

5. 삼축내진말뚝을 활용한 복합기초 설계

5.1 개요

건축물 설계에서, 지반이 양호한 지반에서 직접기초로 하는데 지반의 지지력이 약간 부족한 경우 말뚝기초로 보강하여 직접기초+말뚝기초(Piled Raft Foundation)를 적용할 수 있다.

이 경우는 직접기초 계산과 말뚝기초 계산을 동시에 수행하여야 하며, 지반이 연약한 지반에는 적용하지 않는 것이 합리적이다.

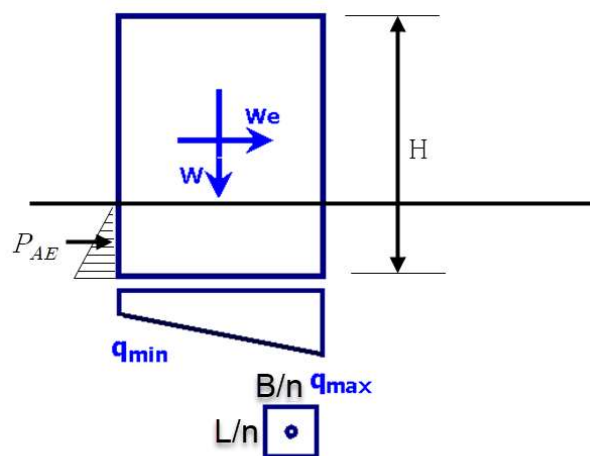
예를 들면 직접기초의 지압응력 대비 지반의 지지력 비율이 30% 이내인 지반은 최소한 풍화토 이상, $N=30$ 이상에 적용해야 말뚝과 지반의 강성비 차이에 의한 문제점이 발생하지 않는다. 또는 지지력은 만족하는데 침하에서 만족하지 않는 경우 보강이 필요하다.

5.2 직접기초 접지압 산정

5.2.1 소규모 주택에 대한 하중 산정

약식계산에서 말뚝에 직접적으로 적용되는 하중으로 검토하면 다음과 같다.

- 사하중 : 건물하중 D
- 지진토압 : $H(P_{AE})$
- 수직 지진하중 : E_v
- 수평 지진하중 : E_h



지진시 건축물의 토압

변경된 구조기준에 최적화된 건축기초내진설계

5.2.2 하중조합

- 강도설계법 적용시

- ① 1.4D
- ② 1.2D + 1.0E
- ③ 0.9D + 1.0E

- 허용응력 설계법 적용시

- ① 1.0D
- ② D + 0.7E
- ③ 0.6D + 0.7E

5.2.3 적용하중 계산

- 건축물 : 지상 5층, 지하 1층, 층높이 3m 적용
- 기초폭 : B=10m, L=10m
- 건축물단위면적당 무게 : 15kN/m²

- ① 건축물 사하중 : $W = 6 \times 10 \times 10 \times 15 = 9000 \text{ kN}$
- ② 수직 지진하중 : $E_v = 0.5 \times 0.14 \times 9000 = 630 \text{ kN}$
- ③ 수평 지진하중 : $E_h = 0.14 \times 9000 = 1260 \text{ kN}$
- ④ 지진토압 : $P_{ae} = 13.167 \times L = 13.167 \times 10 = 131.67 \text{ kN/m}$

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{ae} = \frac{1}{2} \times 19 \times 3^2 \times 0.154 = 13.167 \text{ kN}$$

$$EPGA_{ff} = S \times F_a \times \frac{2}{3} = 0.22 \times 1.4 \times \frac{2}{3} = 0.2053$$

$$K_{ae} = 0.75 \times EPGA_{ff} = 0.75 \times 0.2053 = 0.154$$

가. 하중조합별 검토

- ① 1.4D : 상시
 - 설계하중 : $1.4 \times 9000 = 12600 \text{ kN}$
- ② 1.2D + 1.0E : 지진시
 - 설계수직하중(P_v) : $1.2 \times 9,000 + 1.0 \times 630 = 11,400.00 \text{ kN}$
 - 설계수평하중(Ph) : $1.0 \times 1,260 + 1.0 \times 131.67 = 1,391.67 \text{ kN}$
- ③ 0.9D + 1.0E : 지진시
 - 설계수직하중(P_v) : $0.9 \times 9,000 + 1.0 \times 630 = 8,730.00 \text{ kN}$
 - 설계수평하중(Ph) : $1.0 \times 1,260 + 1.0 \times 131.67 = 1,391.67 \text{ kN}$

나. 접지압 분포

- ① 1.4D : 상시
 - 접지압 : $12600 / 100 = 126 \text{ kPa}$
- ② 1.2D + 1.0E : 지진시
 - 설계수직하중(P_v) : 11,400 kN
 - 설계수평하중(Ph) : 1,391.67 kN
 - 회전모멘트(M) : $1.0 \times 1,260 \times 9 + 1.0 \times 131.67 \times 1.5 = 11,537.505 \text{ kN-m}$

- 최소접지압 : $q_{\min} = \frac{P_D}{A} - \frac{M_D}{Z} = \frac{11400}{100} - \frac{6 \times 11537.505}{10 \times 10^2} = 44.77 \text{ kPa}$

- 최대접지압 : $q_{\max} = \frac{P_D}{A} + \frac{M_D}{Z} = \frac{11400}{100} + \frac{6 \times 11537.505}{10 \times 10^2} = 183.22 \text{ kPa}$

③ 0.9D + 1.0E : 지진시

- 설계수직하중(P_v) : 8730 kN

- 설계수평하중(P_h) : 1391.67 kN

- 회전모멘트(M) : 1.0 × 1260 × 9 + 1.0 × 131.67 × 1.5 = 11537.505 kN-m

- 최소접지압 : $q_{\min} = \frac{P_D}{A} - \frac{M_D}{Z} = \frac{8730}{100} - \frac{6 \times 11537.505}{10 \times 10^2} = 18.07 \text{ kPa}$

- 최대접지압 : $q_{\max} = \frac{P_D}{A} + \frac{M_D}{Z} = \frac{8730}{100} + \frac{6 \times 11537.505}{10 \times 10^2} = 156.52 \text{ kPa}$

5.3 직접기초 지지력 산정

5.3.1 상시

(1) 지반의 허용지지력은 다음 식으로 산정한다.

- 허용지지력 :

$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

여기서,

q_a : 허용지지력(kN/m²)

c : 기초저면 하부지반의 점착력(kN/m²)

γ_1 : 기초저면 하부지반의 단위체적중량(kN/m³)

γ_2 : 기초저면 상부지반의 단위체적중량(kN/m³)

(γ_1, γ_2 : 지하수위 위치를 고려하여 단위체적중량 값을 환산한다.)

α, β : [표 7.1]에 표시한 형상계수

N_c, N_r, N_q : [표 7.2]에 표시한 지지력계수 내부마찰각 ϕ 의 함수

D_f : 기초에 근접한 최저지반에서 기초저면까지의 깊이(m), 인접 대지에서 흩파기를 시행할 경우가 예상될 때에는 그 영향을 고려하여야 한다.

B : 기초저면의 최소폭(m), 원형일 때에는 지름

형상계수

기초저면의 형상	연속	정방형	장방형	원형
α	1.0	1.3	$1.0 + 0.3B/L$	1.3
β	0.5	0.4	$0.5 - 0.1B/L$	0.3

* B : 장방형 기초의 단변길이
 L : 장방형 기초의 장변길이

지지력계수

변경된 구조기준에 최적화된 건축기초내진설계

ϕ	N_c	N_r	N_g
0°	5.7	0.0	1.0
5°	7.3	0.5	1.6
10°	9.6	1.2	2.7
15°	12.9	2.5	4.4
20°	17.7	5.0	7.4
25°	25.1	9.7	12.7
30°	37.2	19.7	22.5
35°	57.8	42.4	41.4
40°	95.7	100.4	81.3
45°	172.3	297.5	173.3
48°	258.3	780.1	287.9
50°	347.5	1153.2	415.1

(2) $N=20$, $\phi = 30^\circ$ 일때

① 특별한 시험값이 없고 N 값만 조사한 경우는 보수적으로 $\phi = \sqrt{12N} + 15$ 을 적용한다.

$$\phi = \sqrt{12N} + 15 = 30$$

② 별도의 시험을 하지 않고 N 값만 있는 경우는 $C=0$ 로 간주한다. 표에 없는 값은 다음 식을 이용하여 산정하여도 된다.

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan(\phi)}}{2\cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$N_r = \frac{2(N_q - 1)\tan(\phi)}{1 + 0.4\sin(4\phi)}$$

$$N_c = \cot(N_q - 1)$$

$$N_q = 22.5 \quad N_r = 19.7 \quad N_c = 37.2$$

$$q_a = \frac{1}{3}(\alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_1 \times B \times N_r + \gamma_2 \times D_f \times N_q)$$

$$= \frac{1}{3}(1.3 \times 0 \times N_c + 0.4 \times (18 - 10) \times 10 \times 19.7 + 18 \times 3 \times 22.5)$$

$$= \frac{1}{3}(0 + 630.4 + 1215) = 615.13 \text{ kPa}$$

5.3.2 지진시

(1) 지진시에 대한 기준은 명확하게 제시되어 있지 않으며, 지진시 내부마찰각은 평상시보다 2도 작고, 유효폭이 감소하는 식으로 응용하여 적용하면 다음과 같다.

$$\phi_{dy} = \phi - 2 = 30^\circ - 2 = 28^\circ$$

$$B_{dy} = B - 2e = 10 - (2 \times 1.2022) = 7.5956$$

$$N_q = 18.7 \quad N_r = 15.7$$

$$q_{aE} = \frac{1}{2}(\alpha \times c \times N_c + \beta \times \gamma_1 \times B \times N_r + \gamma_2 \times D_f \times N_q)$$

$$= \frac{1}{2}(1.3 \times 0 \times N_c + 0.4 \times (18 - 10) \times 10 \times 15.7 + 18 \times 3 \times 18.7)$$

$$= \frac{1}{2}(0 + 502.4 + 1009.8) = 756.1 \text{ kPa}$$

5.4 건축물 침하 검토

5.4.1 상시

침하는 즉시침하와 압밀침하에 대한 검토를 수행하여야 한다. 일반적으로 건축에서는 즉시침하와 압밀침하를 정확히 구별하지 못하여 건축물이 시공된 후 시간이 지난 다음에야 부등침하 또는 압밀침하로 건축

변경된 구조기준에 최적화된 건축기초내진설계

물의 손상이 발생되는 경우가 있다. 건축물의 장기적인 안정을 위해서는 반드시 수행하여야 한다. 단순한 공학적인 용어로 정리하면 다음과 같다.

- 즉시침하 : 전단변형 또는 탄성침하
- 압밀침하 : 압축변형 또는 수축침하

가. 즉시침하

즉시침하는 간단하게 다음 식으로 간략하게 산정할 수 있다. 다음 식은 하부 지층이 단일지층 또는 다층지반을 단일지층으로 가정하여 산정할 수 있기 때문에 설계에 직접 사용하기는 어려울 수 있으며, 예비검토로 사용할 수 있다.

$$S_E = I_S(1 - \nu^2)qB/E_S$$

여기서, S_E : 즉시침하량(m)

I_S : 기초저면의 형상과 강성에 따라 정해지는 계수, 표 4.1-3 참조

q : 기초에 작용하는 단위면적당 하중(kN/m²)

B : 기초의 단변길이(원형의 경우는 지름)(m)

L : 기초의 장변길이(m)

E_S : 지반의 탄성계수(kN/m²)

ν : 지반의 포아송비

침하계수 I_S (유연한 기초의 경우)

기초저면 형상	기초저면 상의 위치	I_S	
원형(지름 B)	중앙	1.00	
장방형($B \times L$)	중앙	$L/B=1$	1.12
		1.5	1.36
		2.0	1.52
		2.5	1.68
		3.0	1.78
		4.0	1.96
		5.0	2.10
		10.0	2.54

암반의 변형계수인 E_m 은 현장시험과 실내시험의 결과를 바탕으로 결정되어야 한다. 또는 E_m 은 암질지수(RQD)로부터 계산된 암반의 불연속면의 빈도를 고려한 저항계수 α_E 와 일축압축시험으로부터 구한 신선암의 탄성계수 E_0 를 곱하여 다음과 같이 구할 수 있다(Gardner, 1987).

$$E_m = \alpha_E E_0$$

여기서, $\alpha_E = 0.0231(RQD) - 1.32 \geq 0.15$

- 탄성계수 : $N=20$, $E_s = 0.7N_1 = 0.7 \times 20 = 14 \text{ MPa}$

$$S_E = I_s(1-\nu^2)qB/E_s = \frac{1.12(1-0.33^2)75 \times 10}{14000} = 0.0534 = 53.4\text{mm} > 25\text{mm} \dots \therefore \text{N.G}$$

따라서, $N=20$ 인 경우는 지지력은 안전하나, 지반의 즉시침하가 문제되므로 $N=20$ 인 경우에는 5층 건축물을 세우는 되는 문제가 있다.

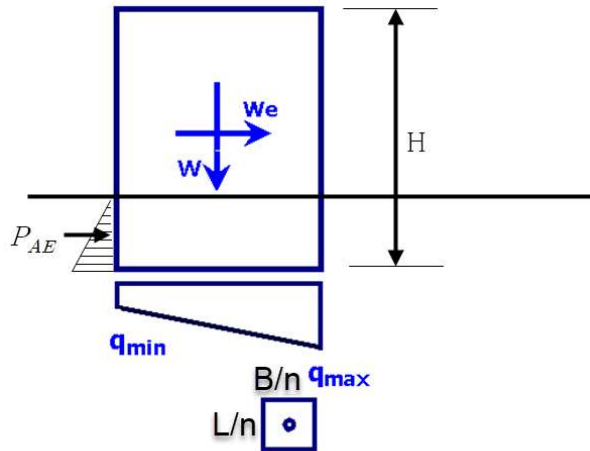
변경된 구조기준에 최적화된 건축기초내진설계

미 해군성(1982)과 Bowles(1988) 이후에 수정된 다양한 흙에 대한 변형계수

흙의 종류	값의 전형적인 범위	포아송비 ν	N값을 이용한 E_s 의 산정	
	변형계수, E_s (MPa)		흙의 종류	E_s (MPa)
점성토: 부드럽고 민감 중간정도 굳거나 굳음 매우 굳음	2.4~15	0.4~0.5 (비배수)	실트, 사질토질 실트, 약간의 점착력 혼합토	$0.4N_1$
	15~50		매우 가늘거나 중간정도의 사질토와 약간의 실트질 사 질토	$0.7N_1$
	50~100		굵은 사질토와 약간의 자갈 이 섞인 사질토	$1.0N_1$
			사질토질의 자갈과 자갈	$1.1N_1$
황토 실트	15~60 2~20	0.1~0.3 0.3~0.35	사질토질의 자갈과 자갈	$1.1N_1$
가는 사질토: 느슨 중간 조밀	7.5~10 10~20 20~25	0.25	S_u 을 이용한 E_s 의 산정	
			부드럽고 민감한 점성토 중간정도 굳거나 굳은 점성토	$400S_u \sim 1000S_u$ $1 \quad 5 \quad 0 \quad 0$ $S_u \sim 2400S_u$
사질토: 느슨 중간 조밀	10~25 25~50 50~75	0.20~0.35	매우 굳은 점성토	$3 \quad 0 \quad 0 \quad 0$ $S_u \sim 4000S_u$
		0.30~0.40		
자갈: 느슨 중간 조밀	25~75 75~100 100~200	0.2~0.35	q_c 을 이용한 E_s 의 산정	
		0.3~0.4	사질토질의 흙	$4q_c$

5.4.2 지진시 및 지층을 고려한 상세 침하 검토

지진시 하중분포는 다음과 같으며, 이러한 경우는 단순식으로 침하량 산정이 불가능하다. 또한 지반의 지층이 대부분 다층이어서 지층별 침하량이 다를 수 있다.



지진시 건축물의 토압

이러한 경우 지중응력을 산정하여 침하량을 산정하는 방법을 적용한다.

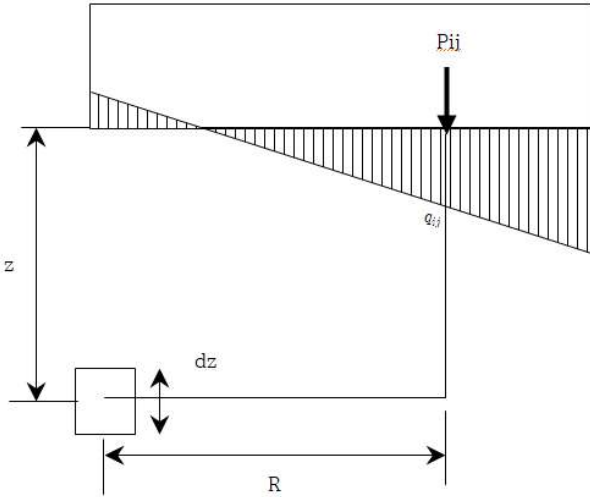
건축구조 설계기준에서는 기초의 연직하중에 따라 생기는 지중응력의 연직방향성분은 다음 식에 따라 산정하도록 되어 있다.

$$\Delta\alpha_z = \frac{P_c \cdot 3Z_s^3}{2\pi \cdot R^5}$$

- 여기서,
- $\Delta\sigma_z$: 지중의 임의점에서의 연직응력증분(kN/m²)
 - P_c : 지표면에 작용하는 연직집중하중(kN)
 - Z_s : 지표면에서 임의의 점까지의 깊이(m)
 - R : 하중의 작용점에서 임의의 점까지의 거리(m)

위의 식을 이용하여 지진시 발생하는 수직 증가 지진하중과 수평지진력에 의한 삼각형 하중의 지반 응력 증분을 다음과 같이 산정할 수 있다.

변경된 구조기준에 최적화된 건축기초내진설계



수직 증가 지진하중과 수평지진력에 의한 삼각형 하중

$$\Delta\alpha_z = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{P_{ij} \cdot 3Z_s^3}{2\pi \cdot R^5} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n \frac{P_{ij} \cdot 3Z_s^3}{2\pi \cdot (\sqrt{X^2 + Y^2})^5}$$

단, 연직하중이 (-)인 경우는 0으로 한다. \$P_{ij}\$값은 기초를 적당한 개수로 나누어 산정한다.

$$B_i = B/M, L_j = L/N, P_{ij} = q_{ij} B_i L_j$$

이러한 경우 단순 산술식으로는 풀기가 어려우면 전산해석을 이용하여야 한다.

- 지진하중에 의한 하중분포 산정

① 지진시 수직하중 및 접지압

$$W_{vE} = C_{vy} W = \frac{1}{2} C_{cx} W = 0.5 \times 0.14 \times 7500 = 525 \text{ kN}$$

$$q_1 = W_{vE} / A = 525 / 100 = 5.25 \text{ kPa}$$

② 수평 지진하중에 대한 접지압

$$M = V \left(\frac{H}{2} \right) = (1.0 \times 1050) \left(\frac{18}{2} \right) + (1.0 \times 131.67) \left(\frac{3}{2} \right) = 9647.505$$

$$q_{\min} = q_1 - \frac{M}{Z} = q_1 - \frac{6M}{BH^2} = 5.25 - (6 \times 9647.505 / (10 \times 10^2)) = -52.635 \text{ kPa}$$

$$q_{\max} = q_1 + \frac{M}{Z} = q_1 + \frac{6M}{BH^2} = 5.25 + (6 \times 9647.505 / (10 \times 10^2)) = 63.135 \text{ kPa}$$

$$S = \sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N \frac{P_{ij}}{\pi E r} (1 - \nu^2)$$

바닥부의 응력 집하중을 다음과 같이 가정하여 프로그램을 이용하여 산정하면 다음과 같다.

바닥부 응력 집하중

P_1_1	P_1_2	P_1_3	P_1_4	P_1_5	P_1_6	P_1_7	P_1_8	P_1_9	P_1_10
P_2_1	P_2_2	P_2_3	P_2_4	P_2_5	P_2_6	P_2_7	P_2_8	P_2_9	P_2_10
P_3_1	P_3_2	P_3_3	P_3_4	P_3_5	P_3_6	P_3_7	P_3_8	P_3_9	P_3_10
P_4_1	P_4_2	P_4_3	P_4_4	P_4_5	P_4_6	P_4_7	P_4_8	P_4_9	P_4_10
P_5_1	P_5_2	P_5_3	P_5_4	P_5_5	P_5_6	P_5_7	P_5_8	P_5_9	P_5_10
P_6_1	P_6_2	P_6_3	P_6_4	P_6_5	P_6_6	P_6_7	P_6_8	P_6_9	P_6_10
P_7_1	P_7_2	P_7_3	P_7_4	P_7_5	P_7_6	P_7_7	P_7_8	P_7_9	P_7_10
P_8_1	P_8_2	P_8_3	P_8_4	P_8_5	P_8_6	P_8_7	P_8_8	P_8_9	P_8_10
P_9_1	P_9_2	P_9_3	P_9_4	P_9_5	P_9_6	P_9_7	P_9_8	P_9_9	P_9_10
P_10_1	P_10_2	P_10_3	P_10_4	P_10_5	P_10_6	P_10_7	P_10_8	P_10_9	P_10_10

$$S_{\min} = \sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N \frac{\Delta P_{ij}}{\pi E R_{ij}} (1 - \nu^2) = 11.45 \text{ mm}$$

$$S_{\max} = \sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N \frac{\Delta P_{ij}}{\pi E (R - R_{ij})} (1 - \nu^2) = 18.93 \text{ mm}$$

- 지진시 부등침하는 다음과 같다.

$$\delta = \frac{S_{\max} - S_{\min}}{B} = \frac{18.93 - 11.45}{10,000} = 1/1336 < 1/500$$

- 지진시 건축물 최상단 움직이는 폭 : 건물의 높이가 18m인 경우

$$\delta_{dx} = H\delta = 18,000 \times (1/1336) = 13.47 \text{ mm}$$

변경된 구조기준에 최적화된 건축기초내진설계

5.5 말뚝 분담에 대한 말뚝 하중 산정

5.5.1 말뚝 두부 하중 산정

직접기초에 발생하는 접지압 75kPa의 응력에서 기초 침하량은 53mm로 지반에 직접 전달되는 접지압 30kPa일 때 침하량은 다음과 같다.

$$S_E = I_S(1 - \nu^2)qB/E_S = \frac{1.12(1 - 0.33^2)30 \times 10}{14000} = 0.0214$$
$$= 21.4\text{mm} < 25\text{mm} \dots\dots \therefore \text{O.K}$$

지반에 작용하는 접지압의 45kPa에 해당하는 항에 대한 부분을 말뚝에 전달되도록 계획하여 말뚝기초+직접기초의 형태를 적용한다.

5.5.2 상시

- 수직하중 : $P_D = q_D B_i L_i = 45 \times 2.5 \times 2.5 = 281.25 \text{ kN}$
- 배열 : 4 X 4 = 16 SET

5.5.3 지진시

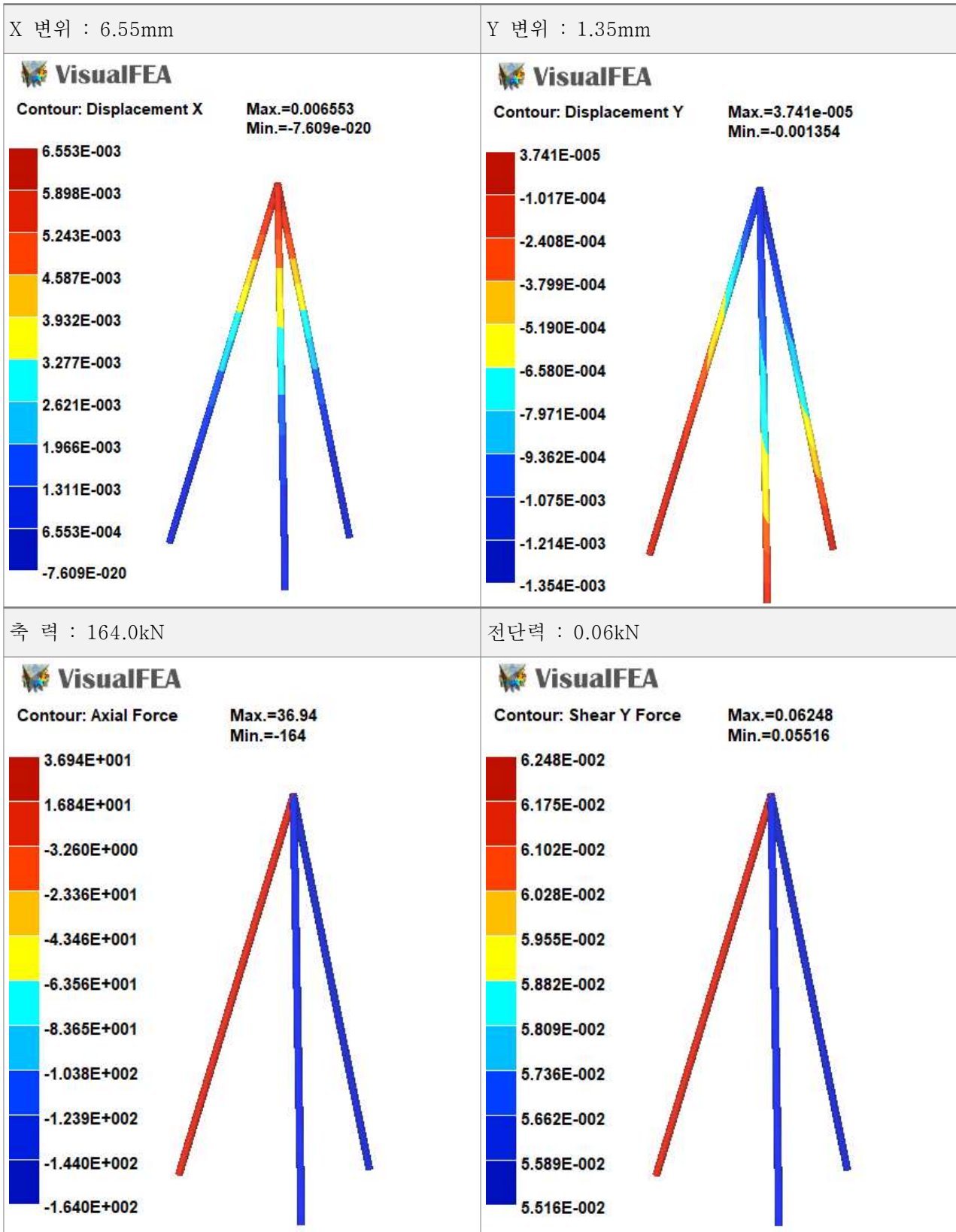
- 수직하중 : $P_D = q_D B_i L_i = 45 \times 2.5 \times 2.5 = 281.25 \text{ kN}$
- 최대 수평하중 : $V_p = (\eta V)/N_p = (\frac{45}{75} 1391.67)/16 = 52.19 \text{ kN}$
여기서, N_p : 말뚝 총 본수

5.6 말뚝 부재력 산정

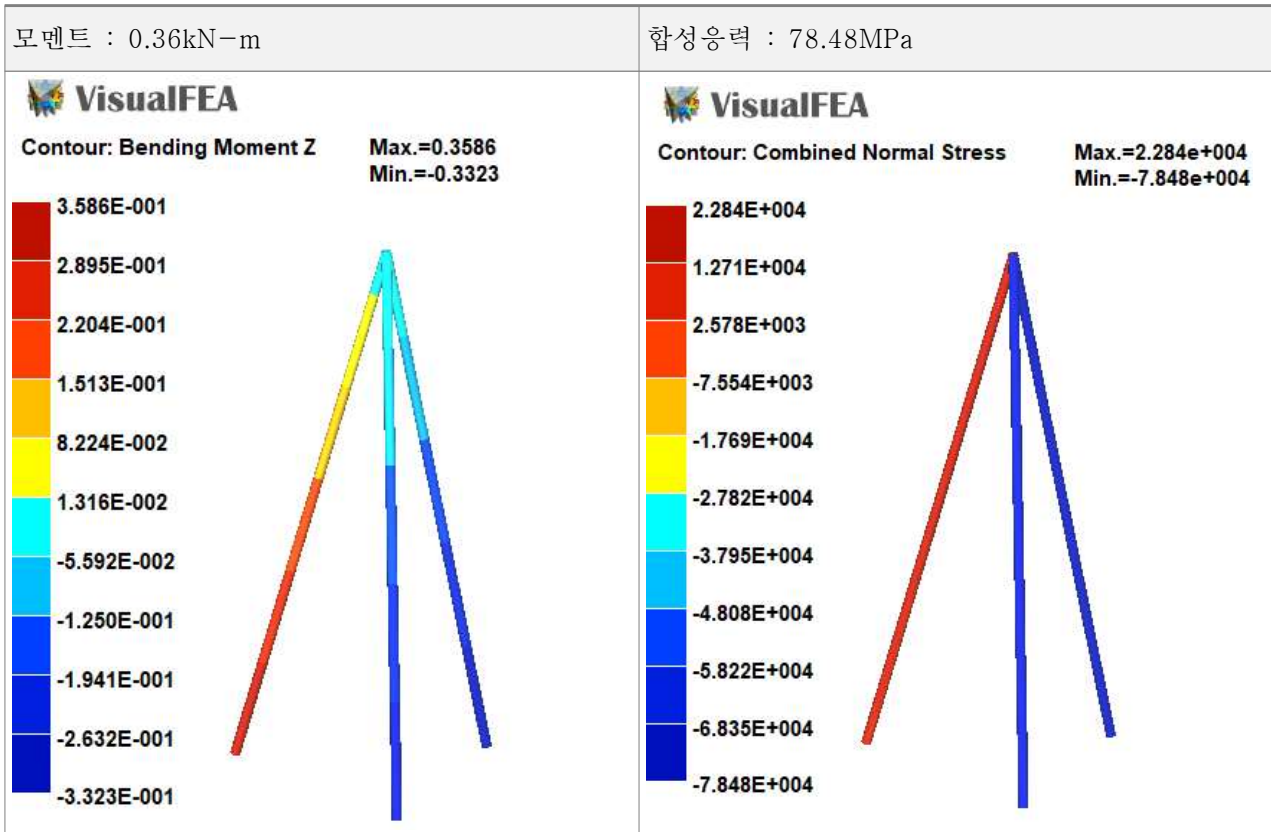
삼축 내진말뚝은 위에서 산정한 말뚝의 두부에 발생하는 하중을 이용하여 말뚝 개별 부재력을 산정한다.

- 최대 수직하중 : 281.25 kN 재하
- 최대 수평하중 : 52.19 kN 재하

말뚝 부재력 결과 (1)



말뚝 부재력 결과 (2)



5.7 말뚝 부재력 안정성 검토

강관의 경우 말뚝 부재 응력에 대한 안정성 검토는 KDS 41 30 00 : 2019기준을 따르며, 삼축내진말뚝은 두 부가 고정되어 있는 압축부재로 다음과 같이 안정성을 검토한다.

- 설계 압축 강도 : $P_D = \phi_c P_n = 0.9 P_n = 0.9 (F_c A_g)$

$F_y = 550\text{MPa}, F_u = 690\text{MPa},$

$$r = \frac{\sqrt{D^2 + d^2}}{4} = \frac{\sqrt{110^2 + 96^2}}{4} = 36.5 \quad (\text{부식두께 } 2\text{mm고려})$$

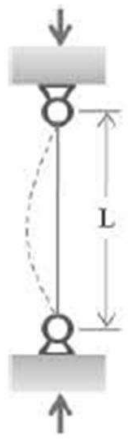
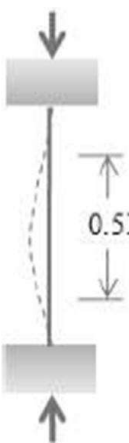
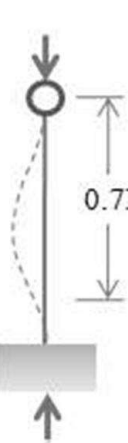


$$\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{0.5 \times 5000}{36.5} = 68.49 \quad (K = 0.5, \text{양쪽 구속조건})$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 210000}{68.49^2} = 441.39 \quad \left(\frac{F_y}{F_e} = \frac{550}{441.39} = 1.24\right)$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_c} \right] F_y = \left[0.658 \frac{550}{441.39} \right] 550 = 326.48$$

$$P_D = 0.9P_n = 0.9(F_{cr}A_g) = 0.9 \times 326.48 \times \frac{\pi(110^2 - 96^2)}{4} = 665218N = 665kN$$

좌굴길이계수

이동에 대한 조건		구속			자유	
회전에 대한 조건		양단자유	양단구속	1단 자유 타단구속	양단구속	1단 자유 타단구속
단부의 지지상태에 따른 좌굴형태						
		Lk 이론치 L	0.5L	0.7L	L	2L
		Lk 추정치 L	0.65L	0.8L	1.2L	2.1L

- 말뚝의 설계축력 $P_D = 665.0kN > 발생축력 164.0kN \dots \therefore O.K$

5.8 말뚝 지지력 및 침하 검토

건축구조기준에 따르면 말뚝의 침하량은 생략할 수 있다고 되어 있으며, 지반이 연약한 경우는 침하량을 산정한다. 말뚝의 지지력은 일반 말뚝 계산과 동일하게 검토한다.

5.8.1 검토조건

- N=40, 지지층이 6.0m인 경우 지지력 산정
- 말뚝의 설계 축력 $P_D = 665kN$

변경된 구조기준에 최적화된 건축기초내진설계

5.8.2 말뚝의 선단지지력 검토

$$\sigma_v = \gamma' H_{ave} = (19 - 10) \frac{1}{2} (6 + 12) = 81 \text{ kPa}$$

$$N_{corr} = \left[0.77 \log_{10} \left(\frac{1.92}{\sigma_v'} \right) \right] N = \left[0.77 \log_{10} \left(\frac{1.92}{0.081} \right) \right] 40 = 32.6$$

$$q_p = \frac{0.038 N_{corr} D_b}{D} = \frac{0.038 \times 32.6 \times 3000}{500} = 7.432 \text{ MPa}$$

$$q_l = 0.4N = 0.4 \times 40 = 16 \text{ MPa}$$

$$Q_p = q_p A_p = 7.432 \times \frac{\pi 0.5^2}{4} = 1.458 \text{ MPa}$$

5.8.3 말뚝의 주변마찰력

$$q_s = 0.0019 \bar{N} = 0.0019 \times 40 = 0.076 \text{ MPa}$$

$$Q_s = q_s A_s = 0.076 \times \pi \times 0.5 \times 6 = 0.716 \text{ MPa}$$

5.8.4 강도설계법에 의한 설계지지력

$$Q_R = \phi Q_n = 0.45 (1.458 + 0.716) = 0.978 \text{ MPa} = 976 \text{ kN}$$

5.8.5 말뚝의 지지력 검토결과

앞에서 산정한 개별 말뚝의 최대 축력이 지지력 값 이하이면 안정하다.

$$Q_R = 976 \text{ kN} > P_D = 665 \text{ kN} > A_u = 164 \text{ kN}$$

설계하중에 의한 말뚝에 발생된 최대 축력 $A_u = 164 \text{ kN}$ 보다 말뚝 설계 축력 $P_D = 665 \text{ kN}$ 이 크므로, 말뚝의 파괴는 발생하지 않으며 강도설계법에 의한 설계지지력 $Q_R = 976 \text{ kN}$ 이 발생된 최대 축력 이상 이므로 말뚝의 지지력은 안정한 것으로 검토되었다.