

fi : 주면마찰력을 고려하는 층의 최대 주면마찰력

지 층	li (m)	N	fi (kN/m ²)	li·fi (kN/m)
사질토	4.000	50	100	400.00
자갈층	8.000	50	100	800.00
연암			0	0.00
$\sum(li \cdot fi) =$				1200.00

㉓ 말뚝의 허용연직인발지력(Pa)

구 분	계 산 과 정	결 과
Pa	$1/n \times P_u + W$	550 kN

Pa : 말뚝의 허용연직인발지력

n : 안전율 (지진시 ; n = 3)

Pu : 말뚝의 극한인발력

$$P_u = U \times \sum(li \cdot fi) = 1532 \text{ kN}$$

W : 말뚝의 유효중량

$$= 39 \text{ kN}$$

(b) 말뚝의 스프링정수 산정

① 말뚝의 축방향 스프링정수(Kv)

구 분	계 산 과 정	결 과
Kv	$a \times A_p \times E_p / L$	164848 kN/m

$$a = 0.014 \times (L/D) + 0.72 = 1.137$$

$$d_o : \text{부식을 고려한 지름} = 402.4 \text{ mm}$$

$$A_p : \text{말뚝의 순단면적} = 8695 \text{ mm}^2$$

$$E_p : \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \text{ N/mm}^2$$

$$L : \text{말뚝 길이} = 12000 \text{ mm}$$

② 말뚝의 축직각방향 스프링정수(KH : K1, K2, K3, K4)

구 분	계 산 과 정	결 과
K1	$4EI\beta^3$	188642 kN/m
K2	$2EI\beta^2$	84572 kN/rad
K3	$2EI\beta^2$	84572 kN·m/m
K4	$2EI\beta$	75831 kN·m/rad

$$\begin{aligned}
\beta &= \sqrt[4]{[(kh \times D)/(4 \times E_p \times I_p)]} = 1.1153 \quad \text{m}^{-1} \\
kh &= kh_0 \times (BH/0.3)^{-3/4} = 517686 \quad \text{kN/m}^3 \\
kh_0 &= 1/0.3 \times \alpha \times E_o \quad (\text{지진시 } \alpha=2) = 933333 \quad \text{kN/m}^3 \\
E_o &= 2800 \times N \quad (1/\beta \text{ 깊이에서의 } N \text{치}) = 140000 \quad \text{kN/m}^2 \\
BH &= \sqrt{(D/\beta)} \quad (\beta_{\text{상시}} \text{ 적용}) = 0.6583 \quad \text{m} \\
\beta_{\text{상시}} &= \sqrt[29]{[(\alpha \times E_o)^8 \times D^5]/(0.3^2 \times 2^{16} \times (E_p \times I_p)^8)} = 0.9378 \quad \text{m}^{-1} \\
E_p &: \text{말뚝의 탄성계수} = 200000 \quad \text{N/mm}^2 \\
I_p &: \text{말뚝의 단면 2차 모멘트} = 0.000170 \quad \text{m}^4
\end{aligned}$$

(c) 기초의 두께 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
$\beta \cdot \lambda$	0.503 < 1.000	강제취급
β	$\sqrt[4]{((3 \times k)/(E \times h^3))} = 0.168 \quad \text{m}^{-1}$	
k	$K_p = K_v \times (m \times n)/(B \times L) = 119150 \quad \text{kN/m}^3$	
E	$8,500 \sqrt[3]{f_{cu}} = 25811 \quad \text{Mpa}$	
λ	$\text{Max}[l, b] = 3.000 \quad \text{m}$	
h	직접기초의 두께 = 2.600 m	

(d) 말뚝머리의 안정성 검토

① 무리말뚝 원점의 변위량($\delta_x, \delta_y, \alpha$) 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
교축	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000565 \quad \text{m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축}}$	$\delta_y = 0.002034 \quad \text{m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축}}$	$\alpha = 0.000686 \quad \text{rad}$
교축 직각	$A_{xx} \times \delta_x + A_{xy} \times \delta_y - A_{x\alpha} \times \alpha = V$	$\delta_x = 0.000405 \quad \text{m}$
	$A_{yx} \times \delta_x + A_{yy} \times \delta_y - A_{y\alpha} \times \alpha = H_{\text{교축직각}}$	$\delta_y = 0.002034 \quad \text{m}$
	$A_{\alpha x} \times \delta_x + A_{\alpha y} \times \delta_y - A_{\alpha\alpha} \times \alpha = M_{\text{교축직각}}$	$\alpha = 0.000092 \quad \text{rad}$
일반식	$ \begin{bmatrix} \delta_x \\ \delta_y \\ \alpha \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} H_o \\ V_o \\ M_o \end{bmatrix} $	

※ 3원 연립방정식의 각 계수는 아래의 식을 따른다.(교축, 교축직각방향)

i) 교축방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	22448416
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-10064081
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	19616874
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	122017057

구 분	n	xi	A_{xx}	A_{xy}, A_{yx}	$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	A_{yy}	$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	17	3.600	3206917	0	-1437726	2802411	0	37608364
2열	17	2.400	3206917	0	-1437726	2802411	0	17431008
3열	17	1.200	3206917	0	-1437726	2802411	0	5324595
4열	17	0.000	3206917	0	-1437726	2802411	0	1289123
5열	17	-1.200	3206917	0	-1437726	2802411	0	5324595
6열	17	-2.400	3206917	0	-1437726	2802411	0	17431008
7열	17	-3.600	3206917	0	-1437726	2802411	0	37608364

ii) 교축직각방향

구 분	계 산 과 정	결 과
A_{xx}	$\sum (K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$	22448416
A_{xy}, A_{yx}	$\sum (K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$	0
$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	$\sum \{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$	-10064081
A_{yy}	$\sum (K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$	19616874
$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$	0
$A_{\alpha\alpha}$	$\sum \{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$	631663436

구 분	n	xi	A_{xx}	A_{xy}, A_{yx}	$A_{x\alpha}, A_{\alpha x}$	A_{yy}	$A_{y\alpha}, A_{\alpha y}$	$A_{\alpha\alpha}$
1열	7	9.200	1320495	0	-592005	1153934	0	98199768
2열	7	8.050	1320495	0	-592005	1153934	0	75308607
3열	7	6.900	1320495	0	-592005	1153934	0	55469601
4열	7	5.750	1320495	0	-592005	1153934	0	38682750
5열	7	4.600	1320495	0	-592005	1153934	0	24948054
6열	7	3.450	1320495	0	-592005	1153934	0	14265512
7열	7	2.300	1320495	0	-592005	1153934	0	6635125
8열	7	1.150	1320495	0	-592005	1153934	0	2056893
9열	7	0.000	1320495	0	-592005	1153934	0	530816
10열	7	-1.150	1320495	0	-592005	1153934	0	2056893
11열	7	-2.300	1320495	0	-592005	1153934	0	6635125
12열	7	-3.450	1320495	0	-592005	1153934	0	14265512
13열	7	-4.600	1320495	0	-592005	1153934	0	24948054
14열	7	-5.750	1320495	0	-592005	1153934	0	38682750
15열	7	-6.900	1320495	0	-592005	1153934	0	55469601
16열	7	-8.050	1320495	0	-592005	1153934	0	75308607
17열	7	-9.200	1320495	0	-592005	1153934	0	98199768

② 말뚝머리의 변위량 및 반력 산정

i) 교축방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.000565	0.004503	742.282	48.581	4.224
2열	0.000565	0.003680	606.609	48.581	4.224
3열	0.000565	0.002857	470.935	48.581	4.224

4열	0.000565	0.002034	335.262	48.581	4.224
5열	0.000565	0.001211	199.588	48.581	4.224
6열	0.000565	0.000388	63.915	48.581	4.224
7열	0.000565	-0.000435	-71.759	48.581	4.224

여기서, $\delta_{xi} = \delta_x \times \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin\theta_i$

$\delta_{yi} = \delta_x \times \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos\theta_i$

$P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$

$P_{Hi} = K_1 \times \delta_{xi} - K_2 \times \alpha$

$M_{ti} = -K_3 \times \delta_{xi} + K_4 \times \alpha$

ii) 교축직각방향

구 분	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
1열	0.000405	0.002878	474.361	68.628	-27.290
2열	0.000405	0.002772	456.974	68.628	-27.290
3열	0.000405	0.002667	439.586	68.628	-27.290
4열	0.000405	0.002561	422.199	68.628	-27.290
5열	0.000405	0.002456	404.812	68.628	-27.290
6열	0.000405	0.002350	387.424	68.628	-27.290
7열	0.000405	0.002245	370.037	68.628	-27.290
8열	0.000405	0.002139	352.649	68.628	-27.290
9열	0.000405	0.002034	335.262	68.628	-27.290
10열	0.000405	0.001928	317.874	68.628	-27.290
11열	0.000405	0.001823	300.487	68.628	-27.290
12열	0.000405	0.001717	283.099	68.628	-27.290
13열	0.000405	0.001612	265.712	68.628	-27.290
14열	0.000405	0.001506	248.325	68.628	-27.290
15열	0.000405	0.001401	230.937	68.628	-27.290
16열	0.000405	0.001295	213.550	68.628	-27.290
17열	0.000405	0.001190	196.162	68.628	-27.290

여기서, $\delta_{xi} = \delta_x \times \cos\theta_i - (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \sin\theta_i$

$\delta_{yi} = \delta_x \times \sin\theta_i + (\delta_y + \alpha \times x_i) \times \cos\theta_i$

$P_{Ni} = K_v \times \delta_{yi}$

$$P_{Hi} = K1 \times \delta_{xi} - K2 \times \alpha$$

$$M_{ti} = -K3 \times \delta_{xi} + K4 \times \alpha$$

③ 말뚝머리의 변위량과 지지력에 대한 안정성 검토

구 분		보유성능	소요성능	S.F	판정
교 축	수평변위(mm)	15.000	0.565	26.548	O.K
	연직압축지지력(kN)	3036	742	4.090	O.K
	연직인발지지력(kN)	550	72	7.659	O.K
교 축 직 각	수평변위(mm)	15.000	0.405	37.044	O.K
	연직압축지지력(kN)	3036	474	6.400	O.K
	연직인발지지력(kN)	550	0	-	O.K

※ 말뚝의 허용 변위량은 0.01D로 산정하지만 말뚝의 직경이 1,500mm 이하인

경우에는 $\delta a = 15\text{mm}$ 를 사용한다.

(e) 말뚝본체의 안정성 검토

i) 교축방향

① 말뚝의 변위 및 부재력

구 분	깊이 x(m)	변위 y(mm)	모멘트, M(kN·m)		전단력 S(kN)
			말뚝머리 고정	말뚝머리 힌지	
1	0.000	0.465111	4.224	0.000	-48.581
2	1.200	0.040853	-9.784	-11.118	7.059
3	2.400	-0.027059	-1.473	-1.344	4.195
4	3.600	-0.006080	0.495	0.602	0.021
5	4.800	0.001127	0.161	0.165	-0.286
6	6.000	0.000554	-0.015	-0.021	-0.036
7	7.200	-0.000011	-0.013	-0.014	0.015
8	8.400	-0.000039	-0.001	0.000	0.004
9	9.600	-0.000004	0.001	0.001	-0.001
10	10.800	0.000002	0.000	0.000	0.000
11	12.000	0.000001	0.000	0.000	0.000

$$y = (P_{Hi}/2EI\beta^3) \times e^{-\beta x} \times [(1 + \beta \times ho) \times \cos(\beta x) - \beta \times ho \times \sin(\beta x)]$$

$$M_{고정} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times [\beta \times ho \times \cos(\beta x) + (1 + \beta \times ho) \times \sin(\beta x)]$$

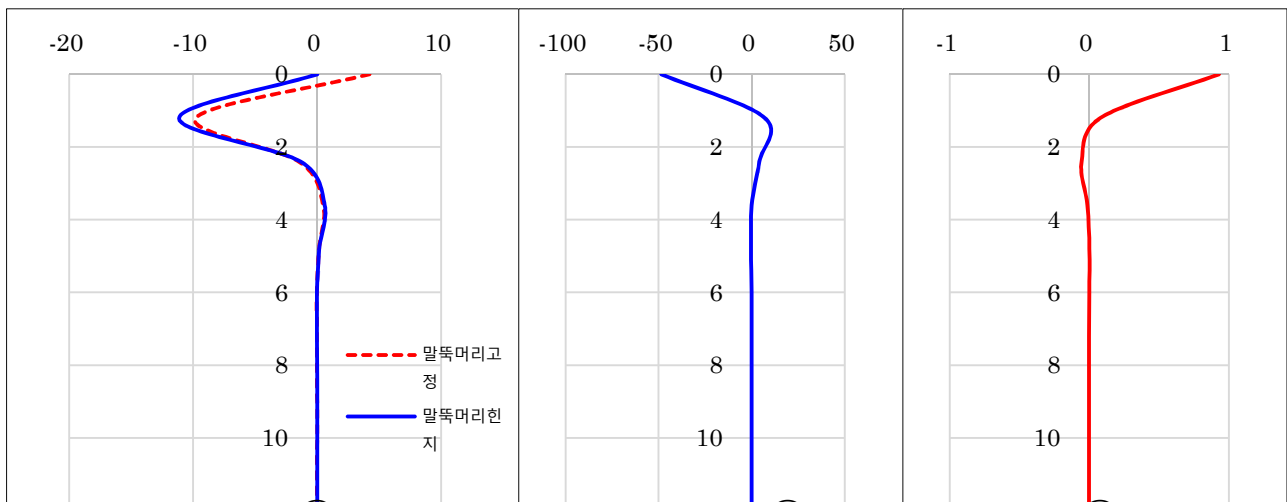
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

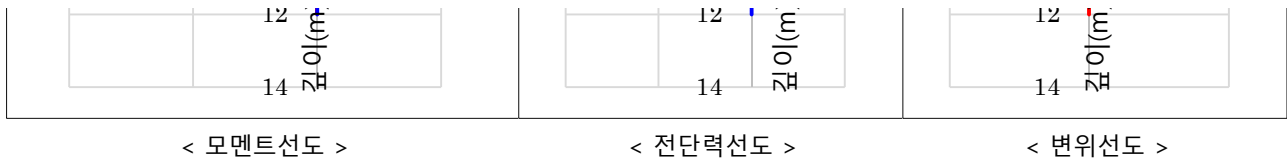
$$S = -P_{Hi} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1 + 2 \times \beta \times ho) \times \sin(\beta x)]$$

$$P_{Hi} = 48.581 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 1.115 \quad \text{m}^{-1}$$

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = -86.957 \quad \text{mm}$$





② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	800 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-11.460 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	704 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-14.044 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	14.044 kN·m
	$S_{max} = S $	48.581 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 68.578 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 102.154 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 5.587 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mf} , l_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이

M_{mf} , M_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$$f_t = P_{Ni}/A_p - M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$$f_c = P_{Ni}/A_p + M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨압축응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/A_p$$

f_{sa} : 말뚝의 허용 휨전단응력 = 120.000 Mpa

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

$$\mu_1 = 0.05 \times \text{이음개수} = 0.000$$

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

$$\mu_2 = \text{MAX} (L/d-n, 0) = 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$$

ii) 교축직각방향

① 말뚝의 변위 및 부재력

구 분	깊이 x(m)	변위 y(mm)	모멘트, M(kN·m)		전단력 S(kN)
			말뚝머리 고정	말뚝머리 힌지	
1	0.000	1.050280	-27.290	0.000	-68.628
2	1.200	-0.018894	-24.319	-15.705	28.905
3	2.400	-0.074535	-1.062	-1.898	8.214
4	3.600	-0.007708	1.545	0.851	-0.996
5	4.800	0.004196	0.260	0.233	-0.685
6	6.000	0.001037	-0.075	-0.030	-0.014
7	7.200	-0.000163	-0.027	-0.020	0.045
8	8.400	-0.000091	0.002	0.000	0.006
9	9.600	0.000000	0.002	0.001	-0.002
10	10.800	0.000006	0.000	0.000	-0.001
11	12.000	0.000001	0.000	0.000	0.000

$$y = (P_{Hi}/2EI\beta^3) \times e^{-\beta x} \times [(1+\beta \times ho) \times \cos(\beta x) - \beta \times ho \times \sin(\beta x)]$$

$$M_{고정} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times [\beta \times ho \times \cos(\beta x) + (1+\beta \times ho) \times \sin(\beta x)]$$

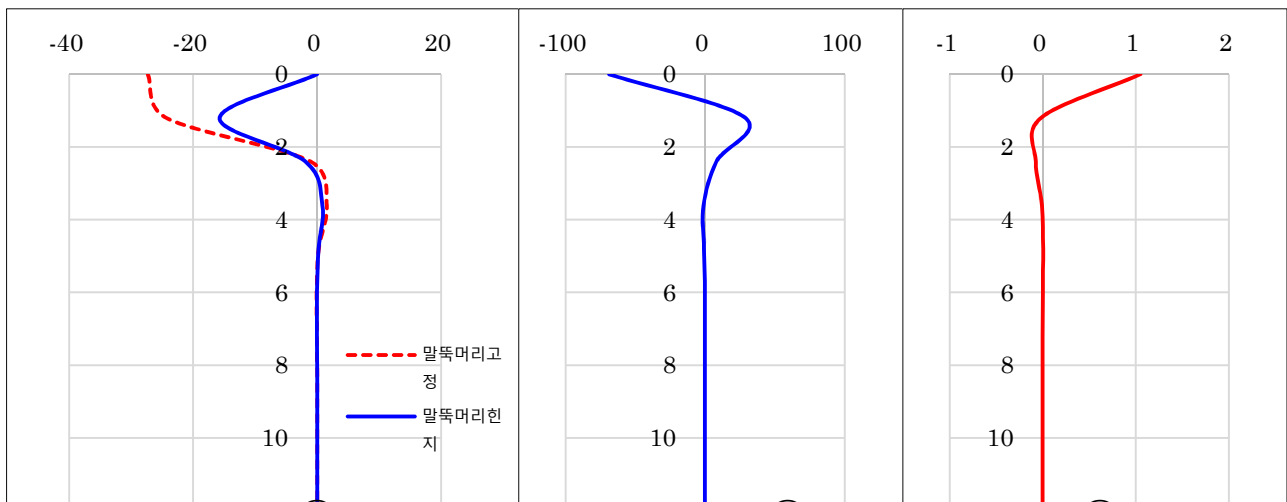
$$M_{힌지} = -(P_{Hi}/\beta) \times e^{-\beta x} \times \sin(\beta x)$$

$$S = -P_{Hi} \times e^{-\beta x} \times [\cos(\beta x) - (1+2 \times \beta \times ho) \times \sin(\beta x)]$$

$$P_{Hi} = 68.628 \quad \text{kN}$$

$$\beta = 1.115 \quad \text{m}^{-1}$$

$$ho = M_{ti} / P_{Hi} = 397.648 \quad \text{mm}$$





② 말뚝의 응력 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
말뚝머리 고정	$l_{mf} = 1/\beta \times \tan^{-1}[1/(1+2 \times \beta \times h_o)]$	437 mm
	$M_{mf} = -(P_{Hi}/2\beta) \times \sqrt{[(1+2 \times \beta \times h_o)^2 + 1]} \times e^{-\beta \times l_{mf}}$	-40.361 kN·m
말뚝머리 힌지	$l_{mh} = \pi/(4 \times \beta)$	704 mm
	$M_{mh} = -0.3224 \times (P_{Hi}/\beta)$	-19.839 kN·m
최대 부재력	$M_{max} = \max[M_{고정} , M_{힌지} , M_{mf} , M_{mh}]$	40.361 kN·m
	$S_{max} = S $	68.628 kN
말뚝 응력 검토	$f_t = 6.305 \leq 210.000$	O.K
	$f_c = 102.802 \leq 210.000$	O.K
	$f_s = 7.893 \leq 120.000$	O.K

여기서, l_{mf} , l_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 작용 깊이

M_{mf} , M_{mh} : 지중부 최대 모멘트의 크기

f_t : 말뚝의 최대 인장응력

$$f_t = P_{Ni}/A_p - M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ta} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_c : 말뚝의 최대 압축응력

$$f_c = P_{Ni}/A_p + M_{max} \times (D/2I)$$

f_{ca} : 말뚝의 허용 휨인장응력 = 210.000 Mpa

f_s : 말뚝의 최대 전단응력

$$f_s = S_{max}/A_p$$

f_{sa} : 말뚝의 허용 휨전단응력 = 120.000 Mpa

μ_1 : 이음에 의한 허용응력 감소율

$$\mu_1 = 0.05 \times \text{이음개수} = 0.000$$

μ_2 : 세장비 의한 허용응력 감소율

$$\mu_2 = \text{MAX} (L/d-n, 0) = 0.000$$

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 = 0.000$$

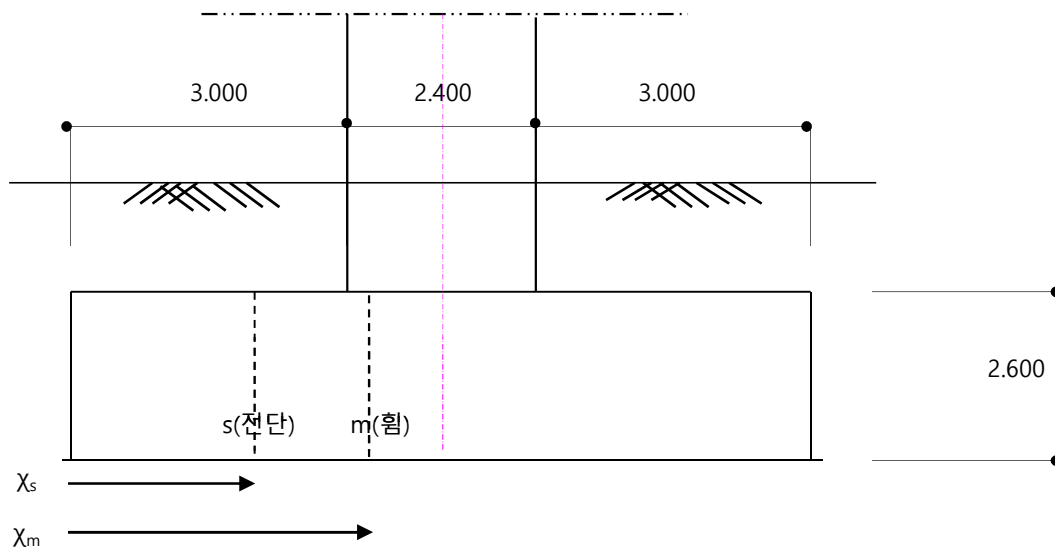
2) 단면 평가

(a) 교축방향

① 위험단면 산정

구 분	계 산 과 정		결 과
휨	χ_m	$= 3.000 + (2.400 - 2.127)/2$	3.137 m
전단	χ_s	$= 3.137 - 2.400/2$	1.937 m

② 교축방향 위험단면



③ 말뚝의 반력

구 분	계 산 과 정			결 과
	P_{Ni}	$\times$	n	
R1	742.282	$\times$	17	12619 kN
R2	606.609	$\times$	17	10312 kN
R3	470.935	$\times$	17	8006 kN
R4		$\times$		
R5		$\times$		

④ 단면력 산정

구 분	계 산 과 정	결 과
기초자중에 의한 단면력	$M_{기초} = h \times \chi_m \times L \times \gamma_c \times l$	6267 kN·m
	$V_{기초} = h \times \chi_s \times L \times \gamma_c$	2467 kN
상재하중에 의한 단면력	$M_{상재} = h' \times \chi_m \times L \times \gamma_t \times l$	3297 kN·m
	$V_{상재} = h' \times \chi_s \times L \times \gamma_t$	1298 kN
말뚝반력에 의한 단면력	$M_{말뚝} = R1 \times 2.537 + R2 \times 1.337 + R3 \times 0.137$	46884 kN·m
	$V_{말뚝} = R1 + R2$	22931 kN
기초의 단면력	$M_u = M_{말뚝} - M_{기초} - M_{상재}$	37320 kN·m
	$V_u = V_{말뚝} - V_{기초} - V_{상재}$	19166 kN

⑤ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 111012 \geq 37320$	O.K
전단	$\Phi V_n = 38408 \geq 19166$	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	Mpa	f_y	=	300	Mpa
b	=	19600	mm	d	=	2400	mm
Φ_f	=	1.000		Φ_v	=	1.000	

- 휨 검토 1단 : D 25 - 156 ea

2단 : D 25 - 156 ea $A_s = 158090 \text{ mm}^2$

$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 118.6 \text{ mm}$

- 전단 검토

$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 38408 \text{ kN}$

(b) 교축직각방향

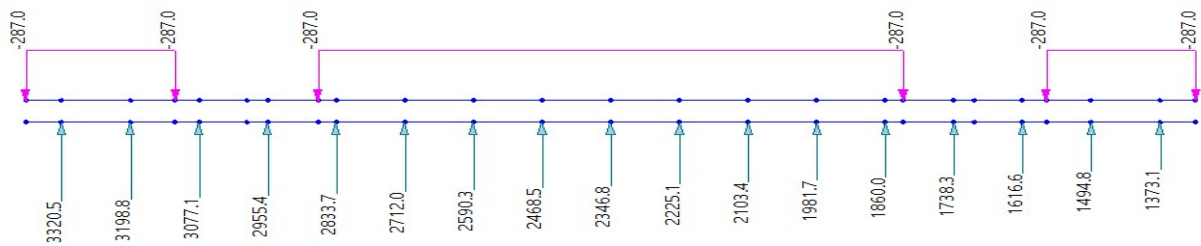
① 작용 말뚝반력

구 분	1열	2열	3열	4열	5열
반력(kN)	3320.529	3198.817	3077.105	2955.393	2833.681
구 분	6열	7열	8열	9열	10열
반력(kN)	2711.969	2590.257	2468.544	2346.832	2225.120
구 분	11열	12열	13열	14열	15열
반력(kN)	2103.408	1981.696	1859.984	1738.272	1616.560
구 분	16열	17열	18열	19열	20열
반력(kN)	1494.848	1373.136			
구 분	21열	22열	23열	24열	25열
반력(kN)					

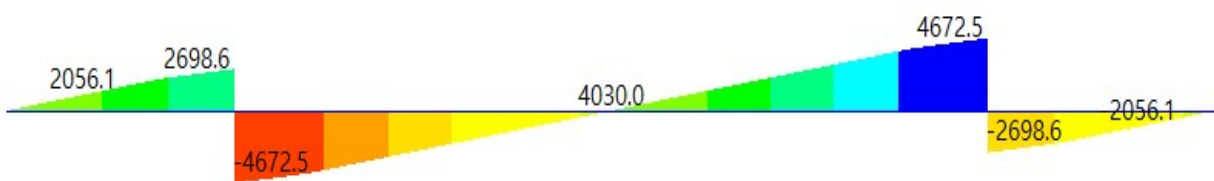
② 구조해석 모델링



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	$M_u = 10008$	kN·m
최대 발생 전단력	$V_u = 4673$	kN

⑦ 단면 검토

구 분	계 산 과 정	결 과
휨	$\Phi M_n = 46982 \geq 10008$	O.K
전단	$\Phi V_n = 16461 \geq 4673$	O.K

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

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

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

$$b = 8400 \text{ mm} \quad d = 2400 \text{ mm}$$

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

- 휨 검토 1단 : D 25 - 66 ea

2단 : D 25 - 66 ea $A_s = 66884 \text{ mm}^2$

$$a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f_{ck} \times b) = 117.1 \text{ mm}$$

- 전단 검토

$$\Phi V_c = \Phi \times 1/6 \times \sqrt{f_{ck}} \times b \times d = 16461 \text{ kN}$$

3) 결과 요약

구 분			보유성능	소요성능	S.F	판정
안정성 검토	수평변위	교축	15.000	0.565	26.548	O.K
		교축직각	15.000	0.405	37.044	O.K
	연직 압축지지력	교축	3036	742	4.090	O.K
		교축직각	3036	474	6.400	O.K
	연직 인발지지력	교축	550	72	7.659	O.K
		교축직각	550	0	-	O.K
말뚝 응력 검토	휨인장응력	교축	210.000	68.578	3.062	O.K
		교축직각	210.000	6.305	33.305	O.K
	휨압축응력	교축	210.000	102.154	2.056	O.K
		교축직각	210.000	102.802	2.043	O.K
	휨전단응력	교축	120.000	5.587	21.478	O.K
		교축직각	120.000	7.893	15.204	O.K
단면 검토	휨	교축	111012	37320	2.975	O.K
		교축직각	46982	10008	4.694	O.K
	전단	교축	38408	19166	2.004	O.K
		교축직각	16461	4673	3.523	O.K