

PHC 말뚝에 의한 橋脚基礎의 設計計算 例

柳 基 松

(農漁村振興公社 農工技術研究所 材料土質試驗室長)

1. 緒 論

PHC 말뚝은 원심력을 이용하여 제작한 콘크리트압축강도가 800kgf/cm^2 이상의 프리텐션 방식의 프리스트레스트 고강도콘크리트 말뚝이다.

이 말뚝의 치수는 표-1과 같이 바깥 지름이 $300\sim 1000\text{mm}$ 이며, 표-2와 같이 균열휨모멘트에 따라 A, B, C종으로 구분되는데 A, B, C종의 유효프리스트레스는 각각 40, 80 및 100kgf/cm^2 이다.

한편 PHC 말뚝은 콘크리트의 압축강도가 크므로 RC 및 PC 말뚝에 비하여 말뚝타입시의 타격력에 대한 저항성, 말뚝재강도에 의한 지지력 및 수평력에 의하여 말뚝에 생기는 휨모멘트에 대한 저항성이 큰 장점이 있다.

또한 PHC 말뚝은 탈형후 곧바로 180°C 의 10기압하에서 오토클레이브(Auto Clave) 양생을 하므로 양생 1일만에 800kgf/cm^2 의 압축강도를 얻을 수 있어 늦어도 2일 후에는 출하를 할 수 있다. 따라서 공사 현장에서 예견치 못한 지반변동이 생겼을 경우 즉시 말뚝치수를 현장여건에 맞추어 제작, 시공이 가능하므로 공정계획에 차질없이 시공할 수 있으므로 대단히 경제적이다.

따라서 본고에서는 PHC 말뚝에 의한 교각 기초의 설계예를 들어 기술하였다.

2. 設計條件

가. 構造物型式

상부구조 : PC단순 T-beam교

하부구조 : T형교각, PHC말뚝 기초

나. 作用許容

평상시 및 지진시 말뚝기초에 작용하는 하중은 표-3과 같다.

다. 土質

구조물설치예정지에서 보링조사와 병행하여 시행한 심도별 표준관입시험결과는 그림. 1의 토질주상도와 같으며, 토질은 심도 7m까지는 점토질실트, 그 이하는 점토, 모래 및 자갈의 순서로 토층이 구성되어 있다. 따라서 말뚝은 심도 12m 이하의 자갈층에 타입하는 것으로 설계를 한다.

라. PHC 말뚝의 諸元

한국공업규격 KS F 23(4306)에 의하면 설계 말뚝의 제원은 다음과 같다.

1) 말뚝치수(B종)

지름 $D=600\text{mm}$, 두께 $t=90\text{mm}$

설계말뚝길이 $L_p=14.5\text{m}$

2) 콘크리트 설계기준강도, $\sigma_{ck}=800\text{kgf/cm}^2$

3) 콘크리트탄성계수, $E_p=400,000\text{kgf/cm}^2$

4) 유효프리스트레스(B종), $\sigma_{ce}=80\text{kgf/cm}^2$

5) 콘크리트환산단면적, $A_e=1,510\text{cm}^2$

표-1. PHC 말뚝의 치수³⁾

바깥지름 mm	두께 mm	종류	길이 m									
			7	8	9	10	11	12	13	14	15	
300	60	A	○	○	○	○	○	○	○	○	-	-
		B	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		C	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
350	60	A	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		B	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		C	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
400	65	A	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		B	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		C	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
450	70	A	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		B	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		C	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
500	80	A	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		B	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		C	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
600	90	A	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		B	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		C	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
700	100	A	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		B	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		C	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
800	110	A	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		B	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		C	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
900	120	A	○	○	○	○	○	○	○	○	○	-
		B	○	○	○	○	○	○	○	○	○	-
		C	○	○	○	○	○	○	○	○	○	-
1000	130	A	○	○	○	○	○	○	-	-	-	-
		B	○	○	○	○	○	○	-	-	-	-
		C	○	○	○	○	○	○	-	-	-	-

6) 환산단면의 단면2차 모멘트, $I_e=510,000$
cm⁴

7) 환산단면의 단면계수, $Z_e=17,000$ cm³

마. 許容應力

1) PHC 말뚝

가) 콘크리트

- 허용휨압축응력²⁾

평상시 : $\sigma_{ca}=200$ kgf/cm²

지진시 : $\sigma_{ca}=400$ kgf/cm²

- 허용휨인장응력²⁾

평상시 : $\sigma_{ta}=0$

지진시 : $\sigma_{ta}=-40$ kgf/cm²

- 허용전단응력

평상시 : $Z_a=12$ kgf/cm²

지진시 : $Z_a=1.8$ kgf/cm²

표-2. PHC 말뚝의 均열 휨모멘트 및 파괴 휨 모멘트³⁾

바깥 지름 (mm)	종류	유효프리스트레스 (kgf/cm ²)	균열 휨 모멘트 (tf·m)	파괴 휨 모멘트 (tf·m)	바깥 지름 (mm)	종류	유효프리스트레스 (kgf/cm ²)	균열 휨 모멘트 (tf·m)	파괴 휨 모멘트 (tf·m)
300	A	40	2.5	3.8	600	A	40	17.0	25.5
	B	80	3.5	6.3		B	80	25.0	45.0
	C	100	4.0	8.0		C	100	29.0	58.0
350	A	40	3.5	5.3	700	A	40	27.0	40.5
	B	80	5.0	9.0		B	80	38.0	68.4
	C	100	6.0	12.0		C	100	45.0	90.0
400	A	40	5.5	8.3	800	A	40	40.0	60.0
	B	80	7.5	13.5		B	80	55.0	99.0
	C	100	9.0	18.0		C	100	65.0	130.0
450	A	40	7.5	11.3	900	A	40	55.0	82.5
	B	80	11.0	19.8		B	80	75.0	135.0
	C	100	12.5	25.0		C	100	85.0	170.0
500	A	40	10.5	15.8	1000	A	40	75.0	112.5
	B	80	15.0	27.0		B	80	105.0	189.0
	C	100	17.0	34.0		C	100	120.0	240.0

표-3. 作用荷重(교축방향)

구 분	연직하중 V _o (tf)	수평하중 H _o (tf)	모멘트 M _o (tf·m)
평 상 시	1,193.5	—	—
지 진 시	1,017.2	107.6	709.1

2) 푸팅철근콘크리트

가) 콘크리트

- 허용휨압축응력

평상시 : $\sigma_{ca} = 80 \text{kgf/cm}^2$

지진시 : $\sigma_{ca} = 120 \text{kgf/cm}^2$

- 허용전단응력

평상시 : $Z_a = 3.5 \text{kgf/cm}^2$

지진시 : $Z_a = 5.3 \text{kgf/cm}^2$

- 허용부착응력

평상시 : $Z_{o_a} = 14.0 \text{kgf/cm}^2$

나) 철근

- 허용인장응력

평상시 : $\sigma_{sa} = 1,800 \text{kgf/cm}^2$

지진시 : $\sigma_{sa} = 2,700 \text{kgf/cm}^2$

다) 탄성계수비, $n = 15$

3. 壓入力에 대한 말뚝의 支持力

가. 地盤強度에 의한 許容支持力

1) 말뚝선단지반의 극한지지력

가) 말뚝선단지반의 설계용N치

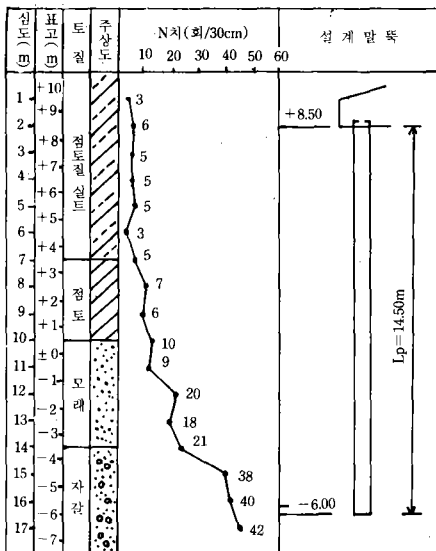


그림. 1. 토질주상도

$$\bar{N} = \frac{N_1 + N_2}{2} = \frac{41 + 35.7}{2} = 38.4 < 40, \text{ OK}$$

여기서, \bar{N} : 말뚝 선단지반의 설계용 N치
 N_1 : 말뚝선단하부 1D 범위의 평균 N치
 N_2 : 말뚝선단상부 4D 범위의 평균 N치(그림. 2 참조)

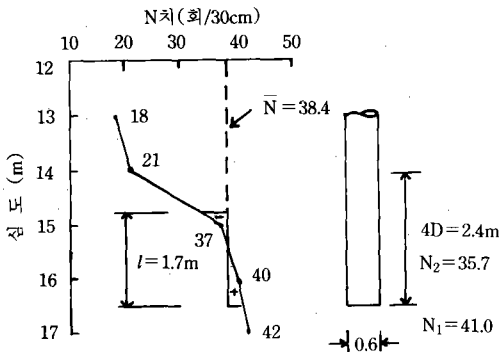


그림. 2. 환산근입길이(l)

나) 환산근입비(l/D)

그림. 2의 말뚝 선단에서 설계용 N치 38.4를 축으로 하여 좌우의 (-)면적과 (+)면적이 같은 위치까지의 길이를 구하면 $l \approx 1.7\text{m}$ 가 되며, 이를 이용하여 환산근입비를 계산한다.

$$\frac{l}{D} = \frac{1.7}{0.60} = 2.83$$

여기서, D : 말뚝의 지름(m)

l : 환산근입 길이(m)

다) 말뚝선단지반의 극한지지력 타입공법으로 시공하는 말뚝의 선단지반 극한지지력은 그림. 3에서 환산근입비에 대한 q_d / \bar{N} 값을 찾거나 공식을 이용하여 계산한다.

$$\frac{q_d}{\bar{N}} = 4\left(\frac{l}{D}\right) + 10 = 4 \times 2.83 + 10 = 21.3$$

$$q_d = (q_d / \bar{N}) \cdot \bar{N} = 21.3 \times 38.4 = 817.9 \text{ tf/m}^2$$

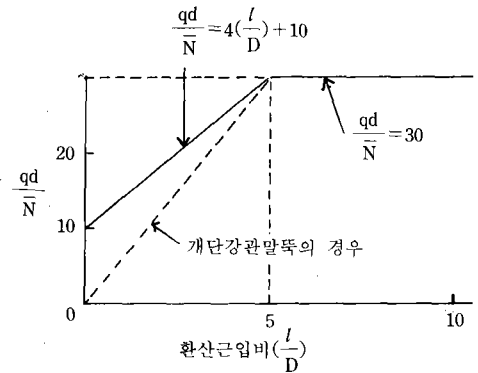


그림. 3. 말뚝선단지반의 극한지지력 $q_d(\text{tf/m}^2)$

$$A = \pi D^2 / 4 = 3.14 \times 0.6^2 / 4 = 0.2826 \text{ m}^2$$

$$R_t = A q_d = 0.2826 \times 817.9 = 231.5 \text{ tf}$$

여기서, q_d : 말뚝선단지반의 단위 극한지지력 (tf/m^2)

A : 말뚝선단의 단면적(m^2)

R_t : 말뚝선단지반의 극한지지력(tf)

라) 말뚝의 최대주면마찰력

말뚝에 작용하는 최대주면마찰력은 표-4와 같이 계산하여 구한다.

$$U = \pi D = 3.14 \times 0.6 = 1.884 \text{ m}$$

$$R_f = u \sum l f_{si} = 1.884 \times 75.3 = 141.9 \text{ tf}$$

여기서, U : 말뚝의 주장(m)

R_f : 말뚝의 최대주면마찰력(tf)

마) 말뚝의 극한지지력

$$R_u = R_t + R_f = 231.5 + 141.9 = 373.4 \text{ tf}$$

여기서, R_u : 말뚝의 극한지지력(tf)

R_t : 말뚝선단지반의 극한지지력(tf)

R_f : 말뚝의 최대주면마찰력(tf)

2) 허용지지력

$$\text{평상시} : R_a = \frac{R_u}{F_s} = \frac{373.4}{3} = 124.5 \text{ tf}$$

$$\text{지진시} : R_a = \frac{R_u}{F_s} = \frac{373.4}{2} = 186.7 \text{ tf}$$

표-4. 말뚝에 작용하는 최대주면 마찰력

층번호	토 질	평균 N치	토층두께 l _i (m)	주면마찰력 f _{si} (tf/m ²)	l _i f _{si} (tf/m)	비 고
1	점성토	4.9	5	4.9	24.5	타입말뚝의 경우 주면마찰력
2	점성토	6.8	3	6.8	20.4	점성토 f _s =C 또는 N(≤15)(tf/m ²)
3	사질토	15.6	4	3.1	12.4	사질토
4	사질토	35.8	2.5	7.2	18.0	f _s =0.2N(≤10)(tf/m ²)
계			14.5	Σl _i f _{si} =75.3		

여기서, R_a : 말뚝의 허용압입력(tf)
F_s : 안전율(평상시 : 3, 지진시 : 2)

나. 말뚝強度에 의한 許容支持力

$$\begin{aligned} \text{평상시 : } R_a &= \frac{1}{F_s} (0.85 \sigma_{ck} A_e) - \sigma_{ce} A_e \\ &= \frac{1}{3} (0.85 \times 800 \times 1510) - 80 \times 1510 \\ &= 221,467 \text{kgf} \rightarrow 221 \text{tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{지진시 : } R_a &= \frac{1}{2} (0.85 \times 800 \times 1510) \\ &\quad - 80 \times 1510 = 392,600 \text{kgf} \rightarrow 392 \text{tf} \end{aligned}$$

여기서, R_a : 말뚝의 허용지지력(tf)
F_s : 안전율(평상시 : 3.0, 지진시 : 2.0)

σ_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(kgf/cm²)
A_e : 콘크리트환산단면적(cm²)
A_{ce} : 유효프리스트레스(kgf/cm²)

다. 設計用 許容支持力

상기의 계산결과중 가장 적은 값을 설계용 허용지지력으로 한다.

평상시 : R_a = 124.5tf
지진시 : R_a = 186.7tf

4. 말뚝의 許容引拔力

가. 平常時

$$P_a = \frac{R_f}{F_s} + W = \frac{141.9}{6} + 0 = 23.7 \text{tf}$$

나. 地震時

$$P_a = \frac{R_f}{F_s} + W = \frac{141.9}{3} + 0 = 47.3 \text{tf}$$

여기서, P_a : 말뚝의 허용인발력(tf)
R_f : 말뚝의 최대주면마찰력(tf)
W : 말뚝의 유효중량(tf), 무시한다.
F_s : 안전율(평상시 : 6, 지진시 : 3)

5. 말뚝의 水平許容支持力

가. 말뚝變形에 의한 許容支持力

1) 횡방향지반반력계수

$$E_s = 28N = 28 \times 5 = 140 \text{kgf/cm}^2$$

$$\begin{aligned} K_h &= \alpha E_s D^{-3/4} y^{-1/2} = 0.2 \times 140 \times 60^{-3/4} \times 1^{-1/2} \\ &= 1.299 \text{kgf/cm}^3 \rightarrow 1,299 \text{tf/m}^3 \end{aligned}$$

여기서, E_s : 변형계수(kgf/cm²)
N : 푸팅기초저면하부 1/β(약 5D) 구간의 평균 N치
K_h : 횡방향지반반력계수(kgf/cm³)

α : 변형계수를 구하는 방법에 따른
계수(N치로 구할 때 0.2)
D : 말뚝의 지름(cm)
y : 평상시 말뚝의 기준변위량(cm)

2) 말뚝의 특성치

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h D}{4E_p I_e}} = \sqrt[4]{\frac{1.299 \times 60}{4 \times 400,000 \times 510,000}}$$

$$= 0.003126 \text{cm}^{-1} \rightarrow 0.3126 \text{m}^{-1}$$

여기서, β : 말뚝의 특성치(cm^{-1})
 E_p : 콘크리트의 탄성계수(kgf/cm^2)
 I_e : 콘크리트환산단면의 단면2차모
멘트(cm^4)

3) 허용지지력

가) 평상시

$$H_a = \frac{K_h D}{\beta} \delta_a = \frac{1.299 \times 0.6}{0.3126} \times 0.01 = 24.9 \text{tf}$$

나) 지진시

$$H_a = \frac{K_h D}{\beta} \delta_a = \frac{1.299 \times 0.6}{0.3126} \times 0.015 = 37.4 \text{tf}$$

여기서, H_a : 말뚝의 수평허용지지력(tf)
 K_h : 횡방향지반반력계수(tf/m^3)
D : 말뚝의 지름(m)
 δ_a : 말뚝머리의 허용수평변위량(평
상시 : 1cm, 지진시 : 1.5cm)
 β : 말뚝의 특성치(m^{-1})

나. 말뚝強度에 의한 許容支持力

1) 휨모멘트

가) 평상시

$$M_{b1} = \frac{I_e}{r_o} (\sigma_{ca} - \sigma_{ce}) = \frac{0.0051}{0.30} (2700 - 800)$$

$$= 32.3 \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{b2} = \frac{I_e}{r_o} (\sigma_{ce} - \sigma_{ta}) = \frac{0.0051}{0.30} (800 - 0)$$

$$= 13.6 \text{tf} \cdot \text{m}$$

나) 지진시

$$M_{b1} = \frac{0.0051}{0.30} (4000 - 800) = 54.4 \text{tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{b2} = \frac{0.0051}{0.30} \{800 - (-400)\} = 20.4 \text{tf} \cdot \text{m}$$

여기서, M_b : 휨모멘트($\text{tf} \cdot \text{m}$)

I_e : 콘크리트환산단면의 단면2차모
멘트(m^4)

σ_{ca} : 콘크리트의 허용휨압축응력(tf/m^2)

σ_{ce} : 유효프리스트레스(tf/m^2)

r_o : 말뚝의 반지름(m)

σ_{ta} : 말뚝의 허용휨인장응력(tf/m^2)

2) 허용지지력

상기의 계산결과 중 가장 적은 모멘트를 이
용하여 허용지지력을 계산한다.

가) 평상시

$$H_a = 2\beta M_b = 2 \times 0.3126 \times 13.6 = 8.5 \text{tf}$$

나) 지진시

$$H_a = 2\beta M_b = 2 \times 0.3126 \times 20.4 = 12.8 \text{tf}$$

다. 水平許容支持力

상기 계산결과 중 가장 적은 값을 수평허용
지지력으로 한다.

평상시 : $H_a = 8.5 \text{tf}$

지진시 : $H_a = 12.8 \text{tf}$

6. 設計用 許容支持力과 所要말뚝數

가. 設計用 許容支持力

앞서 계산한 말뚝의 허용지지력을 종합하면
표-5와 같다.

표-5. 設計許容用支持力(tf)

구 분	압 입 R _a (tf)	인 발 P _a (tf)	수 평 H _a (tf)
평 상 시	124.5	23.7	8.5
지 진 시	186.7	47.3	12.7

나. 所要말뚝數

1) 평상시

$$N_p = \frac{V_o}{R_a} = \frac{1,193.5}{124.5} = 9.6\text{개} \rightarrow 13\text{개}$$

여기서, N_p : 소요말뚝수(개)

V_o : 연직하중(tf)

R_a : 압입력에 대한 허용지지력(tf)

2) 지진시

$$N_p = \frac{V_o}{R_a} = \frac{1,017.2}{186.7} = 5.4\text{개}$$

$$N_p = \frac{H_o}{H_a} = \frac{107.6}{12.8} = 8.4\text{개}$$

여기서, H_o : 수평하중(tf)

H_a : 허용수평지지력(tf)

3) 설계용 말뚝수

상기의 계산결과 중 말뚝수가 가장 많은 연직하중에 의한 말뚝수로서 편심하중과 말뚝배치를 고려하여 설계용말뚝을 13개로 결정한다. 그림. 4와 같이 말뚝을 배치한 후 말뚝에 생기는 반력과 응력을 검토하며, 그 결과 허용범위를 초과하거나 설계말뚝수가 너무 많으면 말뚝지름 또는 말뚝수를 가감시킨다.

7. 푸팅의 변위량과 말뚝의 반력

푸팅의 변위량과 말뚝의 반력은 변위법으로서 말뚝무리도심 0점에 대한 평형3원연립방정식으로 계산한다.

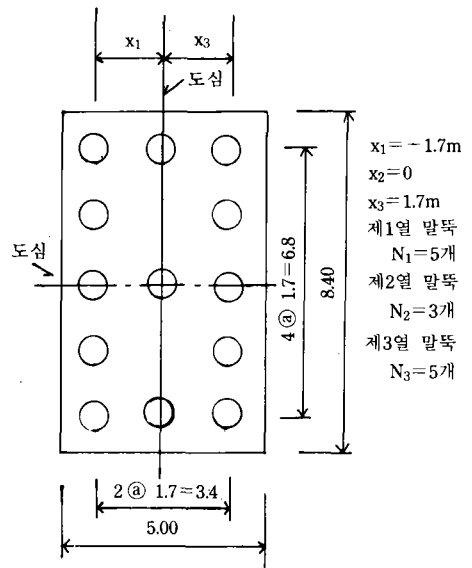
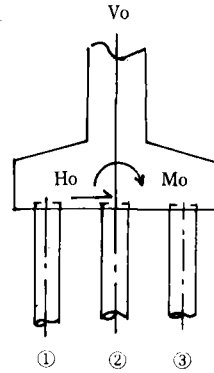


그림. 4. 말뚝의 배열

가. 평형3원연립방정식의 기본식

$$\begin{cases} A_1 \delta_x + B_1 \delta_y + C_1 \alpha = H_o \\ A_2 \delta_x + B_2 \delta_y + C_2 \alpha = V_o \\ A_3 \delta_x + B_3 \delta_y + C_3 \alpha = M_o \end{cases}$$

여기서, δ_x : 푸팅원점 0의 수평변위(m)

δ_y : 푸팅원점 0의 연직변위(m)

α : 푸팅원점 0의 회전각(rad)

H_o : 푸팅저면에 작용하는 수평하중(tf)

V_o : 푸팅저면에 작용하는 연직하중(tf)

M_o : 푸팅원점 0의 모멘트(tf·m)

A, B, C: 계수

$$A_1 = \Sigma(K_1 \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)$$

$$B_1 = A_2 = \Sigma(K_v - K_1) \sin \theta_i \cos \theta_i$$

$$C_1 = A_3 = \Sigma\{(K_v - K_1)x_i \sin \theta_i \cos \theta_i - K_2 \cos \theta_i\}$$

$$B_2 = \Sigma(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)$$

$$C_2 = B_3 = \Sigma\{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i + K_2 \sin \theta_i\}$$

$$C_3 = \Sigma\{(K_v \cos^2 \theta_i + K_1 \sin^2 \theta_i)x_i^2 + (K_2 + K_3)x_i \sin \theta_i + K_4\}$$

여기서, x_i : 무리말뚝의 도심축에서 i 열 말뚝 중심까지의 거리(m)로서 부호는 그림. 4와 같다.

K_v : 말뚝축방향 탄성 정수(tf/m)

θ_i : i 열말뚝의 경사각(도)으로서 부호는 그림. 5와 같다.

K_1, K_2, K_3, K_4 : 말뚝축직각방향 탄성정수

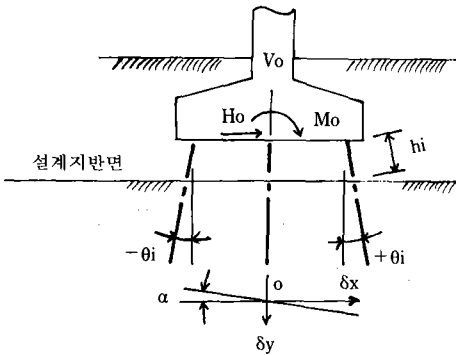


그림. 5. 푸팅의 변위와 말뚝의 경사각

나. 말뚝의 탄성정수

1) 말뚝축방향탄성정수

타입공법으로 시공하는 말뚝의 축방향탄성정수를 구하면 다음과 같다.

$$\frac{L_p}{D} = \frac{14.5}{0.6} = 24.2 \geq 10, \text{ OK}$$

$$a = 0.041 \frac{L_p}{D} - 0.27 = 0.041 \times \frac{14.5}{0.6} - 0.27 = 0.721$$

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{L_p} = 0.721 \times \frac{0.151 \times 4,000,000}{14.5} = 30,033 \text{tf/m}$$

여기서, L_p : 설계말뚝길이(m)

D : 말뚝의 지름(m)

a : 말뚝시공법에 따른 계수

K_v : 말뚝축방향탄성정수(tf/m)

A_p : 말뚝의 순단면적(= A_e , m^2)

E_p : 말뚝콘크리트의 탄성계수(tf/ m^2)

2) 말뚝축직각방향탄성정수

말뚝머리고정, 말뚝돌출길이 $h=0$ 일때의 탄성정수를 구하면 다음과 같다.

$$K_1 = 4E_p I_e \beta^3 = 4 \times 4,000,000 \times 0.0051 \times 0.3126^3 = 2,493 \text{tf/m}$$

$$K_2 = 2E_p I_e \beta^2 = 2 \times 4,000,000 \times 0.0051 \times 0.3126^2 = 3,987 \text{tf}$$

$$K_3 = K_2 = 3,987 \text{tf}$$

$$K_4 = 2E_p I_e \beta = 2 \times 4,000,000 \times 0.0051 \times 0.3126 = 12,754 \text{tf} \cdot \text{m}$$

여기서, K_1, K_2, K_3, K_4 : 말뚝축직각방향 탄성정수

β : 말뚝의 특성치(m^{-1})

E_p : 말뚝콘크리트의 탄성계수(tf/ m^2)

I_e : 콘크리트환산단면의 단면2차모멘트(m^4)

3) 긴말뚝의 판정

$$\beta L_p = 0.3126 \times 14.5 = 4.53 \geq 3.0, \text{ OK.}$$

따라서 $\beta L_p \geq 3$ (긴말뚝조건)이므로 말뚝축직각방향탄성정수를 보정치 않고 설계를 한다.

4) 말뚝의 변위량

가) 3원연립방정식의 계수 기본식을 이용하여 계수를 구하면 다음과 같다.

$$A_1 = 13 \times (2,493 \times \cos 0^\circ + 30,033 \times \sin^2 0^\circ) = 32,409 \text{tf/m}$$

$$B_1 = A_2 = 13 \times (30,033 - 2,493) \times \sin 0^\circ \times \cos 0^\circ = 0$$

$$C_1 = A_3 = 5 \{ (30,033 - 2,493) \times (-1.7) \times \sin 0^\circ \times \cos 0^\circ - 3,987 \times \cos 0^\circ \} + 3 \{ (30,033 - 2,493) \times 0 \times \sin 0^\circ \times \cos 0^\circ - 3,987 \times \cos 0^\circ \} + 5 \{ (30,033 - 2,493) \times 1.7 \times \sin 0^\circ \times \cos 0^\circ - 3,987 \times \cos 0^\circ \} = 13 \{ 0 - 3,987 \times 1 \} = -51,831 \text{tf/rad}$$

$$B_2 = 13 (30,033 \times \cos^2 0^\circ + 2,493 \times \sin^2 0^\circ) = 390,429 \text{tf/m}$$

$$C_2 = B_2 = 5 \{ 30,033 \times \cos^2 0^\circ + 2,493 \times \sin^2 0^\circ \} \times (-1.7) + 3,987 \times \sin 0^\circ \} + 3 \{ 30,033 \times \cos^2 0^\circ + 2,493 \times \sin^2 0^\circ \} \times 0 + 3,987 \times \sin 0^\circ \} + 5 \{ 30,033 \times \cos^2 0^\circ + 2,493 \times \sin^2 0^\circ \} \times 1.7 + 3,987 \times \sin 0^\circ \} = 0$$

$$C_3 = 5 \{ (30,033 \times \cos^2 0^\circ + 2,493 \times \sin^2 0^\circ) \times (-1.7^2) + (3,987 + 3,987) \times (-1.7) \times \sin 0^\circ + 12,754 \} + 3 \{ (30,033 \times \cos^2 0^\circ + 2,493 \times \sin^2 0^\circ) \times 0^2 + (3,987 + 3,987) \times 0 \times \sin 0^\circ + 12,754 \} + 5 \{ (30,033 \times \cos^2 0^\circ + 2,493 \times \sin^2 0^\circ) \times 1.7^2 + (3,987 + 3,987) \times 1.7 \times \sin 0^\circ + 12,754 \} = 1,033,756 \text{tf} \cdot \text{m/rad}$$

나) 3원연립방정식에 의한 변위량

(1) 평상시

$$\begin{cases} 32,409\delta_x + 0 + (-51,831)\alpha = 0 \\ 0 + 390,429\delta_y + 0 = 1,193.5 \\ -51,831\delta_x + 0 + 1,033,756\alpha = 0 \end{cases}$$

$$\delta_x = 0 < \delta_a = 1.0 \text{cm, OK.}$$

$$\delta_y = \frac{1,193.5}{390,429} = 0.003057 \text{m} \rightarrow 0.31 \text{cm}$$

$$\alpha = 0$$

(2) 지진시

$$\begin{cases} 32,409\delta_x + 0 + (-51,831)\alpha = 107.6 \\ 0 + 390,429\delta_y + 0 = 1,017.2 \\ -51,831\delta_x + 0 + 1,033,756\alpha = 709.1 \end{cases}$$

윗식을 풀어서 말뚝의 변위량을 구하면 다음과 같다.

$$\delta_x = 0.0048021 \text{m} \rightarrow 0.48 \text{cm} < \delta_a = 1.5 \text{cm, OK.}$$

$$\delta_y = 0.0026053 \text{m} \rightarrow 0.26 \text{cm}$$

$$\alpha = 0.0009267 \text{rad}$$

5) 말뚝의 반력

가) 기본식

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

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

$$P_{ni} = K_v \delta_{yi}$$

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

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

여기서, δ_{xi} : i열 말뚝의 말뚝축직각방향변위 (m)

δ_{yi} : i열 말뚝의 말뚝축방향변위 (m)

P_{ni} : i열 말뚝의 말뚝축방향반력 (tf)

P_{hi} : i열 말뚝의 말뚝축직각방향반력 (tf)

M_{ti} : i열 말뚝머리에 작용하는 모멘트 (tf·m)

나) 평상시의 반력

$$\delta_{xi} = 0$$

$$\delta_{yi} = 0 + (0.003057 + 0) \times \cos 0^\circ = 0.003057 \text{ (m)}$$

$$P_{n1} = P_{n2} = P_{n3} = 30,033 \times 0.003057 = 91.81 \text{tf} < R_a = 124.3 \text{tf, OK.}$$

$$P_{h1} = P_{h2} = P_{h3} = 0 < H_a = 13.6 \text{tf, OK}$$

$$M_{t1} = M_{t2} = M_{t3} = 0$$

다) 지진시의 반력

제1열말뚝(i=1)

$$\begin{aligned} \delta_{x1} &= 0.0048021 \times \cos 0^\circ - \{0.0026053 \\ &+ 0.0009267 \times (-1.7)\} \times \sin 0^\circ \\ &= 0.0048021\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{y1} &= 0.0048021 \times \sin 0^\circ - \{0.0026053 \\ &+ 0.0009267 \times (-1.7)\} \times \cos 0^\circ \\ &= 0.0010299\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{n1} &= 30,033 \times 0.0010299 = 30.931\text{tf} > P_a \\ &= -47.3\text{tf}, \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ph_1 &= 2,493 \times 0.0048021 - 3,987 \times 0.0009267 \\ &= 8.277\text{tf} < Ha = 22.1\text{tf}, \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{t1} &= -3,987 \times 0.0048021 + 12,754 \times 0.0009267 \\ &= -7.327\text{tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

제2열말뚝(i=2)

$$\begin{aligned} \delta_{x2} &= 0.0048021 \times \cos 0^\circ - \{0.0026053 \\ &+ 0.0009267 \times 0\} \times \sin 0^\circ \\ &= 0.0048021\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{y2} &= 0.0048021 \times \sin 0^\circ + (0.0026053 \\ &+ 0.0009267 \times 0) \times \cos 0^\circ \\ &= 0.0026053\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{n2} &= 30,033 \times 0.0026053 = 78.245\text{tf} < Ra \\ &= 186.5\text{tf}, \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{h2} &= 2,943 \times 0.0048021 - 3,987 \times 0.0009267 \\ &= 8.277\text{tf} < Ha = 22.1\text{tf}, \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{t2} &= -3,987 \times 0.0048021 + 12,754 \times 0.0009267 \\ &= -7.327\text{tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

제3열말뚝(i=3)

$$\begin{aligned} \delta_{x3} &= 0.0048021 \times \cos 0^\circ - \{0.0026053 \\ &+ 0.0009267 \times 1.7\} \times \sin 0^\circ = 0.0048021\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_{y3} &= 0.0048021 \times \sin 0^\circ + (0.0026053 \\ &+ 0.0009267 \times 1.7) \times \cos 0^\circ = 0.0041807 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{n3} &= 30,033 \times 0.0041807 = 125.559\text{tf} > Ra \\ &= 186.5\text{tf}, \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{h3} &= 2,943 \times 0.0048021 - 3,987 \times 0.0009267 \\ &= 8.277\text{tf} < Ha = 22.1\text{tf}, \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{t3} &= -3,987 \times 0.0048021 + 12,754 \times 0.0009267 \\ &= -7.327\text{tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

라) 계산결과의 검토

$$\begin{aligned} \Sigma P_{ni} &= 5 \times 30.931 + 3 \times 78.245 + 5 \times 125.559 \\ &= 1,017.18\text{tf} \approx V_o = 1,017.2\text{tf}, \text{ OK} \end{aligned}$$

$$\Sigma P_{hi} = 13 \times 8.277 = 107.60\text{tf} \approx H_o = 107.6\text{tf}, \text{ OK}$$

$$\begin{aligned} \Sigma (M_{ti} + P_{ni}x_i) &= 13 \times (-7.327) + 5 \times 30.931 \times \\ &(-1.7) + 3 \times 78.245 \times 0 + 5 \times \\ &125.559 \times 1.7 = 709.09\text{tf} \cdot \text{m} \approx M_o \\ &= 709.1\text{tf} \cdot \text{m}, \text{ OK} \end{aligned}$$

6) 말뚝의 변위와 응력

말뚝에 생기는 심도방향의 수평변위, 휨모멘트 및 전단력을 구하고 그 분포도를 그리면 표-6 및 그림. 6과 같다.

8. 응력검토

가. PHC말뚝의 응력

1) 휨응력

가) 계산에 의한 방법

(1) 평상시

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \sigma_{ce} + \frac{M_t}{Z_e} + \frac{P_n}{A_e} \\ &= 80 + \frac{0}{17,000} + \frac{91,810}{1510} = 140.8\text{kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

$$< \sigma_{ca} = 200\text{kgf/cm}^2, \text{ OK}$$

여기서, σ_c : 콘크리트의 휨압축응력(kgf/cm²)

표-6. 말뚝에 생기는 응력과 변위

심도 x(m)	β_x (rad)	$\cos\beta_x$	$\sin\beta_x$	$e^{-\beta x}$	휨모멘트 $M_x(\text{tf}\cdot\text{m})$	전 단 력 $S_x(\text{tf})$	수평변위 $\delta_x(\text{m})$
0	0	1	0	1	7.327	-8.277	0.0048
0.5	0.1563	0.9878	0.1556	0.8553	3.641	-6.501	0.0043
1.0	0.3126	0.9515	0.3075	0.7315	0.792	-4.930	0.0038
1.5	0.4689	0.8920	0.4519	0.6257	-1.325	-3.575	0.0032
2.0	0.6252	0.8108	0.5852	0.5351	-2.819	-2.434	0.0027
2.5	0.7815	0.7098	0.7043	0.4577	-3.794	-1.498	0.0022
3.0	0.9378	0.5915	0.8062	0.3915	-4.348	-0.750	0.0017
3.5	1.0941	0.4588	0.8885	0.3348	-4.572	-0.172	0.0013
4.0	1.2504	0.3149	0.9491	0.2864	-4.545	0.258	0.0009
4.5	1.4067	0.1633	0.9865	0.2449	-4.335	0.562	0.0006
5.0	1.5630	0.0077	0.9999	0.2095	-4.001	0.761	0.0004
5.5	1.7193	-0.1479	0.9889	0.1792	-3.589	0.875	0.0002
6	1.876	-0.3001	0.9539	0.1532	-3.137	0.921	0.00005
7	2.1882	-0.5789	0.8153	0.1121	-2.2268	0.875	-0.0001
8	2.5008	-0.8016	0.5978	0.0820	-1.4211	0.726	-0.0002
9	2.813	-0.9466	0.3223	0.0600	-0.787	0.542	-0.0002
10	3.1260	-0.9998	0.0155	0.0439	-0.3347	0.360	-0.0002
11	3.4386	-0.9562	-0.2926	0.0321	-0.0450	0.219	-0.0002
12	3.7512	-0.8198	-0.5725	0.0234	0.116	0.110	-0.0001
13	4.0638	-0.6040	-0.7969	0.0171	0.186	0.035	-
14	4.3764	-0.3297	-0.9440	0.0125	0.197	-0.010	-
14.5	4.5327	-0.1787	-0.9838	0.0107	0.189	-0.023	-

여기서, $Ph=8.277 \text{ tf}$

$M_t=7.327 \text{ tf}\cdot\text{m}$

$\beta = 0.3126 \text{ m}^{-1}$

$Ep=4,000,000 \text{ tf/m}^2$

$Ie = 0.00510 \text{ m}^4$

$$M_x = \frac{-Ph}{\beta} e^{-\beta x} \{Bh_0 \cos\beta x + (1 + \beta h_0) \sin \beta x\}$$

$$S_x = -Ph e^{-\beta x} \{\cos\beta x - (1 + 2\beta h_0) \sin \beta x\}$$

$$\delta_x = \frac{Ph}{2Eple\beta^3} e^{-\beta x} \{(1 + \beta h_0) \cos\beta x - \beta h_0 \sin\beta x\}$$

$$h_0 = \frac{-Mt}{Ph}$$

σ_{ce} : 유효프리스트레스(kgf/cm²)

M_t : 말뚝머리에 작용하는 모멘트
(kgf/cm)

Z_e : 콘크리트환산단면의 단면계수
(cm³)

P_n : 말뚝의 축방향반력(kgf)

A_e : 콘크리트환산단면적(cm²)

σ_{ca} : 콘크리트의 허용 휨압축응력
(kgf/cm²)

(2) 지진시(그림. 7 참조)

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \sigma_{ce} + \frac{M_t}{Z_e} + \frac{P_{nmax}}{A_e} \\ &= 80 + \frac{732,700}{17,000} + \frac{125,559}{1510} = 206.3 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

$\sigma_{ca} = 400 \text{ kgf/cm}^2$, OK

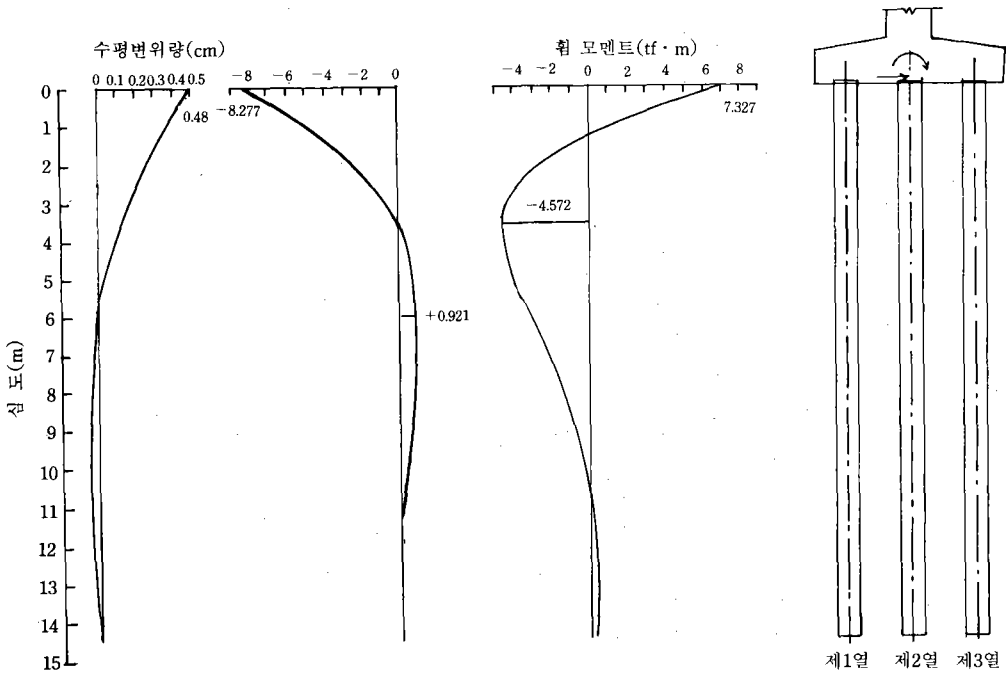


그림. 6. 말뚝의 수평변위와 응력의 분포(지진시)

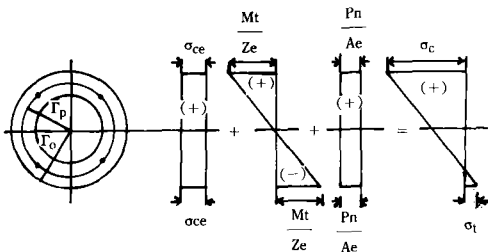


그림. 7. 말뚝단면의 응력분포

σ_t : 콘크리트의 휨인장(또는 압축)응력(kgf/cm²)
 P_{nmin} : 말뚝의 최소축방향반력(kgf)
 σ_{ta} : 콘크리트의 허용휨인장응력(kgf/cm²)

나) 도표에 의한 방법

허용응력법에 의한 안정검토에서는 축방향하중 및 모멘트의 한계를 나타내는 도표를 작성하여 도표상에 말뚝에 생기는 단면력의 점을 찍어 한계선 안에 있으면 콘크리트의 응력은 허용범위내에 있는 것으로 판단할 수 있다.

따라서 도표작성을 위한 평상시 및 지진시의 좌표를 구하면 다음과 같다.

(1) 평상시

A점좌표

$$\sigma_t = \sigma_{ce} + \frac{M_t}{Z_e} + \frac{P_{nmax}}{A_e}$$

$$= 80 + \frac{732,700}{17,000} + \frac{30,931}{1510} = 57.4 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\langle \sigma_{ca} = 40 \text{ kgf/cm}^2, \text{ OK} \rangle$$

여기서, σ_c : 콘크리트의 휨압축응력(kgf/cm²)

P_{nmax} : 말뚝의 최대축방향반력(kgf)

$$V_a = A_e \left(\frac{\sigma_{ca} + \sigma_{ta} - \sigma_{ce}}{2} \right)$$

$$= 1510 \times \left(\frac{270 + 0}{2} - 80 \right)$$

$$= 83,050\text{kgf} \rightarrow 83.05\text{tf}$$

$$M_a = Z_e \left(\frac{\sigma_{ca} - \sigma_{ta}}{2} \right) = 17,000 \times \left(\frac{270 - 0}{2} \right)$$

$$= 2,295,000\text{kgf} \cdot \text{m} \rightarrow 22.95\text{tf} \cdot \text{m}$$

B점좌표

$$V_b = A_e (\sigma_{ta} - \sigma_{ce}) = 1,510 \times (0 - 80)$$

$$= -120,800\text{kgf} \rightarrow 120.8\text{tf}$$

$$M_b = 0$$

C점좌표

$$V_c = A_e (\sigma_{ca} - \sigma_{ce}) = 1,510 \times (270 - 80)$$

$$= 289,900\text{kgf} \rightarrow 289.9\text{tf}$$

$$M_c = 0$$

(2) 지진시

A점좌표

$$V_a = 1510 \times \left(\frac{400 + (-40)}{2} - 80 \right)$$

$$= 151,000\text{kgf} \rightarrow 151.00\text{tf}$$

$$M_a = 17,000 \times \left\{ \frac{400 - (-40)}{2} \right\}$$

$$= 3,740,000\text{kgf} \cdot \text{cm} \rightarrow 37.40\text{tf} \cdot \text{m}$$

B점좌표

$$V_b = A_e (\sigma_{ta} - \sigma_{ce}) = 1,510 \times (-40 - 80)$$

$$= -181,200\text{kgf} \rightarrow 181.2\text{tf}$$

$$M_b = 0$$

C점좌표

$$V_c = 1,510 \times (400 - 80)$$

$$= 483,200\text{kgf} \rightarrow 483.2\text{tf}$$

$$M_c = 0$$

(3) 축방향력과 휨모멘트도

상기 계산결과를 이용하여 축방향력과 휨모멘트도를 작성하고 말뚝의 반력계산결과를 도시하면 그림. 8과 같으며, 모두 허용범위내에

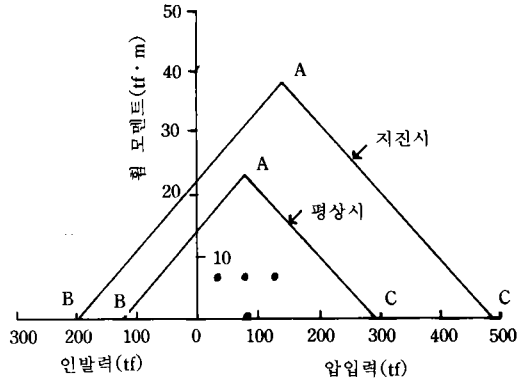


그림. 8. 축방향반력과 휨모멘트

있다.

2) 전단응력

$$Z_c = \frac{P_h}{A_e} = \frac{8,277}{1510} = 5.48\text{kgf/cm}^2 < Z_a$$

$$= 18.0\text{kgf/cm}^2, \text{ OK.}$$

여기서, τ_c : 콘크리트의 전단응력(kgf/cm²)

τ_a : 콘크리트의 허용전단응력(kgf/cm²)

나. 푸팅과 말뚝머리결합부의 응력

푸팅과 말뚝머리의 결합은 그림. 9와 같이 방법 B로 한다.

1) 푸팅콘크리트의 연직압응력

$$\sigma_{cv} = \frac{P_{nmax}}{\frac{3.14}{4} \times D^2} = \frac{125,559}{\frac{3.14}{4} \times 60^2}$$

$$= 44.4\text{kgf/cm}^2 < \sigma_{ca} = 120\text{kgf/cm}^2, \text{ OK.}$$

여기서, σ_{cv} : 푸팅콘크리트의 연직지압응력(kgf/cm²), (그림. 10) 참조

P_{nmax} : 말뚝축방향최대반력(kgf)

D : 말뚝의 지름(cm)

σ_{ca} : 지진시 콘크리트의 허용축압응력(kgf/cm²)

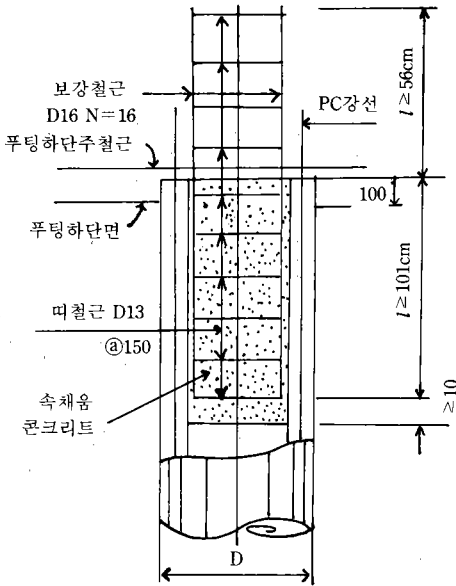


그림. 9. 방법 B에 의한 결합

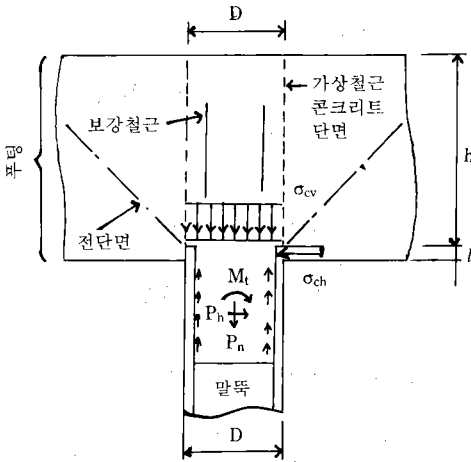


그림. 10. 방법 B에 의한 결합부 응력

2) 푸팅콘크리트의 수평지압응력

$$\sigma_{ch} = \frac{P_h}{Dl} = \frac{8,277}{60 \times 10} = 13.8 \text{kgf/cm}^2 < \sigma_{ca}$$

= 120kgf/cm², OK.

여기서, σ_{ch} : 푸팅콘크리트의 수평지압응력 (kgf/cm²)

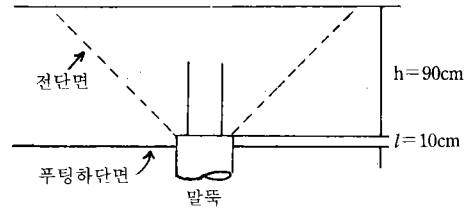


그림. 11. 연직폐쇄림에 의한 전단면

P_h : 말뚝축직각방향반력 (kgf)

l : 푸팅콘크리트내 말뚝매설깊이 (cm)

3) 푸팅콘크리트의 연직방향폐쇄림 전단응력

$$\tau_v = \frac{P_{nmax}}{3.14(D+h)h} = \frac{125,559}{3.14(60+90) \times 90}$$

= 3.0kgf/cm² < $\tau_a = 5.3\text{kgf/cm}^2$, OK.

여기서, τ_v : 푸팅콘크리트의 연직방향폐쇄림 전단응력 (kgf/cm²), 그림. 11 참조

h : 말뚝머리상부 푸팅콘크리트의 두께 (cm)

4) 푸팅콘크리트의 수평방향폐쇄림 전단응력

$$\tau_h = \frac{P_h}{h_1(2l+D+2h_1)}$$

= $\frac{8,277}{50 \times (2 \times 10 + 60 + 2 \times 50)}$

= 0.92kgf/cm² < $\tau_a = 5.3\text{kgf/cm}^2$, OK.

여기서, τ_h : 푸팅콘크리트의 수평방향폐쇄림 전단응력 (kgf/cm²)

P_h : 말뚝축직각방향반력 (kgf)

h_1 : 외측말뚝의 수평방향 푸팅콘크리트두께 (cm) (그림. 12 참조)

5) 가상철근콘크리트 단면의 응력

가상철근콘크리트단면은 말뚝지름과 같은 원형단면(그림. 10 참조)으로 가정하여 푸팅콘크리트 및 철근의 인장응력을 검토하여, PC강

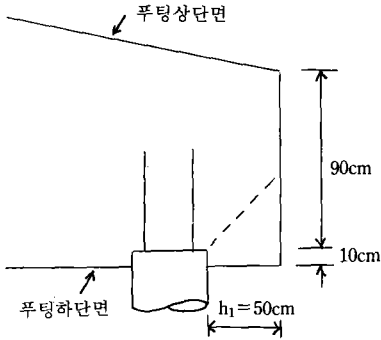


그림. 12. 수평하중에 의한 푸팅의 전단면

재는 무시한다.

가) 보강철근단면적과 철근비

$$A_s = n_s A_{st} = 16 \times 1.986 = 31.78 \text{ cm}^2$$

$$P = \frac{A_s}{\frac{3.14}{4} \times D^2} = \frac{31.78}{\frac{3.14}{4} \times 60^2} = 0.01125$$

$$r_k = \frac{r}{4} = \frac{30}{4} = 7.5 \text{ cm}$$

여기서, A_s : 보강철근단면적(cm^2)

n_s : 보강철근개수

A_{st} : 보강철근 1개의 단면적(cm^2)

P : 철근비

D : 가상철근콘크리트 단면의 지름(cm)

r : 가상철근콘크리트 단면의 반지름(cm)

최대축방향반력(P_{nmax})의 경우

$$e = \frac{M_t}{P_{nmax}} = \frac{732,700}{125,559} = 5.84 \text{ cm} < r_k = 7.5 \text{ cm}$$

$e < r_k$ 이므로 다음과 같이 콘크리트의 응력을 계산한다.

$$C = \frac{1}{1 + \pi p} + \frac{e}{r} \cdot \frac{4}{\{1 + 2\pi p (r_s/r)^2\}}$$

$$= \frac{1}{1 + \pi \times 0.01125} + \frac{5.83}{30}$$

$$\times \frac{4}{\{1 + 2 \times \pi \times 0.01125 \times (18/30)^2\}} = 1.724$$

$$\sigma_c = \frac{P_{nmax}}{\pi r^2} \cdot C = \frac{125,559}{\pi \times 30^2} \times 1.724$$

$$= 76.6 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{ca} = 120 \text{ kgf/cm}^2, \text{ OK.}$$

여기서, e : 편심거리(cm), 그림. 13 참조
 r_s : 가상철근콘크리트 단면 중심에서 보강철근까지의 거리(cm)

σ_c : 푸팅콘크리트의 휨압축응력(kgf/cm^2)

σ_{ca} : 푸팅콘크리트의 허용휨압축응력(kgf/cm^2)

최소축방향반력(P_{nmin})의 경우

$$e = \frac{M_t}{P_{nmin}} = \frac{732,700}{30,931} = 23.7 \text{ cm} > r_k = 7.5 \text{ cm}$$

$e > r_k$ 이므로 다음과 같이 콘크리트 및 철근의 응력을 계산한다.

$$\frac{e}{r} = \frac{23.7}{30} = 0.79$$

$$e = \frac{\frac{\pi \theta}{4 \times 180} \left(\frac{5}{12} - \frac{1}{6} \cos^2 \theta \right) \sin \theta \cos \theta + \frac{n \pi p}{2} \left(\frac{r_s}{r} \right)^2}{r \left[\frac{\sin \theta}{3} (2 + \cos^2 \theta) - \frac{\pi \theta}{180} \cos \theta - n \pi p \cos \theta \right]} = 0.79$$

여기서, θ : 압축응력을 받는 부분의 내각(도) 그림. 14 참조

n : 탄성계수비(15)

윗식에 기지수(n, p, r_s, r)을 대입하고 미

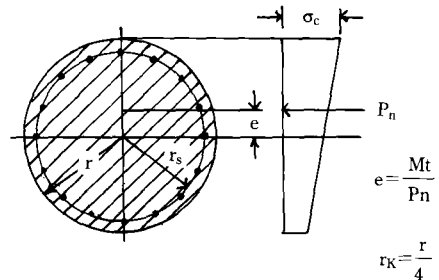


그림. 13. $e > r_k$ 의 경우

