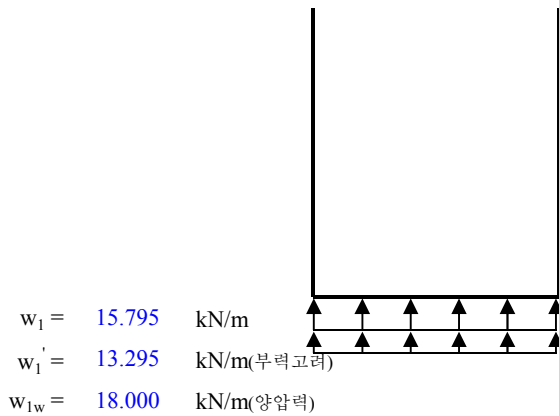
4.8 내부수압

- 수로내부 수압은 기초지저력 검토시만 반영, 단면력 산출시는 무시

4.9 하중재하도

4.9.1 고정하중

- 자중에 의한 지반반력



① 지하수 없을 때

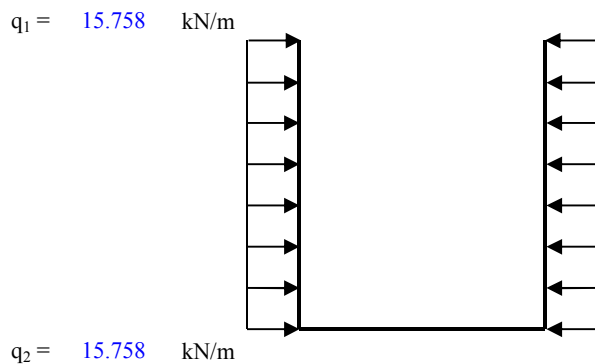
$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0 &= 0.000 &\text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M_3 &= -1/8 \times w_1 \times b^2 &= -78.365 &\text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_{1v} &= -1/2 \times w_1 \times b &= -49.756 &\text{ kN} \\
 F_{1v} &= -t \times h \times L \times \gamma_c &= -23.625 &\text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 지하수 있을 때

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 0 &= 0.000 &\text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M_3 &= -1/8 \times (w_1' + w_{1w}) \times b^2 &= -144.327 &\text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_{1v} &= -1/2 \times (w_1' + w_{1w}) \times b &= -91.636 &\text{ kN} \\
 F_{1v} &= -t \times h \times L \times \gamma_c &= -23.625 &\text{ kN}
 \end{aligned}$$

4.9.2 활하중

- 활하중에 의한 측압



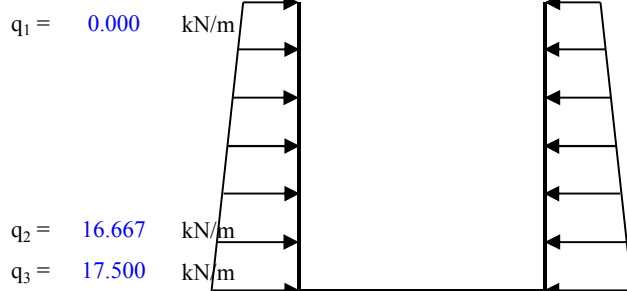
$$q_1 = 15.758 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 M_1 &= 1/2 \times q_1 \times h^2 &= 78.179 &\text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M_3 &= 1/2 \times q_1 \times h^2 &= 78.179 &\text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M_6 &= 1/2 \times q_1 \times h_1^2 &= 70.911 &\text{ kN}\cdot\text{m} \\
 S_{1h} &= q_1 \times h &= 49.638 &\text{ kN} \\
 S_6 &= q_1 \times b_1 &= 47.274 &\text{ kN} \\
 F_{1h} &= -q_1 \times h &= -49.638 &\text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$q_2 = 15.758 \text{ kN/m}$$

4.9.3 토압

① 상시 토압(지하수 없을 때)



$$q_1 = 0.000 \text{ kN/m}$$

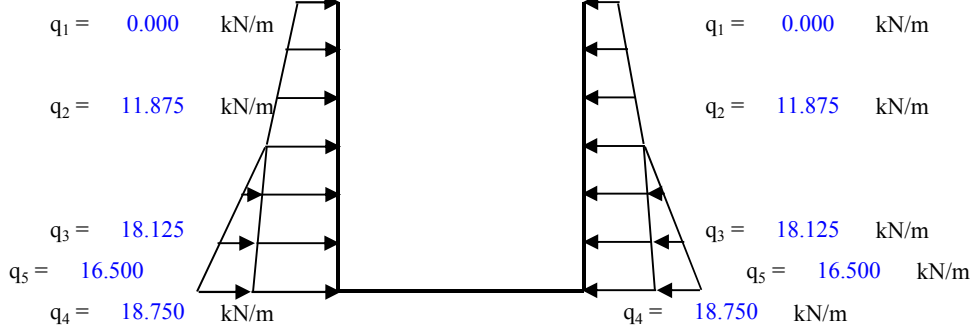
$$\begin{aligned}
 M_1 &= 1/2 \times q_3 \times 1/3 \times h^2 &= 28.941 &\text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M_3 &= 1/2 \times q_3 \times 1/3 \times h^2 &= 28.941 &\text{ kN}\cdot\text{m} \\
 M_6 &= 1/2 \times q_2 \times 1/3 \times h_1^2 &= 25.001 &\text{ kN}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

$$q_2 = 16.667 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 17.500 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 S_{1h} &= 1/2 \times q_3 \times h &= 27.563 &\text{ kN} \\
 S_6 &= 1/2 \times q_2 \times h_1 &= 25.001 &\text{ kN} \\
 F_{1h} &= -1/2 \times q_3 \times h &= -27.563 &\text{ kN}
 \end{aligned}$$

② 상시 토압(지하수 있을 때)



$$M_1 = 1/2 \times q_2 \times h'_w \times (h - 2h'_w/3) + 1/2 (q_2 + q_4) \times h_w \times h_w/3 \times (2q_2 + q_4)/(q_2 + q_4) + 1/2 q_5 \times h_w \times h_w/3$$

$$= 19.148 + 19.284 + 7.487 = 45.919 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = 1/2 \times q_2 \times h'_w \times (h - 2h'_w/3) + 1/2 (q_2 + q_4) \times h_w \times h_w/3 \times (2q_2 + q_4)/(q_2 + q_4) + 1/2 q_5 \times h_w \times h_w/3$$

$$= 19.148 + 19.284 + 7.487 = 45.919 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_6 = 1/2 \times q_2 \times h'_w \times (h - 2h'_w/3 - 1/2 b_l) + 1/2 (q_2 + q_3) \times (h_w - 1/2 b_l) \times (h_w - 1/2 b_l)/3 \times (2q_2 + q_3)/(q_2 + q_3) + 1/2 \gamma_w \times (h_w - 1/2 b_l)^2 \times (h_w - 1/2 b_l)/3$$

$$= 18.48 + 15.703 + 5.625 = 39.808 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{1h} = 1/2 \times q_2 \times h'_w + 1/2 (q_2 + q_4) \times h_w + 1/2 q_5 \times h_w$$

$$= 8.906 + 25.266 + 13.613 = 47.785 \text{ kN}$$

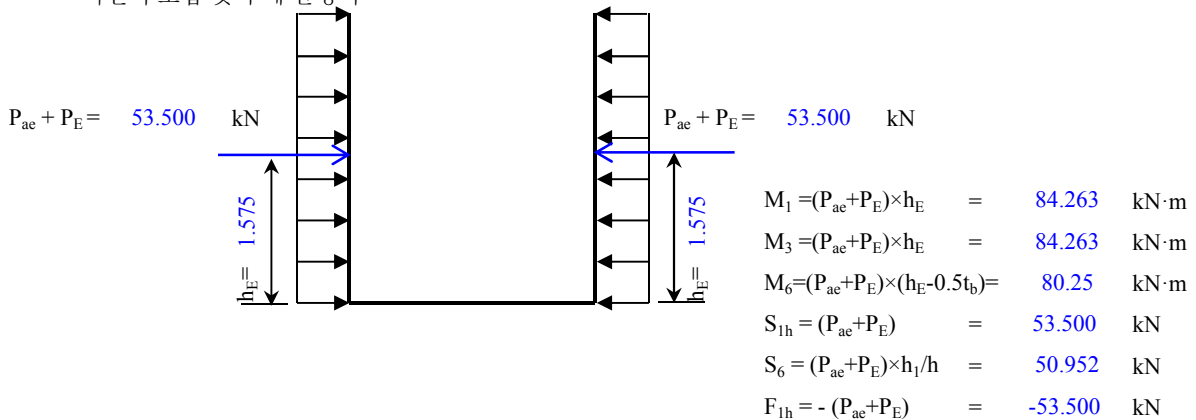
$$S_6 = 1/2 \times q_2 \times h'_w + 1/2 (q_2 + q_3) \times (h_w - 1/2 b_l) + 1/2 \gamma_w \times (h_w - 1/2 b_l)^2$$

$$= 8.906 + 22.5 + 11.250 = 42.656 \text{ kN}$$

$$F_{1h} = -1/2 \times q_2 \times h'_w + 1/2 (q_2 + q_4) \times h_w + 1/2 q_5 \times h_w = -47.785 \text{ kN}$$

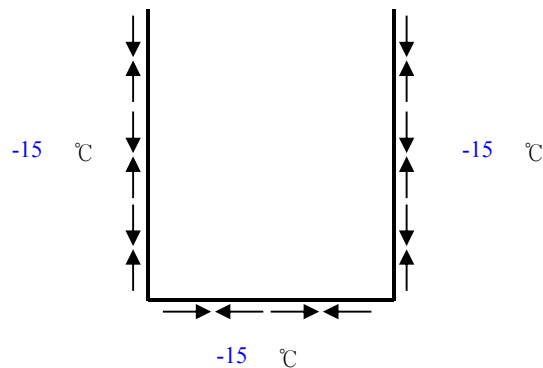
4.9.4 지진하중

- 지진시 토압 및 구체 관성력



4.9.5 건조수축

- 정정구조로 건조수축 영향 무시



5. 하중조합

5.1 하중계수

5.1.1 계수하중

LOAD CASE	고정하중 (자중)	활하중 측압	수평토압 (상시)	수평토압 (지진시)	지하수위 고려	비 고
	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4	-	
COM 1	1.40					
COM 2	1.20	1.60	1.60			
COM 3	1.20	1.60	0.80			
COM 4	1.20	1.60	1.60		o	
COM 5	1.20	1.60	0.80			

5.1.2 사용하중

LOAD CASE	고정하중 (자중)	활하중 측압	수평토압 (상시)	수평토압 (지진시)	지하수위 고려	비 고
	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4	-	
COM 6	1.0					
COM 7	1.0	1.0	1.0			
COM 8	1.0	1.0	1.0		o	

5.1.3 지진시

LOAD CASE	고정하중 (자중)	활하중 측압	수평토압 (상시)	수평토압 (지진시)	지하수위 고려	비 고
	LC 1	LC 2	LC 3	LC 4	-	
COM 9	1.2	1.0	1.0			
COM 10	1.2	1.0	1.0	1.0	o	
COM 11	0.9		1.0	1.0	o	

5.2 하중조합

5.2.1 계수하중 COM1

1.40 고정하중 + 0.00 활하중측압 + 0.00 토압(상시) + 0.00 토압(지진시)

단면	하 중	하중 계수	전단력과 모멘트		비 고
			Sx, Sz	My	
하부슬래브 단 부 (절점1)	고정하중(자중)	1.40	-69.658	0.000	S _{1v} , M ₁
	활하중측압	0.00	0.000	0.000	M ₁
	토압(상시)	0.00	0.000	0.000	M ₁
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	
	계	ΣS,M=	-69.658	0.000	
하부슬래브 중 양 (절점3)	고정하중(자중)	1.40	0.000	-109.711	S _{3vs} , M ₃
	활하중측압	0.00	0.000	0.000	M ₃
	토압(상시)	0.00	0.000	0.000	M ₃
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	M ₃
	계	ΣS,M=	0.000	-109.711	
좌측벽체 하 단 (절점1)	고정하중(자중)	1.40	0.000	0.000	M ₁
	활하중측압	0.00	0.000	0.000	S _{1hs} , M ₁
	토압(상시)	0.00	0.000	0.000	S _{1hs} , M ₁
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	S _{1hs} , M ₁
	계	ΣS,M=	0.000	0.000	
우측벽체 하 단 (절점5) (대칭)	고정하중(자중)	1.40	0.000	0.000	M ₅
	활하중측압	0.00	0.000	0.000	S _{5hs} , M ₅
	토압(상시)	0.00	0.000	0.000	S _{5hs} , M ₅
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	S _{5hs} , M ₅
	계	ΣS,M=	0.000	0.000	

5.2.2 계수하중 COM2

1.20 고정하중 + 1.60 활하중측압 + 1.60 토압(상시) + 0.00 토압(지진시)

단면	하 중	하중 계수	전단력과 모멘트		비 고
			Sx, Sz	M _y	
하부슬래브 단 부 (절점1)	고정하중(자중)	1.2	-59.707	0.000	S _{1vs} M ₁
	활하중측압	1.6	0.000	125.086	M ₁
	토압(상시)	1.6	0.000	46.306	M ₁
	토압(지진시)	0	0.000	0.000	
	계	ΣS,M=	-59.707	171.392	
하부슬래브 중 양 (절점3)	고정하중(자중)	1.2	0.000	-94.038	S _{3vs} M ₃
	활하중측압	1.6	0.000	125.086	M ₃
	토압(상시)	1.6	0.000	46.306	M ₃
	토압(지진시)	0	0.000	0.000	M ₃
	계	ΣS,M=	0.000	77.354	
좌측벽체 하 단 (절점1)	고정하중(자중)	1.2	0.000	0.000	M ₁
	활하중측압	1.6	79.421	125.086	S _{1hs} M ₁
	토압(상시)	1.6	44.101	46.306	S _{1hs} M ₁
	토압(지진시)	0	0.000	0.000	S _{1hs} M ₁
	계	ΣS,M=	123.522	171.392	
우측벽체 하 단 (절점5) (대칭)	고정하중(자중)	1.2	0.000	0.000	M ₅
	활하중측압	1.6	79.421	125.086	S _{5hs} M ₅
	토압(상시)	1.6	44.101	46.306	S _{5hs} M ₅
	토압(지진시)	0	0.000	0.000	S _{5hs} M ₅
	계	ΣS,M=	123.522	171.392	

5.2.3 계수하중 COM3

1.20 고정하중 + 1.60 활하중측압 + 0.80 토압(상시) + 0.00 토압(지진시)

단면	하 중	하중 계수	전단력과 모멘트		비 고
			Sx, Sz	M _y	
하부슬래브 단 부 (절점1)	고정하중(자중)	1.20	-59.707	0.000	S _{1vs} M ₁
	활하중측압	1.60	0.000	125.086	M ₁
	토압(상시)	0.80	0.000	23.153	M ₁
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	M ₁
	계	ΣS,M=	-59.707	148.239	
하부슬래브 중 양 (절점3)	고정하중(자중)	1.20	0.000	-94.038	S _{3vs} M ₃
	활하중측압	1.60	0.000	125.086	M ₃
	토압(상시)	0.80	0.000	23.153	M ₃
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	M ₃
	계	ΣS,M=	0.000	54.201	
좌측벽체 하 단 (절점1)	고정하중(자중)	1.20	0.000	0.000	M ₁
	활하중측압	1.60	79.421	125.086	S _{1hs} M ₁
	토압(상시)	0.80	22.050	23.153	S _{1hs} M ₁
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	S _{1hs} M ₁
	계	ΣS,M=	101.471	148.239	
우측벽체 하 단 (절점5) (대칭)	고정하중(자중)	1.20	0.000	0.000	M ₅
	활하중측압	1.60	79.421	125.086	S _{5hs} M ₅
	토압(상시)	0.80	22.050	23.153	S _{5hs} M ₅
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	S _{5hs} M ₅
	계	ΣS,M=	101.471	148.239	

5.2.4 계수하중 COM4

1.20 고정하중水 + 1.60 활하중측압 + 1.60 토압(상시)水 + 0.00 토압(지진시)

단면	하 중	하중 계수	전단력과 모멘트		비 고
			Sx, Sz	M _y	
하부슬래브 단 부 (절점1)	고정하중(자중)	1.20	-109.963	0.000	S _{1vs} M ₁
	활하중측압	1.60	0.000	125.086	M ₁
	토압(상시), 지하수	1.60	0.000	73.470	M ₁
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	
	계	ΣS,M =	-109.963	198.557	
하부슬래브 중 앙 (절점3)	고정하중(자중)	1.20	0.000	-173.192	S _{3vs} M ₃
	활하중측압	1.60	0.000	125.086	M ₃
	토압(상시), 지하수	1.60	0.000	73.470	M ₃
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	M ₃
	계	ΣS,M =	0.000	25.364	
좌측벽체 하 단 (절점1)	고정하중(자중)	1.20	0.000	0.000	M ₁
	활하중측압	1.60	79.421	125.086	S _{1hs} M ₁
	토압(상시), 지하수	1.60	76.456	73.470	S _{1hs} M ₁
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	S _{1hs} M ₁
	계	ΣS,M =	155.877	198.557	
우측벽체 하 단 (절점5) (대칭)	고정하중(자중)	1.20	0.000	0.000	M ₅
	활하중측압	1.60	79.421	125.086	S _{5hs} M ₅
	토압(상시), 지하수	1.60	76.456	73.470	S _{5hs} M ₅
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	S _{5hs} M ₅
	계	ΣS,M =	155.877	198.557	

5.2.5 사용하중 COM5

1.20 고정하중 + 1.60 활하중측압 + 0.80 토압(상시) + 0.00 토압(지진시)

단면	하 중	하중 계수	전단력과 모멘트		비 고
			Sx, Sz	M _y	
하부슬래브 단 부 (절점1)	고정하중(자중)	1.20	-59.707	0.000	S _{1vs} M ₁
	활하중측압	1.60	0.000	0.000	M ₁
	토압(상시)	0.80	0.000	0.000	M ₁
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	
	계	ΣS,M =	-59.707	0.000	
하부슬래브 중 앙 (절점3)	고정하중(자중)	1.20	0.000	-94.038	S _{3vs} M ₃
	활하중측압	1.60	0.000	125.086	M ₃
	토압(상시)	0.80	0.000	23.153	M ₃
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	M ₃
	계	ΣS,M =	0.000	54.201	
좌측벽체 하 단 (절점1)	고정하중(자중)	1.20	0.000	0.000	M ₁
	활하중측압	1.60	79.421	125.086	S _{1hs} M ₁
	토압(상시)	0.80	22.050	23.153	S _{1hs} M ₁
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	S _{1hs} M ₁
	계	ΣS,M =	101.471	148.239	
우측벽체 하 단 (절점5) (대칭)	고정하중(자중)	1.20	0.000	0.000	M ₅
	활하중측압	1.60	79.421	125.086	S _{5hs} M ₅
	토압(상시)	0.80	22.050	23.153	S _{5hs} M ₅
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	S _{5hs} M ₅
	계	ΣS,M =	101.471	148.239	

5.2.6 사용하중 COM6

1.00 고정하중 + 0.00 활하중측압 + 0.00 토압(상시) + 0.00 토압(지진시)

단면	하 중	하중 계수	전단력과 모멘트		비 고
			Sx, Sz	M _y	
하부슬래브 단 부 (절점1)	고정하중(자중)	1	-49.756	0.000	S _{1vs} M ₁
	활하중측압	0	0.000	0.000	M ₁
	토압(상시)	0	0.000	0.000	M ₁
	토압(지진시)	0	0.000	0.000	
	계	ΣS,M =	-49.756	0.000	
하부슬래브 중 앙 (절점3)	고정하중(자중)	1	0.000	-78.365	S _{3vs} M ₃
	활하중측압	0	0.000	0.000	M ₃
	토압(상시)	0	0.000	0.000	M ₃
	토압(지진시)	0	0.000	0.000	M ₃
	계	ΣS,M =	0.000	-78.365	
좌측벽체 하 단 (절점1)	고정하중(자중)	1	0.000	0.000	M ₁
	활하중측압	0	0.000	0.000	S _{1hs} M ₁
	토압(상시)	0	0.000	0.000	S _{1hs} M ₁
	토압(지진시)	0	0.000	0.000	S _{1hs} M ₁
	계	ΣS,M =	0.000	0.000	
우측벽체 하 단 (절점5) (대칭)	고정하중(자중)	1	0.000	0.000	M ₅
	활하중측압	0	0.000	0.000	S _{5hs} M ₅
	토압(상시)	0	0.000	0.000	S _{5hs} M ₅
	토압(지진시)	0	0.000	0.000	S _{5hs} M ₅
	계	ΣS,M =	0.000	0.000	

5.2.7 사용하중 COM7

1.00 고정하중 + 1.00 활하중측압 + 1.00 토압(상시) + 0.00 토압(지진시)

단면	하 중	하중 계수	전단력과 모멘트		비 고
			Sx, Sz	M _y	
하부슬래브 단 부 (절점1)	고정하중(자중)	1.00	-49.756	0.000	S _{1vs} M ₁
	활하중측압	1.00	0.000	78.179	M ₁
	토압(상시)	1.00	0.000	28.941	M ₁
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	M ₁
	계	ΣS,M =	-49.756	107.120	
하부슬래브 중 앙 (절점3)	고정하중(자중)	1.00	0.000	-78.365	S _{3vs} M ₃
	활하중측압	1.00	0.000	78.179	M ₃
	토압(상시)	1.00	0.000	28.941	M ₃
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	M ₃
	계	ΣS,M =	0.000	28.755	
좌측벽체 하 단 (절점1)	고정하중(자중)	1.00	0.000	0.000	M ₁
	활하중측압	1.00	49.638	78.179	S _{1hs} M ₁
	토압(상시)	1.00	27.563	28.941	S _{1hs} M ₁
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	S _{1hs} M ₁
	계	ΣS,M =	77.201	107.120	
우측벽체 하 단 (절점5) (대칭)	고정하중(자중)	1.00	0.000	0.000	M ₅
	활하중측압	1.00	49.638	78.179	S _{5hs} M ₅
	토압(상시)	1.00	27.563	28.941	S _{5hs} M ₅
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	S _{5hs} M ₅
	계	ΣS,M =	77.201	107.120	

5.2.8 사용하중 COM8

1.00 고정하중水 + 1.00 활하중측압 + 1.00 토압(상시)水 + 0.00 토압(지진시)

단면	하 중	하중 계수	전단력과 모멘트		비 고
			Sx, Sz	M _y	
하부슬래브 단 부 (절점1)	고정하중(자중)	1.00	-91.636	0.000	S _{1vs} M ₁
	활하중측압	1.00	0.000	78.179	M ₁
	토압(상시), 지하수	1.00	0.000	45.919	M ₁
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	
	계	ΣS,M =	-91.636	124.098	
하부슬래브 중 앙 (절점3)	고정하중(자중)	1.00	0.000	-144.327	S _{3vs} M ₃
	활하중측압	1.00	0.000	78.179	M ₃
	토압(상시), 지하수	1.00	0.000	45.919	M ₃
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	M ₃
	계	ΣS,M =	0.000	-20.229	
좌측벽체 하 단 (절점1)	고정하중(자중)	1.00	0.000	0.000	M ₁
	활하중측압	1.00	49.638	78.179	S _{1hs} M ₁
	토압(상시), 지하수	1.00	47.785	45.919	S _{1hs} M ₁
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	S _{1hs} M ₁
	계	ΣS,M =	97.423	124.098	
우측벽체 하 단 (절점5) (대칭)	고정하중(자중)	1.00	0.000	0.000	M ₅
	활하중측압	1.00	49.638	78.179	S _{5hs} M ₅
	토압(상시), 지하수	1.00	47.785	45.919	S _{5hs} M ₅
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	S _{5hs} M ₅
	계	ΣS,M =	97.423	124.098	

5.2.9 지진시 COM9

1.20 고정하중 + 1.00 활하중측압 + 1.00 토압(상시) + 0.00 토압(지진시)

단면	하 중	하중 계수	전단력과 모멘트		비 고
			Sx, Sz	M _y	
하부슬래브 단 부 (절점1)	고정하중(자중)	1.20	-59.707	0.000	S _{1vs} M ₁
	활하중측압	1.00	0.000	78.179	M ₁
	토압(상시)	1.00	0.000	28.941	M ₁
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	
	계	ΣS,M =	-59.707	107.120	
하부슬래브 중 앙 (절점3)	고정하중(자중)	1.20	0.000	-94.038	S _{3vs} M ₃
	활하중측압	1.00	0.000	78.179	M ₃
	토압(상시)	1.00	0.000	28.941	M ₃
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	M ₃
	계	ΣS,M =	0.000	13.082	
좌측벽체 하 단 (절점1)	고정하중(자중)	1.20	0.000	0.000	M ₁
	활하중측압	1.00	49.638	78.179	S _{1hs} M ₁
	토압(상시)	1.00	27.563	28.941	S _{1hs} M ₁
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	S _{1hs} M ₁
	계	ΣS,M =	77.201	107.120	
우측벽체 하 단 (절점5) (대칭)	고정하중(자중)	1.20	0.000	0.000	M ₅
	활하중측압	1.00	49.638	78.179	S _{5hs} M ₅
	토압(상시)	1.00	27.563	28.941	S _{5hs} M ₅
	토압(지진시)	0.00	0.000	0.000	S _{5hs} M ₅
	계	ΣS,M =	77.201	107.120	

5.2.10 지진시 COM10

1.20 고정하중水+ 1.00 활하중측압 + 1.00 토압(상시)水 + 1.00 토압(지진시)

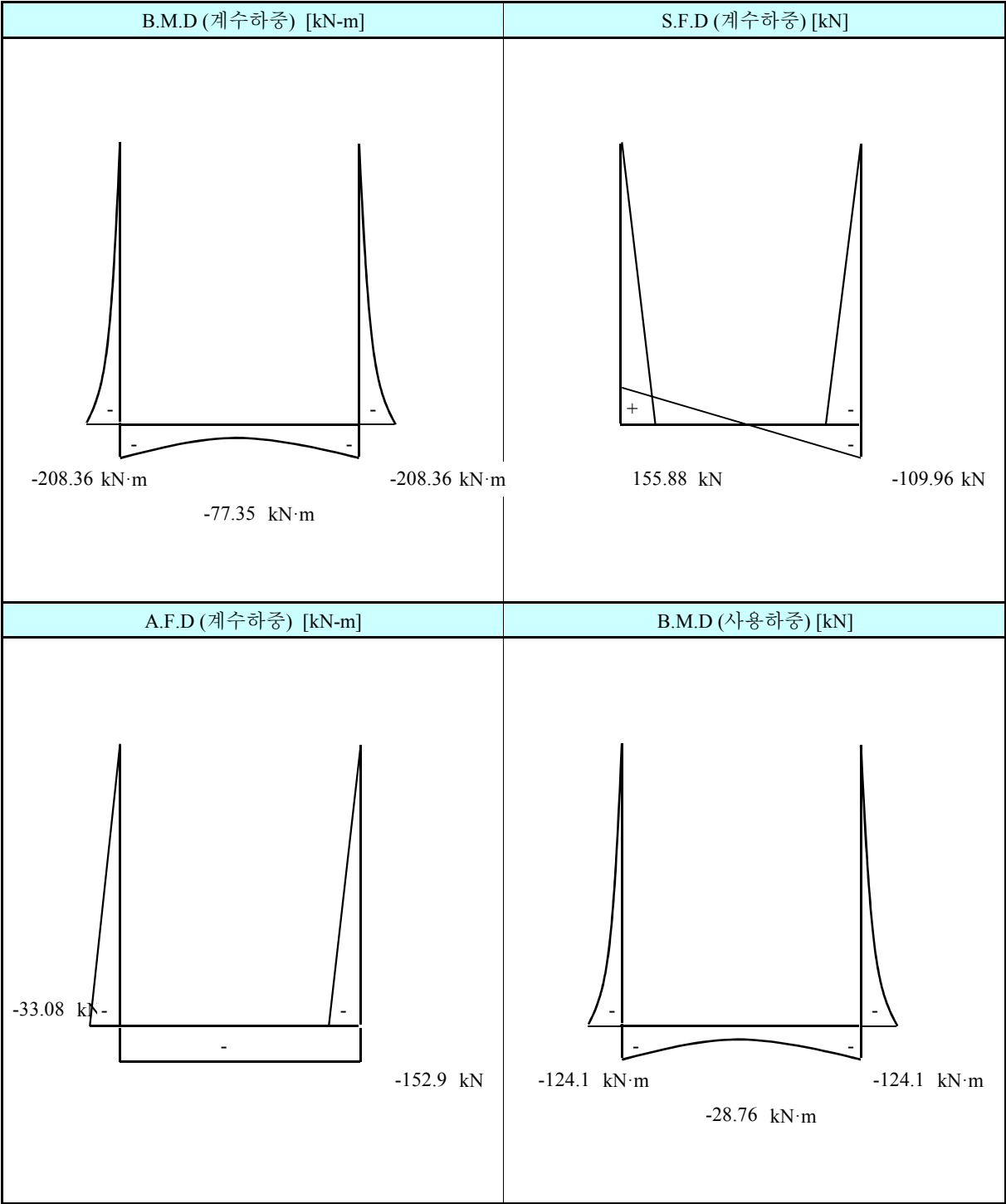
단면	하 중	하중 계수	전단력과 모멘트		비 고
			Sx, Sz	M _y	
하부슬래브 단 부 (절점1)	고정하중(자중)	1.20	-109.963	0.000	S _{1vs} M ₁
	활하중측압	1.00	0.000	78.179	M ₁
	토압(상시), 지하수	1.00	0.000	45.919	M ₁
	토압(지진시)	1.00	0.000	84.263	
	계	ΣS,M =	-109.963	208.361	
하부슬래브 중 앙 (절점3)	고정하중(자중)	1.20	0.000	-173.192	S _{3vs} M ₃
	활하중측압	1.00	0.000	78.179	M ₃
	토압(상시), 지하수	1.00	0.000	45.919	M ₃
	토압(지진시)	1.00	0.000	84.263	M ₃
	계	ΣS,M =	0.000	35.169	
좌측벽체 하 단 (절점1)	고정하중(자중)	1.20	0.000	0.000	M ₁
	활하중측압	1.00	49.638	78.179	S _{1hs} M ₁
	토압(상시), 지하수	1.00	47.785	45.919	S _{1hs} M ₁
	토압(지진시)	1.00	53.500	84.263	S _{1hs} M ₁
	계	ΣS,M =	150.923	208.361	
우측벽체 하 단 (절점5) (대칭)	고정하중(자중)	1.20	0.000	0.000	M ₅
	활하중측압	1.00	49.638	78.179	S _{5hs} M ₅
	토압(상시), 지하수	1.00	47.785	45.919	S _{5hs} M ₅
	토압(지진시)	1.00	53.500	84.263	S _{5hs} M ₅
	계	ΣS,M =	150.923	208.361	

5.2.11 지진시 COM11

0.90 고정하중水+ 0.00 활하중측압 + 1.00 토압(상시)水 + 1.00 토압(지진시)

단면	하 중	하중 계수	전단력과 모멘트		비 고
			Sx, Sz	M _y	
하부슬래브 단 부 (절점1)	고정하중(자중)	0.90	-82.472	0.000	S _{1vs} M ₁
	활하중측압	0.00	0.000	0.000	M ₁
	토압(상시), 지하수	1.00	0.000	45.919	M ₁
	토압(지진시)	1.00	0.000	84.263	
	계	ΣS,M =	-82.472	130.182	
하부슬래브 중 앙 (절점3)	고정하중(자중)	0.90	0.000	-129.894	S _{3vs} M ₃
	활하중측압	0.00	0.000	0.000	M ₃
	토압(상시), 지하수	1.00	0.000	45.919	M ₃
	토압(지진시)	1.00	0.000	84.263	M ₃
	계	ΣS,M =	0.000	0.288	
좌측벽체 하 단 (절점1)	고정하중(자중)	0.90	0.000	0.000	M ₁
	활하중측압	0.00	0.000	0.000	S _{1hs} M ₁
	토압(상시), 지하수	1.00	47.785	45.919	S _{1hs} M ₁
	토압(지진시)	1.00	53.500	84.263	S _{1hs} M ₁
	계	ΣS,M =	101.285	130.182	
우측벽체 하 단 (절점5) (대칭)	고정하중(자중)	0.90	0.000	0.000	M ₅
	활하중측압	0.00	0.000	0.000	S _{5hs} M ₅
	토압(상시), 지하수	1.00	47.785	45.919	S _{5hs} M ₅
	토압(지진시)	1.00	53.500	84.263	S _{5hs} M ₅
	계	ΣS,M =	101.285	130.182	

6. 단면력도



7. 단면설계

7.1 슬래브 및 벽체 설계

7.1.1 휨설계 요약

구 분		소요 철근량			사용 철근량	ϕM_n (kN-m)	안전율 (M_n/M_u)	비 고
		M_u (kN-m)	d (mm)	A_s (cm ²)				
하 부 슬래브	벽체부	208	330	-	H19@125=2292	240	1.150	배근상황
	중양부	77	230	-	H19@125=2292	162	2.091	배근상황
벽 체	좌측하단	208	330	-	H19@125=2292	240	1.150	배근상황
	우측하단	208	330	-	H19@125=2292	240	1.150	배근상황

7.1.2 전단설계 요약

구 분		소요 철근량			사용 철근량				ϕV_n (kN)	안전율 (V_n/V_u)	비 고
		V_u (kN)	d (mm)	A_s (mm ²)	직경 (mm)	개수 (EA)	간격 (mm)	A_s (mm ²)			
하 부 슬래브	벽체부	110	330	-	-	-	-	-	202	1.838	전단 불필요
벽 체	좌측하단	156	330	-	-	-	-	-	202	1.296	전단 불필요
	우측하단	156	330	-	-	-	-	-	202	1.296	전단 불필요

7.1.3 우각부 검토 요약

구 분		소요 철근량			사용 철근량				단수	안전율 (A_{sr}/A_{su})	비 고
		f_{tmax}	$0.13 \sqrt{f_{ck}}$	A_s (mm ²)	직경 (mm)	개수 (EA)	간격 (mm)	A_s (mm ²)			
하 부 슬래브	벽체부	1.532	0.637	2166.68	H19	8.00	125	2292	1 단	1.058	만족

7.1.4 배력철근 검토 요약

구 분		소요 철근량			사용 철근량	1/5* A_s (주철근)	안전율 (A_{sr}/A_{su})	비 고
		ρ (%)	d (mm)	A_s (mm ²)				
하 부 슬래브	인장부	0.200	330	600.00	H13@250=506.8	458	0.845	
	압축부	-	230	0.00	H13@250=506.8	-	-	크리프영향고려
벽 체	인장부	0.250	330	750.00	H13@250=506.8	458	0.676	
	압축부	-	330	0.00	H13@250=506.8	-	-	크리프영향고려

7.2 부재력 산정

구 분	위 치	두께(m)	b,h(m)	현치(m)	M_u (kN.m)	V_u (kN)	P_u (kN)	M_s (kN.m)
하 부 슬래브	벽체부	0.300	6.000	0.300	208.361	109.963	-152.912	124.098
	중양부			-	77.354	0.000	-152.912	28.755
벽 체	좌측하단	0.300	3.000	0.300	208.361	155.877	-33.075	124.098
	우측하단			0.300	208.361	155.877	-33.075	124.098

7.2.1 하부슬래브 휨검토

1) 하부슬래브 단부

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa} \quad f_y = 400 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0.85, \quad \Phi_f = 0.85, \quad \Phi_v = 0.75$$

b (mm)	h (mm)	d (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)
1000.00	400.00	330.00	70.00	208.361

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm ²	,	d ₁ ' =	70	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂ ' =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2292.000 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률 } 1.162]$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 44.941 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.01572 > 0.004 \quad \text{- O.K. -}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00\text{E}+05 = 0.00200$$

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면}, \quad \phi_f = 0.85 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 1972.658 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.85 \times K_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0186 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 6128.48 \text{ mm}^2$$

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

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.0031$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore \rho_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1155.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2630.21 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.941 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 239.652 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 208.361 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.150] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

2) 하부슬래브 중앙부

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa} \quad f_y = 400 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0.85, \quad \Phi_f = 0.85, \quad \Phi_v = 0.75$$

b (mm)	h (mm)	d (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)
1000.00	300.00	230.00	70.00	77.354

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	19	-	8	EA	=	2292.000	mm ²	,	d ₁ ' =	70	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA	=	0.000	mm ²	,	d ₂ ' =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2292.000 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률 } 2.215 \quad]$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 44.941 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.01005 > 0.004 \quad \text{- O.K -}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00\text{E}+05 = 0.00200$$

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면}, \quad \phi_f = 0.85 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 1034.828 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.85 \times K1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0186 \quad \Rightarrow \quad \text{MAX } A_s = 4271.36 \text{ mm}^2$$

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

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.0031$$

$$\text{중 큰값 적용} \quad \therefore \rho_{\min} = 0.0035 \quad \Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 805.00 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow \quad \text{MIN } A_s = 1379.77 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.941 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 161.724 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 77.354 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 2.091 \quad] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

7.2.2 벽체부 휨검토

1) 벽체 하단

$$f_{ck} = 24 \text{ MPa} \quad f_y = 400 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0.85, \quad \Phi_f = 0.85, \quad \Phi_v = 0.75$$

b (mm)	h (mm)	d (mm)	d' (mm)	M _u (kN·m)
1000.00	400.00	330.00	70.00	208.361

가) 휨검토

Use A _s (1단) :	H	19	-	8	EA =	2292.000	mm ² ,	d ₁ ' =	70	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d ₂ ' =	0	mm

$$\rightarrow \text{Use } A_s (\text{total}) = 2292.000 \text{ mm}^2 \quad [\text{사용률 } 1.162]$$

$$a = A_s \cdot f_y / 0.85 \cdot f_{ck} \cdot b = 44.941 \text{ mm}$$

$$\epsilon_t = 0.003 \cdot (H - (a / k_1) - d_c) / (a / k_1) = 0.01572 > 0.004 \quad \text{- O.K -}$$

$$\epsilon_y = f_y / E_y = 400 / 2.00\text{E}+05 = 0.00200$$

$$\epsilon_t > 0.005 \text{ 이므로 인장지배단면, } \phi_f = 0.85 \text{ 적용}$$

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

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

式(2)를 式(1)에 대입하여 2차방정식으로 A_s를 구한다.

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

$$\rightarrow \text{Req } A_s = 1972.658 \text{ mm}^2$$

■ 철근비 검토

$$\rho_{\max} = 0.714 \quad \rho_b = \frac{0.714 \times 0.85 \times K_1 \times f_{ck} \times 600}{f_y \times (600 + f_y)} = 0.0186 \Rightarrow \text{MAX } A_s = 6128.48 \text{ mm}^2$$

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

$$0.25 \sqrt{f_{ck}} / f_y = 0.0031$$

$$\text{중 큰값 적용 } \therefore \rho_{\min} = 0.0035 \Rightarrow \text{MIN } A_s = 1155.00 \text{ mm}^2$$

$$\therefore 4 / 3 \cdot \text{req } A_s \Rightarrow \text{MIN } A_s = 2630.21 \text{ mm}^2$$

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

■ 휨에 대한 검토

$$a = A_s \times f_y / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 44.941 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = 0.85 \times A_s \times f_y \times (d - a / 2) = 239.652 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Phi M_n > M_u \quad (= 208.361 \text{ kN} \cdot \text{m}) \quad [\text{사용률} = 1.150] \quad \therefore \text{O.K!!}$$

7.2.2 슬래브 전단검토

1) 하부 슬래브

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0.85, \quad \Phi_f = 0.85, \quad \Phi_v = 0.75$$

b (mm)	h (mm)	d (mm)	d' (mm)	V _u (kN)
1000.00	400.00	330.00	70.00	109.963

Use A _s (1단) :	H	19	-	8	EA =	2292.000	mm ² ,	d ₁ =	70	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d ₂ =	0	mm

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

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.0 \times 330.0 / 1000 = 202.08 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 202.08 > V_u = 109.963 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

7.2.3 벽체 전단검토

1) 벽체 하부

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 400 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0.85, \quad \Phi_f = 0.85, \quad \Phi_v = 0.75$$

b (mm)	h (mm)	d (mm)	d' (mm)	V _u (kN)
1000.00	400.00	330.00	70.00	155.877

Use A _s (1단) :	H	19	-	8	EA =	2292.000	mm ² ,	d ₁ =	70	mm
Use A _s (2단) :	H	0	-	0	EA =	0.000	mm ² ,	d ₂ =	0	mm

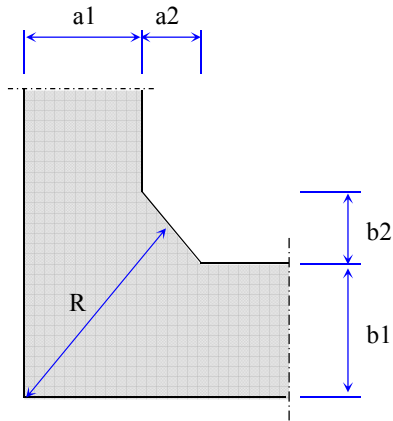
$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d =$$

$$= 0.75 \times 1/6 \times \sqrt{24} \times 1000.0 \times 330.0 / 1000 = 202.08 \text{ kN}$$

$$\Phi V_c = 202.08 > V_u = 155.877 \text{ kN} \quad \therefore \text{전단보강 필요 없음!!}$$

8. 우각부 설계

8.1 하부슬래브 (좌,우측)



f_{ck}	=	24	MPa
f_y	=	400	MPa
M_s	=	124.098	KN·m
a_1	=	300	mm
a_2	=	300	mm
b_1	=	300	mm
b_2	=	300	mm

$$R = \{ (a_2 \times b_1 + b_2 \times a_1 + a_2 \times b_2) / (a_2 + b_2) \} \times \sqrt{2}$$

$$= 636 \text{ mm}$$

- 주철근 (절곡하여 보강철근으로 고려할 수 있는 주철근량)

$$A_s' = H \ 19 \ @ \ 250 = 1146 \text{ mm}^2$$

-> 철근작업의 효율성 제고를 위해 절곡가능 주철근량 무시권장 : 2.0

1) 최대인장응력, f_{tmax}

$$f_{tmax} = \frac{5 \times M_o}{R^2 \times W} = \frac{5 \times 124.098 \times 10^6}{(636.396)^2 \times 1000}$$

$$= 1.532 \text{ Mpa} > 0.13 \sqrt{f_{ck}} = 0.637 \text{ Mpa} \quad \text{보강철근 필요!}$$

2) 보강철근량 산정, A_s

- 필요철근량

$$A_s = \frac{2 \times M_o}{R \times f_{sa}} - A_s'$$

$$= \frac{2 \times 124.098 \times 10^6}{636 \times 180} - 0$$

$$= 2167 \text{ mm}^2 - 0 \text{ mm}^2$$

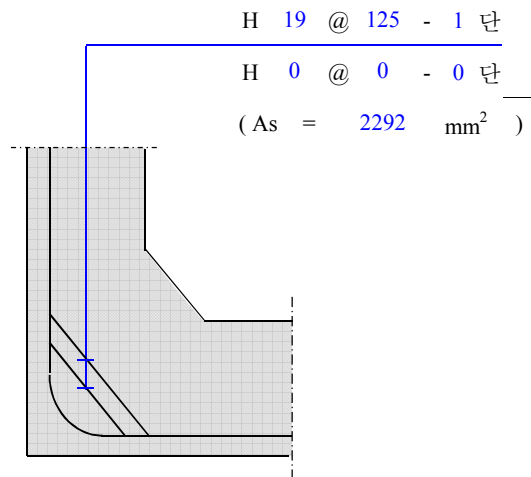
$$= 2167 \text{ mm}^2$$

- 사용철근량

$$A_s = H \ 19 \ @ \ 125 - 1 \text{ 단}$$

$$H \ 0 \ @ \ 0 - 0 \text{ 단}$$

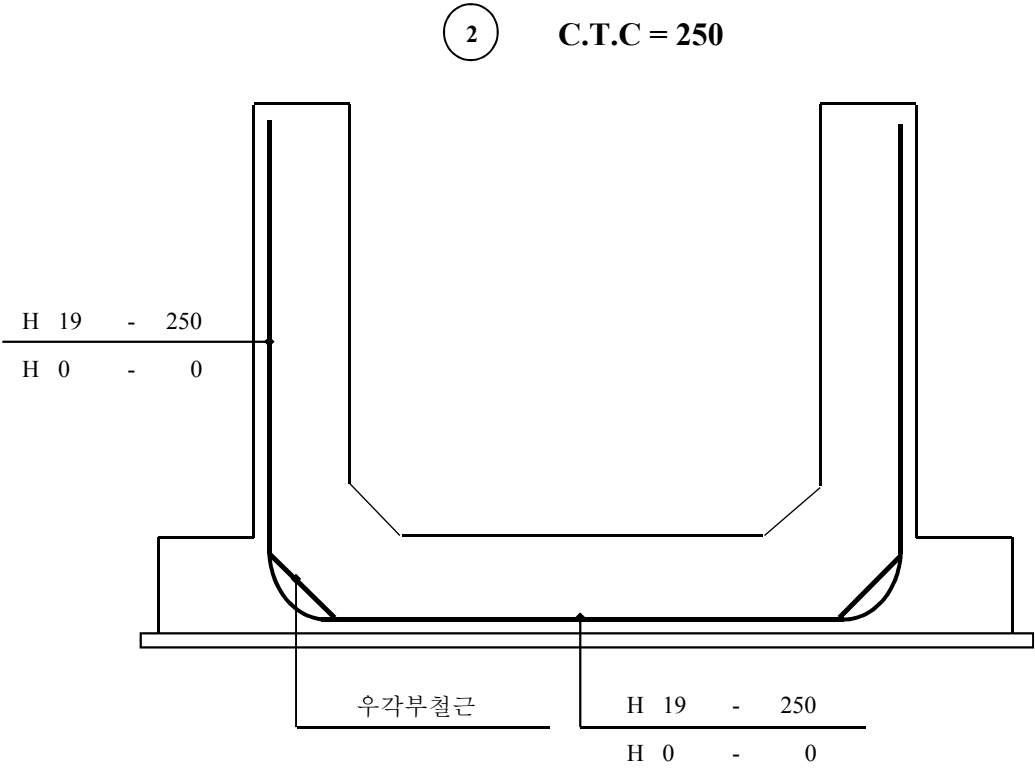
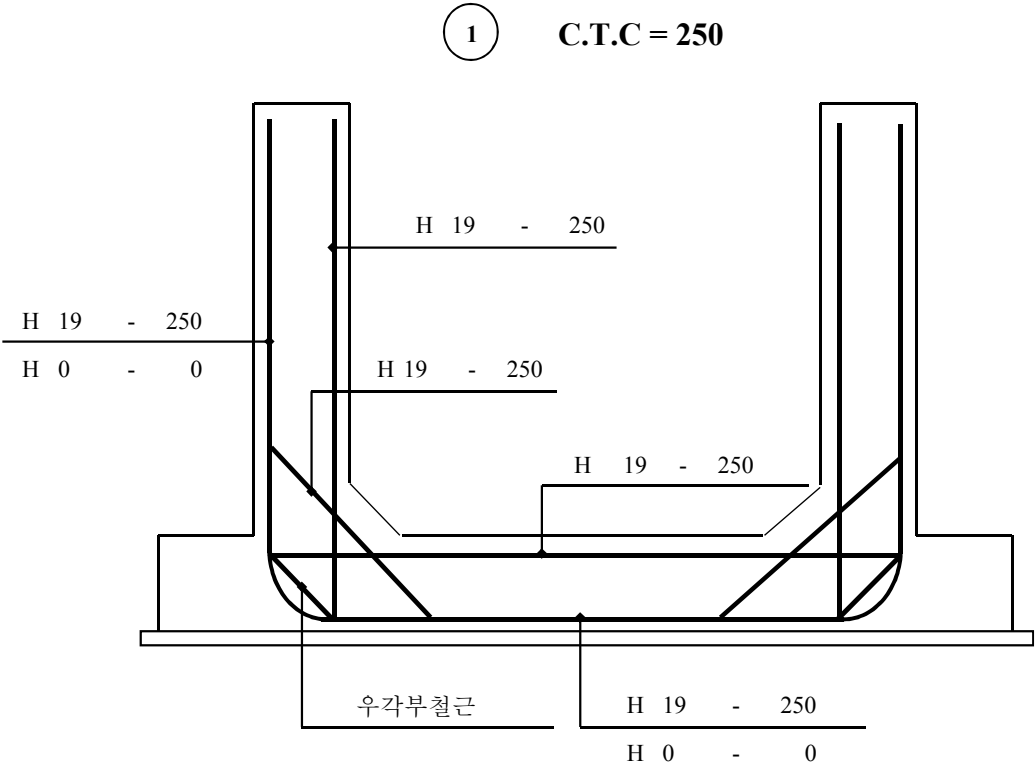
$$= 2292 \text{ mm}^2 \quad \text{GOOD!}$$



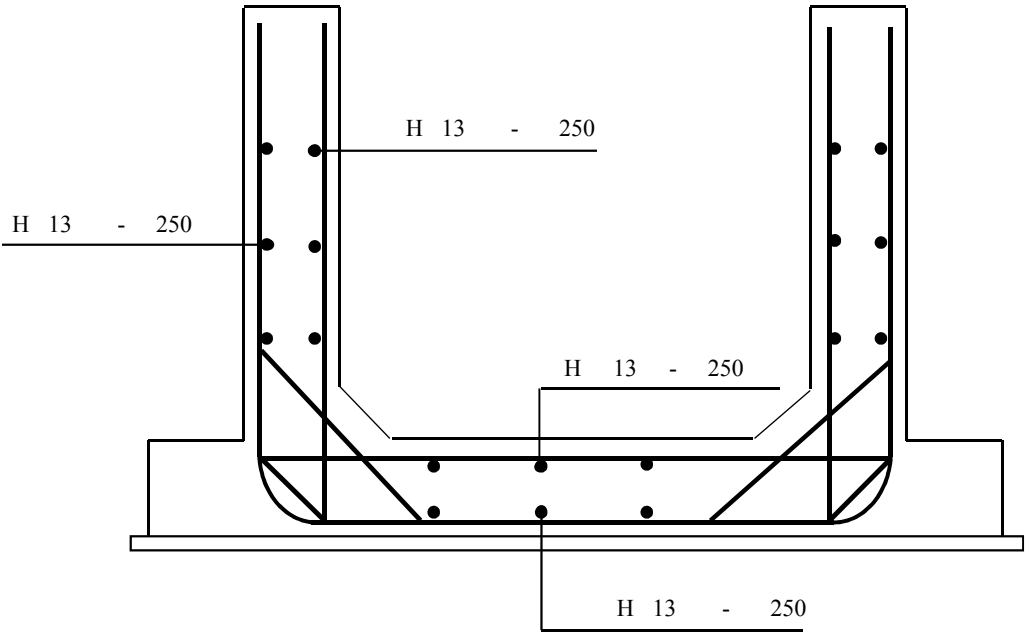
9. 주철근 조립도

9.1 주철근 조립도

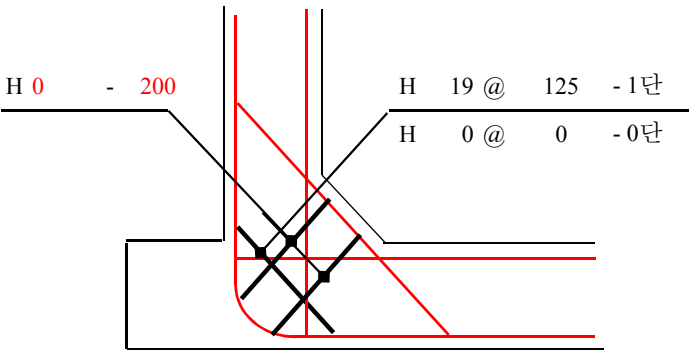
- 배근 사이클 수 : 2 cycles OK



9.2 배력철근 조립도



9.2 우각부 보강철근



10. 사용성 검토

10.1 처짐 검토

- 처짐계산을 하지 않는 경우의 휨 부재의 최소두께 ($f_y=400\text{MPa}$ 인 경우)

부재	최소두께 또는 높이(mm)			
	단순지지	일단연속	양단연속	캔틸레버
1방향 슬래브	$L / 20$	$L / 24$	$L / 28$	$L / 10$
1보	$L / 16$	$L / 18.5$	$L / 21$	$L / 8$

1) 하부 슬래브 : 최소부재두께 적용

철근의 항복응력 $f_y = 400 \text{ MPa}$

부재의 경간길이 $L = 6.000 \text{ m}$

일방향 슬래브 단순지지의 경우

$$T = L / 20 = 0.300 \text{ m}$$

(보정계수) FACTOR = 1.000

처짐계산을 하지않는 경우의 최소두께

$$T = 0.300\text{m} > H = 0.300\text{m}$$

2) 벽체 : 최소부재두께 적용

철근의 항복응력 $f_y = 400 \text{ MPa}$

부재의 경간길이 $L = 3.000 \text{ m}$

캔틸레버의 경우

$$T = L / 10 = 0.300 \text{ m}$$

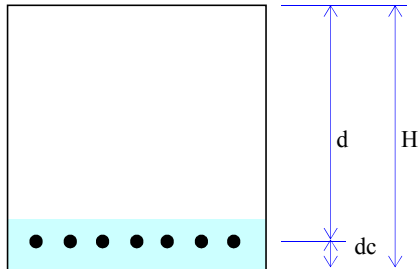
(보정계수) FACTOR = 1.000

처짐계산을 하지않는 경우의 최소두께

$$T = 0.300\text{m} \leq H = 0.300\text{m} \text{ (처짐검토 생략)}$$

10.2 균열 검토

1) 하부슬래브 단부



$f_{ck} =$	24	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	400.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	330.00	mm,	$dc =$	70.00	mm ,
$M_s =$	124.098	kN·m,	$A_s =$	2292.000	mm ²
$N =$	8.000		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 88.10 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 180.100 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - Dc_{\min} - x) / (D - x) = 180.100 \text{ MPa}$$

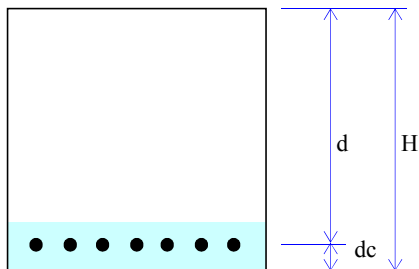
- 철근의 최대 중심간격

$$Cc = 70 - 19 / 2 = 60.5 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 Cc , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 286.01 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 286 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

2) 하부슬래브 중앙부



$f_{ck} =$	24	Mpa	$f_y =$	400	MPa,
$H =$	300.00	mm,	$B =$	1000.00	mm ,
$d =$	230.00	mm,	$dc =$	70.00	mm ,
$M_o =$	28.755	kN·m,	$A_s =$	2292.000	mm ²
$N =$	8.000		$n =$	7	

- 응력산정

$$x = - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 71.35 \text{ mm}$$

$$f_s = M / (A_s (d - x / 3)) = 60.838 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = f_s (H - Dc_{\min} - x) / (D - x) = 60.838 \text{ MPa}$$

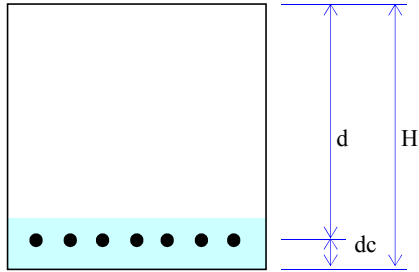
- 철근의 최대 중심간격

$$Cc = 70 - 19 / 2 = 60.5 \text{ mm}$$

$$S = \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 Cc , 300 \cdot (210 / f_{st})] = 1035.54 \text{ mm}$$

$$\text{최외단철근 평균배근간격} = 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 1036 \text{ mm} \text{ O.K!!}$$

1) 벽체 하단



$$\begin{aligned}
 f_{ck} &= 24 \text{ Mpa} & f_y &= 400 \text{ MPa}, \\
 H &= 400.00 \text{ mm}, & B &= 1000.00 \text{ mm}, \\
 d &= 330.00 \text{ mm}, & d_c &= 330.00 \text{ mm}, \\
 M_s &= 124.098 \text{ kN} \cdot \text{m}, & A_s &= 2292.000 \text{ mm}^2 \\
 N &= 8.000 & n &= 7
 \end{aligned}$$

- 응력산정

$$\begin{aligned}
 x &= - (n \cdot A_s / b) + (n \cdot A_s / b \cdot \sqrt{1 + (2 \cdot b \cdot d / n \cdot A_s)}) = 88.10 \text{ mm} \\
 f_s &= M / (A_s (d - x / 3)) = 180.100 \text{ MPa} \\
 f_{st} &= f_s (H - d_{c_min} - x) / (D - x) = 180.100 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

- 철근의 최대 중심간격

$$\begin{aligned}
 C_c &= 70 - 19 / 2 = 60.5 \text{ mm} \\
 S &= \min [375 \cdot (210 / f_{st}) - 2.5 C_c, 300 \cdot (210 / f_{st})] = 286.01 \text{ mm} \\
 \text{최외단철근 평균배근간격} &= 1000 / 8 = 125 \text{ mm} < 286 \text{ mm} \quad \text{O.K!!}
 \end{aligned}$$

10.3 배력철근 검토

$$\text{슬래브의 배력 철근비} = 0.20 \% \qquad \text{벽체의 배력 철근비} = 0.25 \%$$

1) 하부슬래브

$$\begin{aligned}
 \text{Req's } A_s &= B \times H \times 0.002 \\
 &= 1000 \times 300 \times 0.002 = 600.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{Used } A_s(\text{인장측}) &= H \text{ } 13 \text{ @ } 250 = 506.800 \text{ mm}^2 \\
 A_s'(\text{압축측}) &= H \text{ } 13 \text{ @ } 250 = 506.800 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \Sigma &= 1013.600 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{주철근 단면의 } 1/5 &= 458.400 \text{ mm}^2 \\
 \therefore A_s &= 1013.60 \text{ mm}^2 \geq 600.00 \quad \text{O.K}
 \end{aligned}$$

2) 벽체

$$\begin{aligned}
 \text{Req's } A_s &= B \times H \times 0.0025 \\
 &= 1000 \times 300 \times 0.0025 = 750.00 \text{ mm}^2 \\
 \text{Used } A_s(\text{인장측}) &= H \text{ } 13 \text{ @ } 250 = 506.800 \text{ mm}^2 \\
 A_s'(\text{압축측}) &= H \text{ } 13 \text{ @ } 250 = 506.800 \text{ mm}^2 \\
 \hline
 \Sigma &= 1013.600 \text{ mm}^2 < 750.00 \quad \text{O.K}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{주철근 단면의 } 1/5 &= 458.400 \text{ mm}^2 \\
 \therefore A_s &= 1013.60 \text{ mm}^2 \geq 750.00 \quad \text{O.K}
 \end{aligned}$$

11. 지지력 검토

11.1 최대 지반반력 계산

절 점	계산값	점유폭	지반반력	비 고
절점- 1	9.690	0.225	43.068	
절점- 2	67.832	1.575	43.068	
절점- 3	129.205	3.000	43.068	
절점- 4	67.832	1.575	43.068	
절점- 5	9.690	0.225	43.068	

※ 최대 지반 반력 (t/m²) : 43.068 kN/m²

11.2 지지력 검토(지반보고서 참조)

- 지반스프링 최대반력 43.068 kN/m²

- 지반의 허용지지력 : 400.000 kN/m²

Qmax = 43.068 kN/m² < 400.000 kN/m² =====> 안정

12. 부력 검토

: 부력에 대한 안전률 $F_s = 1.244$ (R/B)

부력에 대한 안정계산 시 구체자중, 부상방지턱 작용하중만을 고려

12.1 구체자중

㉠ (좌측벽체)	:	0.300	×	3.000	×	25	=	22.500	kN/m
㉡ (우측벽체)	:	0.300	×	3.000	×	25	=	22.500	kN/m
㉢ (바닥슬래브)	:	0.300	×	6.600	×	25	=	49.500	kN/m
㉣ (부상방지판)	:	0.300	×	1.000	×	25	=	7.500	kN/m
㉤ (현치)	:	0.300	×	0.300	×	25	=	2.250	kN/m
$\therefore \Sigma$							=	104.250	kN/m

12.2 부력

$$\begin{aligned} U &= B \times h_s \times \gamma_w \quad (\text{여기서, } h_s = \text{구조물높이} + \text{토퍼고-지하수위}) \\ &= 6.600 \times (3.3 - 1.500) \times 10.000 \\ &= 118.800 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

12.3 안정검토

$$R = 147.750 \text{ kN/m}$$

$$F_S = R/U$$

$$= 147.750 \quad / \quad 118.800$$

$$= 1.244 > 1.200 \quad \text{- O.K. -}$$

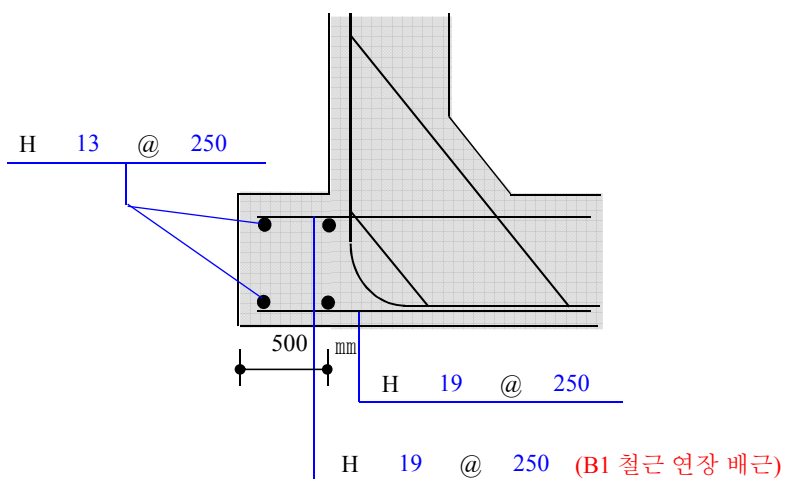
12.4 부상방지저판 설계

부상방지저판 폭 : 0.5 m

㉠ 흙 자중 :

[illegible]

⑥ 부상방지저판 단면설계



13. 물량산출서

1. 거푸집 물량산출

1.1 합판3회

- 외측 :	3.3	×	1	×	2	=	6.60	
- 내측 :	2.70	×	1	×	2	=	5.40	
- 현치 :	0.42	×	1	×	2	=	0.85	
합계							12.85	m²

1.2 합판 6회

- 버림 :	0.1	×	1	×	2	=	0.20	m²
--------	-----	---	---	---	---	---	------	----

2. 콘크리트 물량산출

2.1 구체

㉠ (좌측벽체)	0.300	×	3.000	×	1.000	=	0.900	m³
㉡ (우측벽체)	0.300	×	3.000	×	1.000	=	0.900	m³
㉢ (바닥슬래브)	0.300	×	6.600	×	1.000	=	1.980	m³
㉣ (부상방지판)	0.300	×	1.000	×	1.000	=	0.300	m³
㉤ (현치)	0.300	×	0.300	×	1.000	=	0.090	m³
Σ							4.170	m³

2.2 버림

- 바닥 버림콘크리트	0.100	×	(7.600 + 0.2)	×	1.000	=	0.780	m³
-------------	-------	---	-----------------	---	-------	---	-------	----

3. 철근 물량산출

(m 당) (SD400)

기 호	직 경	길 이(m)	개 수	총길이(m)	무 게(kg/m)	총무 게(t)	할증(%,t)	비 고
B1	H 19	6.890	4.00	27.560	2.25	0.062	3%	바닥슬압上
B2	"	6.295	4.00	25.180	2.25	0.057		바닥벽U外
B3	"	6.895	4.00	27.580	2.25	0.062		바닥벽U外
B4	"	6.895	4.00	27.580	2.25	0.062		바닥벽U外
B5	"	6.295	4.00	25.180	2.25	0.057		바닥벽U外
B6	"	0.857	4.00	3.428	2.25	0.008		부상방지판
H1	"	1.135	4.00	4.540	2.25	0.010		현치
R1	"	1.165	8.00	9.320	2.25	0.021		우각
W1	"	3.160	4.00	12.640	2.25	0.028		벽체압축內
소 계				163.008		0.367	0.378	
D1	H 13	1.081	32.00	34.592	0.995	0.034		바닥배력상
D2	"	1.062	32.00	33.984	0.995	0.034		바닥배력하
D3	"	1.062	26.00	27.612	0.995	0.027		벽배력좌
D4	"	1.062	26.00	27.612	0.995	0.027		벽배력우
S1	"	0.392	16.00	6.272	0.995	0.006		바닥서포트
S2	"	0.392	14.00	5.488	0.995	0.005		벽서포트
소 계				135.560		0.135	0.139	
총 계				298.568		0.502	0.517	

3.1 U형 철근 길이 (B2)

① (B2 ≤ go to ②)

- 직선 + 구부림 + 직선 + 구부림 + 직선 :

$$= 2950 + 330 + 6040 + 330 + 2950 \quad * \text{적용반경 } R = 11 \text{ dr}$$

$$= 12,600 \text{ mm} \quad = 210.0 \text{ mm}$$

② (B2 ≥ 8000mm) : 겹이음 필요

: Cycle 1

$$\text{B2 : U형 전길이}/\xi - \text{이격거리}/2 + \text{겹이음길이} \quad * \text{이격거리} = 600 \text{ mm}$$

$$= 2,950 + 330 + \boxed{3020 - 300} + 295.0 \quad * \text{겹이음(B급이음 적용)}$$

$$= 6,295.00 \text{ mm} \quad = 590.0 \text{ mm}$$

$$\text{B3 : U형 전길이}/\xi + \text{이격거리}/2 + \text{겹이음길이}$$

$$= 295 + \boxed{3020 + 300.0} + 330 + 2950.0$$

$$= 6,895.00 \text{ mm}$$

: Cycle 2

$$\text{B4 : U형 전길이}/\xi + \text{이격거리}/2 + \text{겹이음길이}$$

$$= 2,950 + 330 + \boxed{3020 + 300} + 295.0$$

$$= 6,895.00 \text{ mm}$$

$$\text{B5 : U형 전길이}/\xi - \text{이격거리}/2 + \text{겹이음길이}$$

$$= 295 + \boxed{3020 - 300.0} + 330 + 2950.0$$

$$= 6,295.00 \text{ mm}$$

3.2 배력철근 길이(단위m당 겹이음 길이 포함) :

1,081 mm (D1 : 상부철근)

1,062 mm (D2, D3, D4 : 그외 철근)

3.3 부상방지 저판 철근 길이 :

B1연장길이 : 저판폭 - 피복두께

* 배력철근 개수(上) 3.00 개/편

$$= 500 - 70$$

$$= 430.00 \text{ mm}$$

B6 : 저판 폭 - 피복두께 + 정착길이

* 배력철근 개수(下) 3.00 개/편

$$= 500 - 70 + 427$$

$$= 857.00 \text{ mm}$$

4. 철근 정착길이

4.1 우각부철근 (인장이형철근)

- 정착길이 : $l_d = 0.9 d_b \times f_y / \lambda \sqrt{f_{ck}} * [\alpha \beta \gamma / (c + K_{tr}) / d_b]$

$$= 0.9 \times 19.1 \times 400 / 4.90 \times 0.32$$

$$= 449.1 \text{ mm}$$

여기서,

α 철근위치계수 : 1.0

β 철근의 표면처리계수 : 1.0

λ 경량골재콘크리트 계수 : 1.0

γ 철근크기계수 : 0.8

c 1/2*CTC, d' 중 작은값 : 62.5

K_{tr} 횡방향 철근지수 : 0.0

$(c + K_{tr}) / d_b$: 2.5

- 소요철근량 이상 배근된 경우 보정 (소요As)2166.68mm² / (배근As)2292mm² = 0.95

- 최소 정착길이 : 300 mm

- 적용 정착길이 : 427.0 mm

4.2 현치부철근 (인장철근/압축철근)

- 최소 정착길이 : 300 mm
 - 배근고정을 위한 최소길이 : 100 mm
 - 적용 정착길이 : 100.0 mm
- (현치철근에 대한 별도의 규정이 없어 배근시 철근고정을 위한 최소길이 100mm적용)

5. 배력철근 겹이음 길이

- 기본정착길이 : $l_{db} = 0.6 d_b \times f_y / \sqrt{f_{ck}}$
 $= 0.6 \times 12.7 \times 400 / 4.90$
 $= 622.2 \text{ mm}$
- 보정 : 우각부 철근보정 준용
- 정착길이 : $l_d = 0.8 \times l_{db} \times \alpha \beta \gamma$
 $= 497.7 \text{ mm}$
- 최소 정착길이 : 300 mm
- 적용 정착길이 : 498.0 mm
- 소요철근량/배근철근량 : (소요As)600mm² / (배근As)1013.6mm² = 0.59
- 겹침이음된철근량/전체철근량 : (겹침As)1013.6mm² / (전체As)1520.4mm² : 0.39
- 겹침이음길이 : 647 mm (D1 철근: 상부철근)
- 겹침이음길이 : 498 mm (D2, D3, D4 : 하부, 벽체)

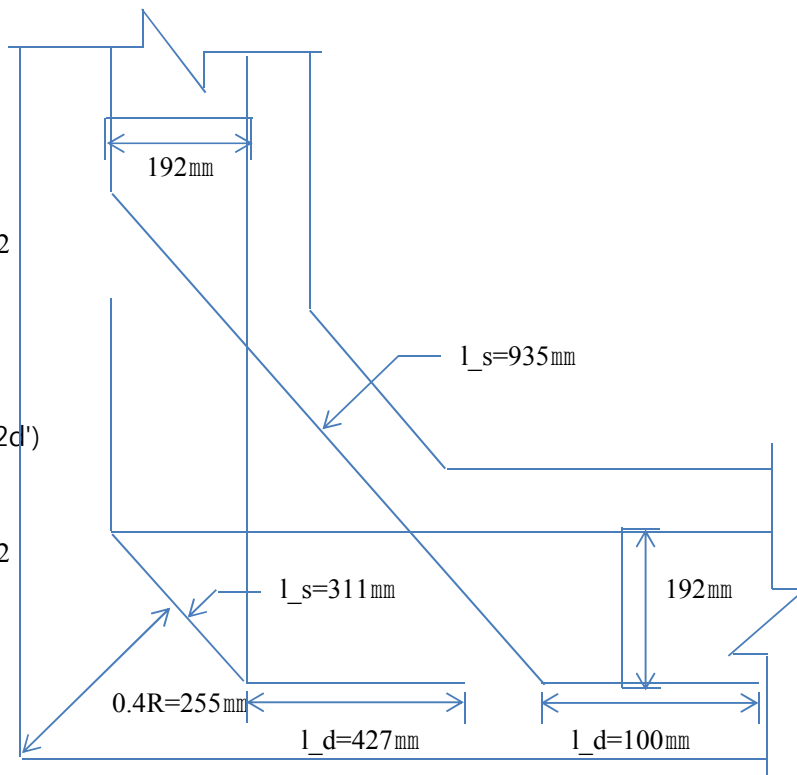
6. 철근 상세

6.1 우각부 철근

- 경사부길이:
 $= 2 \times 0.4R - 2\sqrt{2} \times d'$
 $= 311 \text{ mm}$
- 전체길이 :
 $= 311 + 427 \times 2$
 $= 1,165 \text{ mm}$

6.2 현치부 철근

- 경사부길이:
 $= \sqrt{2}(h_w + h_s + h_h - \sqrt{2}d') - 2\sqrt{2}d'$
 $= 935 \text{ mm}$
- 전체길이 :
 $= 935 + 100 \times 2$
 $= 1,135 \text{ mm}$



6.3 서포트철근(support bar, 우마철근)

- 하부슬래브(벽체부, 중앙부 동일 배근 시)

① 인장철근 직경(d_{bottom}) : 19.1 mm

② 압축철근 직경(d_{up}) : 19.1 mm

③ 서포트철근 직경(d_{support}) : 12.7 mm

- 높이 :

$$= t_{\text{bottom}} - 2 \times d' + 1/2(d_{\text{up}} + d_{\text{bottom}}) + 1/2(d_{\text{support}} + d_{\text{support}})$$

$$= 300 - 2 \times 70 + 1/2(19.1 + 19.1) + 1/2(12.7 + 12.7)$$

$$= 192 \text{ mm}$$

- 다리길이 : 100 mm

- 전체길이 :

$$= 192 + 100 \times 2$$

$$= 392 \text{ mm}$$

- 벽체(좌측하단, 우측하단 동일 배근 시)

① 인장철근 직경(d_{out}) : 19.1 mm

② 압축철근 직경(d_{in}) : 19.1 mm

③ 서포트철근 직경(d_{support}) : 12.7 mm

- 높이 :

$$= t_{\text{wall}} - 2 \times d' + 1/2(d_{\text{out}} + d_{\text{in}}) + 1/2(d_{\text{support}} + d_{\text{support}})$$

$$= 300 - 2 \times 70 + 1/2(19.1 + 19.1) + 1/2(12.7 + 12.7)$$

$$= 192 \text{ mm}$$

- 다리길이 : 100 mm

- 전체길이 :

$$= 192 + 100 \times 2$$

$$= 392 \text{ mm}$$