

6. 소구경 말뚝 공법

6.1 소구경 말뚝의 정의

소구경 말뚝은 직경이 300mm이하의 강관 말뚝을 말하며, 보통 강재와 천공 후 그라우트로 보강되는 말뚝이다.

소구경 말뚝의 구조적 지지능력은 하중의 대부분을 지지하고 있는 고강도 강재에 의존하며, 소구경 말뚝의 크기는 120~170mm이고, 이보다 작은 경우도 있다. 강재의 부피는 굴착공 부피의 절반정도 차지한다고 본다. 소구경 말뚝은 그라운드 앵커와 비슷한 방식으로 그라우트와 지반의 마찰력으로 강재가 지지하는외부 하중을 지반으로 전달한다.

6.2 소구경 말뚝의 역사

소구경 말뚝은 1950년대 초 이탈리아에서 처음 고안되었다. 이는 역사적인 건물에 손상을 주지 않고 협소한 공간에서 시공하기 유리한 소구경 말뚝이 적용되기 시작하였다.

1960년대는 영국에 소개되었고, 1965에는 독일의 지하 도시 교통망에도 적용되었다. 뿌리말뚝(Root Pile)은 특히 문제로 마이크로 파일로 대체 되었다.

초기의 건축물 보강이 대부분이었으며, 횡방향으로 구속된 지반/말뚝 복합체(Laterally confined soil/pile composite structure)말뚝이 소개되었다.

1973년에는 북미지역에 소개되었고, 1987년 이후 재개발 프로젝트와 함께 급속히 성장하였다.

(주)에스아이텍의 삼축내진말뚝은 기존의 그룹으로 보강되던 구조를 3개의 축으로 한점에 고정하는 방식으로 트러스 구조체를 만들면서 단축 말뚝으로 적용이 가능하도록 개발하였다.

기존에는 그룹으로 하거나 많은 수의 말뚝으로 되어 있어 명확한 하중계산이 어려웠으나, 삼축내진말뚝은 3축 트러스 형태로 결합하는 시스템으로 360도 지진의 방향에 적용될 수 있도록 개발하여 내진 성능에우수하게 개발하였다.

6.3 소구경 말뚝의 분류

6.3.1 말뚝 구조적 분류

1) 단일지지말뚝

단일지지말뚝은 말뚝에 작용되는 하중으로 작용되도록 하는 방법

변경된 구조기준에 최적화된 건축기초내진설계

2) 지반보강형 말뚝

지반의 강성이 양호한 경우에 강관과 지반과 합성 강성체로 지반을 보강하는 방법

3) 3축지지 말뚝

3개축으로 경사지게 설치하여 수평력에 취약한 마이크로 파일을 수평력에 지지할 수 있도록, 트러스 구조로 하여 단일 하중에 작용할 수 있도록 한 구조.

6.3.2 그라우트 방법에 의한 분류

1) 중력 그라우트 : TYPE-A

2) 가압 그라우트 : TYPE-B

3) 포스트 그라우트 : TYPE-C, D

6.4 소구경 말뚝의 설계법

6.4.1 개요

소구경 말뚝은 주면마찰력과 선단지지력으로 나누어지는데, 선단 부 면적이 작기 때문에 토사층인 경우는 선단 지지력은 무시하여도 된다. 선단지지력 효과가 좋은 암반층을 지지층으로 한 경우는 선단지지층 효과가 크므로 고려하는 것이 합리적이다.

현재까지는 KDS코드에는 제시되어 있지 않으며 프랑스 코드와 유로코드의 문헌들이 있지만, 국내에서는 “건설공사설계기준 2006, 비탈면 설계기준”에 제시된 극한 주면 마찰력과 말뚝 선단지지력 식을 이용하여 산정하는 것으로 설계한다.

주입압이 1MPa 이상인 경우는 다음과 같이 진공 직경을 보정해준다. 이는 프랑스 코드에서 참조한 것이다.

$$D = \alpha D_0$$

여기서, D : 보정 천공 직경
α : 보정계수 1.1~2.0(지반특성에 따름)

마이크로파일과 그라운드 앵커의 종류 및 토질에 따른 보정계수 (CCTG, 1993)

| Soil type | | Coefficient a_e | |
|----------------|---|-------------------|-----------|
| Anchor Type | ⇒ | IGU | IRS |
| Micropile Tpye | ⇒ | Type C | Type D |
| Gravel | | 1.3 - 1.4 | 1.8 |
| Sandy Gravel | | 1.2 - 1.4 | 1.6 - 1.8 |
| Gravelly Sand | | 1.2 - 1.3 | 1.5 - 1.6 |
| Coarse Sand | | 1.1 - 1.2 | 1.4 - 1.5 |
| Medium Sand | | 1.1 - 1.2 | 1.4 - 1.5 |
| Fine Sand | | 1.1 - 1.2 | 1.4 - 1.5 |
| Silty Sand | | 1.1 - 1.2 | 1.4 - 1.5 |
| Silt | | 1.1 - 1.2 | 1.4 - 1.6 |
| Clay | | 1.2 | 1.8 - 2.0 |
| Marl | | 1.1 - 1.2 | 1.8 |

6.4.2 극한주면마찰력

소구경 말뚝은 극한주면마찰력이 중요하다. 현재까지 국내 설계기준 코드는 없으며, “건설공사설계기준 2006, 비탈면 설계기준”에서 소개된 일본에서 적용되고 있던 자료가 현재까지는 설계에서 유용하게 사용할 수 있다.

$$R_{fu} = \tau_u \pi DL$$

여기서, R_{fu} : 극한주면마찰력
 τ_u : 극한주면마찰 저항 강도
 D : 설계 천공경
 L : 정착길이

극한마찰저항 강도

| 지반의 종류 | 지반 등급 | | 극한마찰저항강도(τ_u , kPa) | |
|--------|-------|----|---------------------------|------|
| | | | 최솟값 | 최댓값 |
| 암반 | 경암 | | 1500 | 2500 |
| | 연암 | | 1000 | 1500 |
| | 풍화암 | | 600 | 1000 |
| | 파쇄대 | | 600 | 1200 |
| 모래자갈 | N값 | 10 | 100 | 200 |
| | | 20 | 170 | 250 |
| | | 30 | 250 | 350 |
| | | 40 | 350 | 450 |
| | | 50 | 450 | 700 |
| 모래 | N값 | 10 | 100 | 140 |
| | | 20 | 180 | 220 |
| | | 30 | 230 | 270 |
| | | 40 | 290 | 350 |
| | | 50 | 300 | 400 |
| 점성토 | | | 1.0c (c는 점착력) | |

6.4.3 선단지지력

선단지지력은 N=30이상 양호한 지반에 지지되는 경우 선단지지효과가 크다고 판단될 때 적용한다.

▶ KDS 11 50 20 : 2018 깊은기초 설계기준(한계상태설계법)

2. 타입말뚝

2.4 구조설계

(4) 현장 원위치시험을 통한 말뚝지지력의 평가

② 표준관입시험(SPT)을 이용한 방법은 사질토 및 비소성 실트에 대해 적용한다.

가. 말뚝 선단지지력

(가) 사질토에서 깊이 D_b 까지 타입된 말뚝의 공칭 단위 선단지지력은 다음과 같고, 단위는 MPa이다.

$$q_p = \frac{0.038N_{corr}D_b}{D} \leq q_t \quad (2.3-11)$$

여기서,
$$N_{corr} = \left[0.77 \log_{10} \left(\frac{1.92}{\sigma'_v} \right) \right] N \quad (2.3-12)$$

여기서,

N_{corr} = 상재응력 σ'_v 에 대하여 수정한 말뚝 선단근처의 대표적인 SPT 타격횟수(타/300 mm)

N = SPT 타격횟수(타/300 mm)

D = 말뚝의 폭 또는 직경(mm)

D_b = 지지층에 관입된 말뚝길이 (mm)

q_t = 한계 선단지지력으로 사질토인 경우 $0.4N_{corr}$, 비소성 실트인 경우 $0.3N_{corr}$ 을 사용한다 (MPa).

6.4.4 무리말뚝 고려

▶ KDS 41 20 00 : 2019 건축물 기초구조 설계기준

4. 설계

4.4 말뚝기초

4.4.3.1 무리말뚝

(1) 다수의 말뚝에 의하여 지지되는 기초에 있어서 무리말뚝으로서의 지지력 및 침하를 검토하여 그 내력을 정하여야한다. 이때 무리말뚝의 효율은 식 (4.4-1)로 산정할 수 있다.

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma Q_u} \quad (4.4-1)$$

여기서, η : 무리말뚝효율
 $Q_{g(u)}$: 무리말뚝의 극한지지력
 ΣQ_u : 외말뚝들의 지지력 합

(2) 최근 공동주택 수직증축 시 기존말뚝에 보강말뚝을 추가하는 경우에도 무리말뚝효과를 검토하여 파일의 내력을 결정하여야 한다.

• 무리말뚝의 효율계수는 다음과 같이 산정한다.

- 1) 암반인 경우 : $\eta = 1$
- 2) 가압그라우트인 경우 : $\eta = 1$
- 3) 점토 지반 $s > 3D$: $\eta = 1$
- 4) 점토 지반 $s < 3D$

$$\eta = \frac{1}{4} \left(1 + \frac{s}{D} \right), \quad 1 < \frac{s}{D} < 3$$

- 5) 사질토 지반

$$\eta = 1 - \frac{\text{atan}(D/s)}{\pi/2} \left(1 - \frac{1}{n_c} - \frac{1}{n_r} \right)$$

- 6) 블록파괴

$$Q_{gu} = BLcN_c + 2(B+L)Hc_{av}$$

- 여기서, Q_{gu} : 무리말뚝의 극한 지지력
- c : 말뚝 저부 지지력
 - H : 말뚝 깊이
 - N_c : 깊이 H에서의 지지력 계수
 - B, L : 말뚝 적용된 가로, 세로 폭
 - c_{av} : 지표면과 깊이H 사이의 평균 점착력
 - s : 말뚝 설치 간격
 - D : 말뚝 직경
 - n_c, n_r : 말뚝의 횡, 열 개수

6.4.5 구조설계

시공중에 소구경 말뚝 주변이 흙으로 완전히 채워지지 않거나 혹은 말뚝 주변의 흙의 탄성계수가 0.5MPa 미만인 경우는 좌굴에 대한 안정성 검토를 수행하여야 한다.

$$F_{cb} = n_e^2 \times F_{ce} + \frac{1}{n_e^2} \frac{f_e^2}{F_{ce}}$$

여기서, $F_{ce} = \frac{\pi E_p I_p}{4L}$ (자유단)

$$F_{ce} = \frac{\pi E_p I_p}{L}$$
 (고정단)

6.5 소구경 말뚝의 설계 (예)

6.5.1 설계조건

- 건물 제원 : 5층
- 말뚝 제원 : 114.3mm, t=9.0mm
- 말뚝길이 : 6.0m
- 지반특성 : 단위중량 19.0kN/m²
 N : Layer1, N = 30, L=4m
 Layer2, N = 40, L=1m
- 저항계수 : 0.45(SPT적용시)

6.5.2 말뚝의 설계지지력

가, 설계지지력 산정법(KDS 11 50 20 : 2018)

말뚝 항타나 말뚝재하시험에서 측정한 현장 계측치를 참고로 정적해석 방법에 의해 설계한다. 비슷한 조건을 가진 인접 지반의 말뚝재하시험 결과를 외삽하여 적용할 수도 있다. 말뚝의 지지력은 해석적 방법이나 현장 원위치시험 방법 등으로 산정할 수 있다.

말뚝의 감가된 지지력 Q_R 은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_q Q_{ult}$$

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{qp} Q_p + \phi_{qs} Q_s$$

$$Q_p = q_p A_p$$

$$Q_s = q_s A_s$$

나. 설계지지력 산정

① 저항계수 : $\phi = 0.45$; SPT적용시 (KDS 11 50 10 :2018, 2.5 저항계수 표 2.5-2)

② 연직응력 :

$$\sigma_{v1} = q' H_1 = \gamma' H_1 = (19 - 10) \frac{1}{2} (0 + 3.0) = 13.5 \text{ kPa}$$

③ N 보정계수

$$N_{corr} = \left[0.77 \log_{10} \left(\frac{1.92}{\sigma_v'} \right) \right] N = \left[0.77 \log_{10} \left(\frac{1.92}{0.0405} \right) \right] 40 = 51.6$$

④ 한계 선단지지력 : $q_t = 0.4 N_{corr} = 20.64 \text{ MPa}$

⑤ 극한 선단지지력

$$q_p = \frac{0.038 N_{corr} D_b}{D} = \frac{0.038 \times 51.6 \times 1.0}{0.114} = 17.2 \text{ MPa}$$

$$Q_p = q_p A_p = 17.2 \times 0.02137 = 0.367 \text{ MPa} = 367 \text{ kN}$$

* 그룹효과는 말뚝 간격 3D이상으로 군효율 $\eta=1$

⑥ 극한 주면 마찰저항강도

Layer1 : 극한 마찰저항강도 : $N=30$, $\tau = 230 \text{ kPa}$

Layer2 : 극한 마찰저항강도 : $N=40$, $\tau = 290 \text{ kPa}$

⑦ 극한 주면 마찰력

$$Q_{us1} = R_{fu} = \tau_u \pi D_h L = 230 \times \pi \times 0.165 \times 3.0 = 357.489 \text{ kN}$$

$$Q_{us2} = R_{fu} = \tau_u \pi D_h L = 290 \times \pi \times 0.165 \times 3.0 = 450.747 \text{ kN}$$

⑧ 설계지지력

$$Q_{ult} = Q_{up} + \sum_{i=2}^n Q_{usi} = 367 + 357.489 + 450.747 = 1175.236 \text{ kN}$$

$$Q_R = \phi Q_{ult} = 0.45 \times 1175.236 = 528.85 \text{ kN}$$