

으로부터 바닥판 폭×0.4 이내에 있어야 한다. ($e < B \times 0.4$)

(b) 지지력에 대한 안정성 검토

① 극한지지력 산정에 필요한 공통사항

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하폭,

$$B_f' = B_f - 2 \times e_L = 4.835 \text{ m}$$

- 하중의 편심을 고려한 기초의 유효재하길이,

$$L_f' = L_f - 2 \times e_T = 9.274 \text{ m}$$

- 기초의 근입깊이,

$$D_f = 5.100 \text{ m}$$

- 근입지반의 단위중량,

$$\gamma_1 = 19.000 \text{ kN/m}^3$$

- 지지지반의 단위중량,

$$\gamma_2 = 23.000 \text{ kN/m}^3$$

- 지지지반의 점착력,

$$c = 0$$

- 지지지반의 내부마찰각,

$$\Phi = 35^\circ$$

② Terzaghi 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times B_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	6.368 MPa
교축직각	$q_u = \alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_2 \times L_f' \times N_r + \gamma_1 \times D_f \times N_q$	8.527 MPa

$$\text{형상계수, } \alpha = 1.158 \quad \beta = 0.447$$

$$N_c = 57.8 \quad N_q = 41.4 \quad N_r = 47.3$$

③ Meyerhof 제안식에 의한 지반의 극한지지력(q_u) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	7.593 MPa
교축직각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot i_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$	13.584 MPa

$$\text{여기서, } K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) = 3.690$$

$$\text{교축방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.385$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times B_f' / L_f' = 1.192$$

$$\text{교축직각방향 형상계수, } s_c = 1 + 0.2 \times K_p \times L_f' / B_f' = 2.416$$

$$s_r = s_q = 1 + 0.1 \times K_p \times L_f' / B_f' = 1.708$$

$$\text{교축방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.405$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / B_f' \times \sqrt{K_p} = 1.203$$

$$\text{교축직각방향 깊이계수, } d_c = 1 + 0.2 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.211$$

$$d_r = d_q = 1 + 0.1 \times D_f' / L_f' \times \sqrt{K_p} = 1.106$$

$$\text{경사계수, } i_c = i_q = (1 - \beta/90)^2 = 1.000$$

$$i_r = (1 - \beta/\Phi)^2 = 1.000$$

$$N_c = 46.1 \quad N_q = 33.3 \quad N_r = 37.2$$

④ Hansen 제안식에 의한 지반의 극한지지력(qu) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot B_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	#NAME?
교 축 직 각	$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c + 0.5 \cdot \gamma_2 \cdot L_f' \cdot N_r \cdot s_r \cdot d_r \cdot g_r \cdot b_r + \gamma_1 \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q$	10.274 MPa

여기서는 경사계수 미고려

N_c	=	46.1	N_q	=	33.3	N_r	=	37.2
교 축 방 향 형 상 계 수,		$s_c = 1 + B_f' / L_f' \times N_q / N_c$		=	1.377			
		$s_r = 1 - 0.4 \times B_f' / L_f' \geq 0.6$		=	0.791			
		$s_q = 1 + B_f' / L_f' \times \tan \Phi$		=	1.365			
교 축 직 각 방 향 형 상 계 수,		$s_c = 1 + L_f' / B_f' \times N_q / N_c$		=	2.385			
		$s_r = 1 - 0.4 \times L_f' / B_f' \geq 0.6$		=	0.600			
		$s_q = 1 + L_f' / B_f' \times \tan \Phi$		=	2.343			
교 축 방 향 깊 이 계 수,		($D_f > B_f'$)						
d_c	=	$1 + 0.4 \times \cot(D_f / B_f')$		=	#NAME?			
d_r	=	1		=	1.000			
d_q	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times \cot(D_f / B_f')$		=	#NAME?			
교 축 직 각 방 향 깊 이 계 수,		($D_f \leq L_f'$)						
d_c	=	$1 + 0.4 \times D_f / L_f'$		=	1.220			
d_r	=	$1 + 2 \times \tan \Phi \times (1 - \sin \Phi)^2 \times D_f / L_f'$		=	1.140			
d_q	=	1		=	1.000			
지 반 계 수 (수 평 지 반),								
g_c	=	$1 - \psi^\circ / 147^\circ$		=	1.000			
g_r	=	$g_q = (1 - 0.5 \tan \psi^\circ)^5$		=	1.000			
기 초 계 수 (수 평 지 반),								
g_c	=	$1 - \eta^\circ / 147^\circ$		=	1.000			
b_r	=	$\exp(-2.7 \times \eta \times \tan \Phi)$		=	1.000			
b_q	=	$\exp(-2 \times \eta \times \tan \Phi)$		=	1.000			

⑤ 지반의 극한지지력(qu) 산정결과

구분	Terzaghi	Meyerhof	Hansen	최소값 적용
교 축	6.368 MPa	7.593 MPa	#NAME?	#NAME?
교 축 직 각	8.527 MPa	13.584 MPa	10.274 MPa	8.527 MPa

⑥ 지반반력 산정

구 분	구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	작용폭	$x_L = 3 \times (B/2 - e_L) = 7.253 > 7.000$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/L/B) \pm (6 \times ML/L/B^2)$	$q_{\max} = 0.486 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.018 \text{ MPa}$
교 축 직 각	작용폭	$x_T = 3 \times (L/2 - e_T) = 13.911 > 13.300$	사다리꼴 분포
	지반반력	$q_{\max, \min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	$q_{\max} = 0.481 \text{ MPa}$
			$q_{\min} = 0.023 \text{ MPa}$

⑦ 지지력에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$q_u / q_a = \#NAME? \#NAME? 2.000$	$\#NAME?$
교 축 직 각	$q_u / q_a = 17.714 \geq 2.000$	O.K

(c) 활동에 대한 안정성 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
교 축	$H_c / H_L = 8.018 \geq 1.200$	O.K
교 축 직 각	$H_c / H_T = 2.434 \geq 1.200$	O.K

여기서,

전단저항력, $H_c = c_B \times A' + V \times \tan \Phi_B$

기초저면과 지반의 부착력,

$$c_B = 0$$

기초저면과 지반과의 마찰계수,

$$\tan \Phi_B = 0.6$$

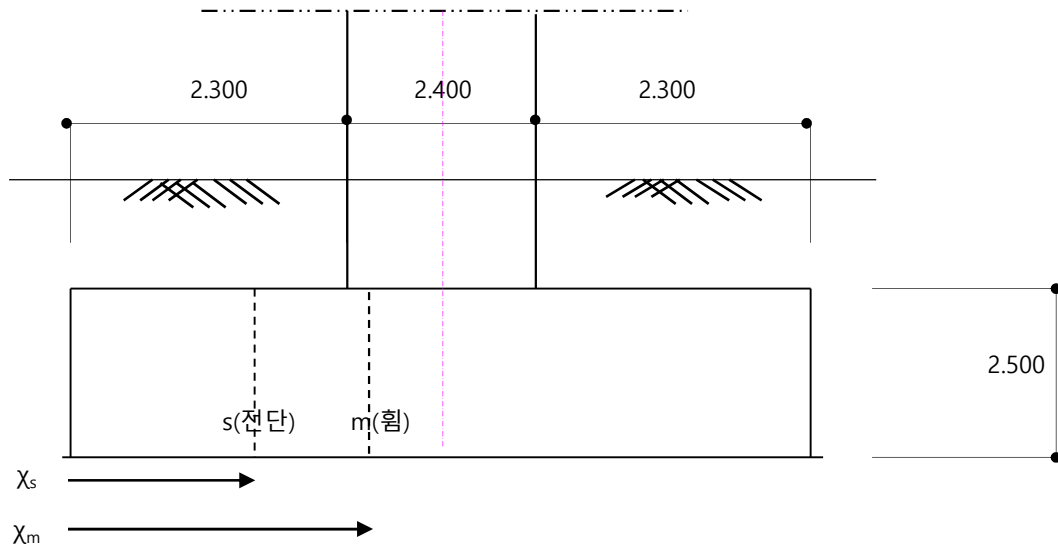
3) 단면 검토

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\chi_m = 2.300 + (2.400 - 2.127)/2$	2.437 m
전단	$\chi_s = 2.437 - 2.400/2$	1.237 m

② 교축방향 위험단면



③ 위험단면에서의 반력크기

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$q_m = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_m) / \chi_L) + q_{min}$	0.329 MPa
전단	$q_s = ((q_{max} - q_{min}) \times (\chi_L - \chi_s) / \chi_L) + q_{min}$	0.407 MPa

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	2467 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	1028 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	1950 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	812 kN
지반반력에 의한 단면력	$M_{지반} = [q_m \times \chi_m^2 / 2 + (q_{max} - q_m) / 2 \times 2 \times \chi_m^2 / 3] \times L$	17130 kN·m
	$V_{지반} = (q_s \times \chi_s + (q_{max} - q_s) / 2 \times \chi_s) \times L$	7342 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{지반} - M_{기초} - M_{상재}$	12712 kN·m
	$V_u = V_{지반} - V_{기초} - V_{상재}$	5501 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 37837 \geq 12712$	O.K
전단	$\Phi V_n = 26063 \geq 5501$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad (\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 13300 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

- 힘 검토 1단 : D 25 - 105 ea

$$A_s = 53204 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 58.8 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 26063 \text{ kN}$$

(b) 교축직각방향

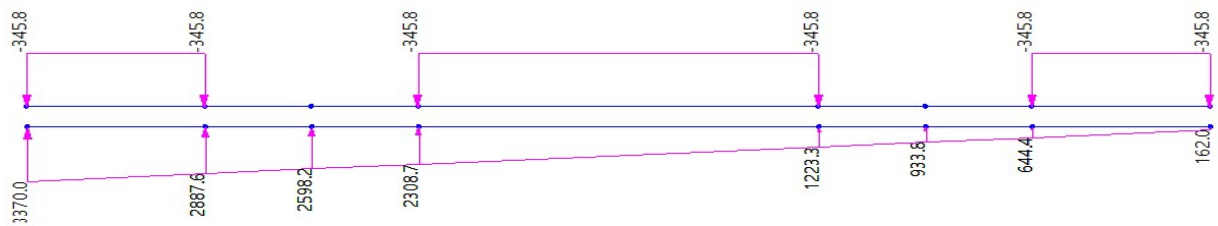
① 작용 지반반력

구 분	계 산 과 정		결 과
Qmax	$q_{\max,\min} = (V/B/L) \pm (6 \times MT/B/L^2)$	사다리꼴 분포	3370 kN/m
Qmin			162 kN/m

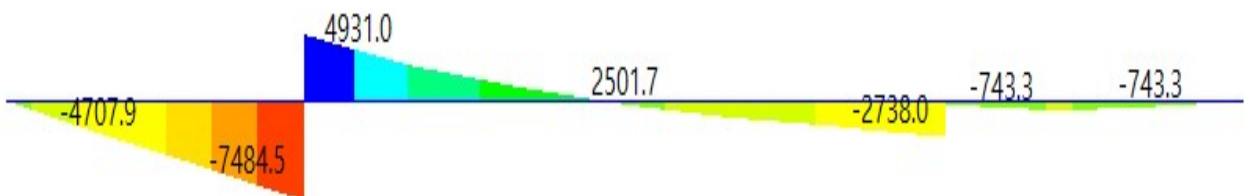
② 구조해석 모델링



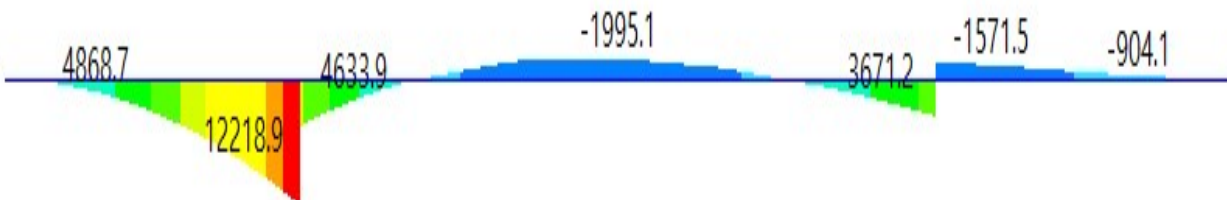
③ 하중재하도



④ 전단력도 (S.F.D)



⑤ 휨모멘트도 (B.M.D)



⑥ 최대 발생 단면력 집계

구 분	결 과		비 고
최대 발생 휨모멘트	Mu	= 12219	kN·m
최대 발생 전단력	Vu	= 4931	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
힘	$\Phi M_n = 19465 \geq 12219$	O.K
전단	$\Phi V_n = 13717 \geq 4931$	O.K

$$\Phi M_n = \Phi \times A_s \times f_y \times (d - a/2)$$

$$\Phi V_n = \Phi V_c + \Phi V_s \quad (\Phi V_c \geq V_s \text{ 이므로, 전단철근 } \Phi V_s \text{ 미고려})$$

$$f_{ck} = 24 \text{ Mpa} \quad f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$b = 7000 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

$$\Phi_f = 1.000 \quad \Phi_v = 1.000$$

- 힘 검토 1단 : D 25 - 54 ea

$$A_s = 27362 \text{ mm}^2$$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 57.5 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 13717 \text{ kN}$$

4) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	전도	교축	2.800	1.082	2.587	O.K
		교축직각	5.320	2.013	2.643	O.K
	지지력	교축	#NAME?	2.000	#NAME?	#NAME?
		교축직각	17.714	2.000	8.857	O.K
	활동	교축	8.018	1.200	6.682	O.K
		교축직각	2.434	1.200	2.028	O.K
단면 검토	힘	교축	37837	12712	2.976	O.K
		교축직각	19465	12219	1.593	O.K
	전단	교축	26063	5501	4.737	O.K
		교축직각	13717	4931	2.782	O.K