

KDS 11 50 20 : 2016

깊은기초 설계기준 (한계상태설계법)

2016년 6월 30일 제정
<http://www.kcsc.re.kr>

KC CODE



건설기준 제정 또는 개정에 따른 경과 조치

이 기준은 발간 시점부터 사용하며, 이미 시행 중에 있는 설계용역이나 건설 공사는 발주기관의 장이 필요하다고 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 기준을 그대로 사용할 수 있습니다.

건설기준 연혁

- 이 기준은 건설기준 코드체계 전환에 따라 기존 건설기준(설계기준, 표준시방서) 간 중복·상충을 비교 검토하여 코드로 통합 정비하였다.
- 이 기준은 기존의 도로교 설계기준(한계상태설계법)의 깊은기초 설계에 해당되는 부분을 통합 정비하여 기준으로 제정한 것으로 연혁은 다음과 같다.

| 건설기준 | 주요내용 | 제정 또는 개정 (년.월) |
|----------------------------------|---|-------------------|
| 도로교 설계기준 (한계상태설계법) | <ul style="list-style-type: none"> • 허용응력설계법과 강도설계법에 기반의 설계기준의 개선으로는 교량의 안전성 확보 및 경제적 설계를 추구하기 위한 노력에 한계가 있는 현실과 신뢰도 기반 설계기준의 국제사회의 흐름에 맞추어 국제표준에 부합되는 신뢰도 기반 설계기준의 국내 연구성과를 집대성함. | 제정 (2012.1) |
| 도로교 설계기준 (한계상태설계법) 부분개정(안) | <ul style="list-style-type: none"> • 오류 사항을 개선하고 기술자의 이해를 돕기 위해 용어와 문장의 의미를 명확히 함. • 장경간 케이블 교량의 특수성을 고려한 설계를 위하여 초장대교량사업단의 성과를 반영한 한계상태설계법 기반 기준 추가 | 부분개정 (2015.1) |
| 도로교 설계기준 (한계상태설계법) | <ul style="list-style-type: none"> • 차량승객이 대피할 수 있는 대피공간 설치규정 추가 | 개정 (2015.8) |
| KDS 11 50 20 : 2016 | <ul style="list-style-type: none"> • 건설기준 코드체계 전환에 따라 기존의 코드에서 깊은기초(한계상태설계법)에 해당되는 부분을 정비함. | 제정 (2016.6) |
| KDS 11 50 20 : 2016 | <ul style="list-style-type: none"> • 한국산업표준과 건설기준 부합화에 따라 수정함 | 수정 (2018.7) |

제 정 : 2016년 6월 30일

개 정 : 년 월 일

심 의 : 중앙건설기술심의위원회

자문검토 : 국가건설기준센터 건설기준위원회

소관부서 : 국토교통부 기술기준과

관련단체 : 한국도로협회

작성기관 : 한국지반공학회

목 차

| | |
|---------------------------|----|
| 1. 일반사항 | 1 |
| 1.1 적용범위 | 1 |
| 1.2 용도 | 1 |
| 2. 타입말뚝 | 1 |
| 2.1 일반사항 | 1 |
| 2.2 사용한계상태의 변위와 지지력 | 4 |
| 2.3 극한한계상태의 지지력 | 6 |
| 2.4 구조설계 | 23 |
| 3. 현장타설말뚝 | 24 |
| 3.1 일반사항 | 24 |
| 3.2 사용한계상태의 변위 | 25 |
| 3.3 극한한계상태의 지지력 | 26 |
| 3.4 구조설계 | 32 |
| 3.5 현장타설말뚝의 구조세목 | 32 |

1. 일반사항

1.1 적용범위

- (1) 이 기준은 타입말뚝과 현장타설말뚝의 설계에 적용한다.
- (2) 이 기준은 KDS 24 00 00의 한계상태설계법에서 획득한 자료로 일부 내용을 이해하는 데 원 기준서를 참고하여야 한다.

1.2 용도

- (1) 적절한 공사비로 암반이나 단단한 지반 또는 사질토 위에 기초를 건설하기 어려운 경우에 말뚝을 사용한다. 확대기초의 사용이 가능할지라도 세굴이 예상되는 지역에서는 세굴을 방지하기 위해 말뚝을 사용할 수 있다.

2. 타입말뚝

2.1 일반사항

(1) 말뚝의 관입

- ① 말뚝의 관입깊이는 연직이나 횡방향 하중에 대한 저항력과 말뚝과 지반 사이의 변위를 고려하여 결정하여야 한다. 말뚝의 설계 관입깊이는 단단한 점성토나 조밀한 사질토에서는 3,000 mm 이상, 그리고, 연약한 점성토나 느슨한 사질토에 대해서는 6,000 mm 이상 되어야 한다.
- ② 가교(trestle)나 단일현장타설말뚝(pile bents)에 사용하는 말뚝은 지반상에 노출된 말뚝 길이의 최소 1/3 깊이까지 관입하여야 한다. 단단한 지층 위 연약층에 관입하는 말뚝은 충분한 지지력을 확보하고, 말뚝의 변위를 억제하기 위해 지지층의 충분한 깊이까지 관입하도록 하여야 한다.

(2) 지지력

- ① 말뚝은 적절한 지반지지력과 말뚝재료의 강도를 가지고 연직방향과 횡방향으로 허용변위 이내에서 거동하도록 설계하여야 한다. 말뚝의 지지력은 지반과 말뚝의 상호작용, 재하시험 등에 근거한 정역학적 해석방법으로 결정하여야 한다. 말뚝의 지지력은 지반 조사, 실내 및 현장 원위치시험, 해석적 방법, 말뚝 재하시험, 그리고 지반의 과거 이력상태를 참조하여 결정하여야 한다. 또한 추가로 다음과 같은 사항들을 고려할 수 있다.

가. 외말뚝과 무리말뚝의 저항력 차이

나. 무리말뚝의 하중을 지지할 지지층의 지지력

다. 인접구조물에 미치는 말뚝 타입의 영향

라. 세굴의 가능성과 영향

마. 압밀침하를 일으키는 흙으로부터 전이되는 부마찰력과 같은 하향력

- ② 현장재하시험 또는 항타분석기를 이용하여 구한 말뚝지지력에 대한 저항계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 규정되어 있다.
- (3) 지반침하와 하향력의 영향
 - ① 다음과 같은 지역에서는 하향력의 발생 가능성을 고려하여야 한다.
 - 가. 하부에 압축성 점성토, 실트나 이탄층이 있는 경우
 - 나. 지표 위에 최근 성토한 곳
 - 다. 지하수위가 상당히 저하된 곳
 - ② 하향력은 말뚝기초의 지지력과 침하량을 검토할 때 작용하중으로 고려하여야 한다. 하향력은 이 기준의 2.3(3)에 명시된 대로 산정할 수 있으며, 작용방향은 주변 마찰력과 반대 방향이다. 설계 하향력은 극한한계상태에서 지지력을 평가할 때 깊은기초에 작용하는 설계 연직사하중에 더해줘야 한다. 하향력은 사용한계상태의 침하량 평가할 때 깊은기초에 작용하는 연직 사하중에 더해줘야 한다.
- (4) 말뚝 간격, 여유 거리, 관입 깊이
 - ① 말뚝 중심 간의 거리는 750 mm 또는 말뚝 직경이나 폭의 2.5배 중 큰 값보다 커야 한다. 말뚝 주변으로부터 말뚝머리 위 확대기초의 모서리 면까지의 여유 거리는 225 mm보다 커야 한다. 말뚝과 확대기초의 결합부는 말뚝머리 고정으로 설계하고 결합부에 생기는 모든 응력에 대해 안전하도록 설계하여야 한다.
- (5) 경사말뚝
 - ① 부마찰력이 예상되는 곳은 경사말뚝을 설치해서는 안 된다. 경사말뚝은 연직말뚝이 기초에 전달되는 수평력을 견디지 못할 때나, 전체 구조물의 강성을 증가시킬 필요가 있을 때 사용한다.
- (6) 지하수위와 부력
 - ① 지지력은 하중영향을 계산하는 데 사용했던 것과 똑같은 높이의 지하수위를 사용하여 결정한다. 정수압의 영향도 설계에서 고려하여야 한다.
- (7) 부식 방지
 - ① 최소한 다음과 같은 부식에 대비하여야 한다.
 - 가. 강말뚝 기초의 부식 특히, 성토지반, pH가 낮은 지반, 그리고 해상에 설치된 말뚝
 - 나. 콘크리트 말뚝에서 황산염, 염화물 그리고 산에 의한 화학 작용
 - 다. 목재말뚝에서 습윤과 건조의 반복, 또는 해충, 또는 해양 좀(marine borer)에 의한 썩음
 - ② 다음과 같은 경우에 말뚝의 부식과 손상 가능성이 있는 것으로 간주한다.
 - 가. 전기비저항이 100 ohm/mm 이하
 - 나. pH가 5.5 이하
 - 다. pH가 5.5에서 8.5 사이에 있는 유기질 함량이 높은 흙
 - 라. 황산염 농축율이 1000 ppm 이상
 - 마. 쓰레기 및 분뇨 매립지역
 - 바. 광산 또는 산업폐수 배출지역

사. 전기저항성이 높은 흙과 전기저항성은 낮으나 알칼리 성분이 많은 흙이 혼합된 지역

아. 해충의 존재(목재 말뚝)

③ 다음과 같은 지하수 조건의 경우에 말뚝의 손상과 부식 가능성을 고려하여야 한다.

가. 염화물 함량이 500 ppm 이상

나. 황산염 농축률이 500 ppm 이상

다. 광산 또는 산업지역의 유출

라. 유기질 함량이 높은 흙

마. pH가 5.5 이하

바. 해양 썩(marine borer)

사. 말뚝이 습윤과 건조가 반복되는 상태로 노출될 때

④ 화학 폐기물의 혼재 가능성이 있는 경우, 흙과 지하수 시료에 대한 종합적인 화학 분석이 필요하다.

(8) 인발

① 인발력에 저항하도록 설계된 말뚝기초는 인장응력을 부담하는 말뚝재료의 강도와 인발저항력을 검토하여야 한다.

(9) 설계 길이

① 각각의 하부구조에 대한 말뚝의 길이를 지반정보, 정적 지지력, 횡방향 지지력 그리고 과거 경험에 근거하여 신중하게 산정하고 도면에 표시한다.

(10) 최소 선단깊이

① 각각의 하부구조에 대한 추정된 말뚝 선단의 최소 깊이를 제시한다. 추정된 말뚝 선단깊이는 요구되는 말뚝의 극한지지력을 얻을 수 있는 깊이를 의미한다. 말뚝의 최소 선단깊이는 수평하중을 지지하기 위해 필요한 길이, 세굴(필요시), 그리고/또는 상부 연약층을 통과하여야 할 경우 등을 고려하여 결정하여야 한다.

(11) 성토체를 관통하는 말뚝

① 성토체를 관통하는 말뚝은 기반암이나 양호한 지지층을 통과하지 않는 한 원래의 지표면을 기준으로 적어도 3,000 mm 이상을 관입시켜야 한다. 성토 공사에 사용되는 뒤채움재는 말뚝이 필요한 깊이만큼 관입되는 데에 지장을 초래해서는 안 되며, 성토재의 입자크기는 150 mm 이하이어야 한다. 선 천공(predrilling) 말뚝, 특히 배토말뚝인 경우 반드시 위치를 명시하여야 한다.

(12) 시험말뚝

① 시험말뚝은 말뚝의 시공 특성을 파악하고, 깊이별 지지력을 평가하며 시공자가 말뚝의 주문 길이를 확인하기 위하여 기초의 형식별로 계획하여야 한다. 지반정보를 바탕으로 정적시험, 동적시험, 항타관입성 연구 또는 이들의 조합 등에 의하여 말뚝재하시험을 수행한다. 지반이 불규칙할 경우는 시험말뚝 수량을 늘리도록 한다. 지반조건이 유사하고, 종류와 극한지지력이 동일한 말뚝에 대한 선행시험결과가 있다면 말뚝시험을 생략할 수 있다.

(13) 파동방정식 해석

- ① 타입말뚝 설계의 시공성은 파동방정식 해석 컴퓨터 프로그램으로 평가한다. 파동방정식은 적절한 규격의 타격시스템을 이용하여 (15)항에 제시된 허용 항타하중 기준(allowable driving load levels) 안에서 말뚝의 각 부분이 원하는 깊이와 극한지지력으로 시공되었는지를 파악하기 위하여 사용된다.

(14) 동적 측정

- ① 호박돌층 또는 심하게 경사진 기반암과 같이 불리한 지반조건에 시공되는 말뚝의 구조적인 지지력을 평가하기 위하여 동적측정을 수행한다. 또한 사업의 규모나 기타 요소에 의해 정적재하시험이 불가능할 때, 지반공학적 검증을 위하여 동적 측정을 수행하기도 한다.

(15) 최대 허용 항타하중

- ① 항타하중은 파동방정식 해석, 또는 타격 중 말뚝 두부에 가해지는 힘과 가속도의 동적 모니터링으로 산정한다. 말뚝 상부의 최대 항타하중은 KDS 24 14 21, KDS 24 14 31, KDS 24 17 11에 제시된 기호와 저항계수에 의거한 설계지지력을 초과해서는 안 된다.

2.2 사용 한계상태의 변위와 지지력

(1) 일반사항

- ① 무리말뚝의 침하를 계산하기 위해서는 그림 2.2-1에 나타나 있는 바와 같이 지층에 근입된 말뚝 깊이의 2/3에 위치한 등가 확대기초에 하중이 작용하는 것으로 가정할 수 있다. 사질토층에 있는 말뚝기초의 침하는 KDS 24 12 11 (4.1.1)에 규정된 사용하중조합-I 내의 적용 가능한 모든 하중을 사용하여 검토하여야 한다. 또한 점성토층에 설치된 말뚝기초의 침하는 일시하중만을 제외하고, 사용하중조합-I 내의 적용 가능한 모든 하중을 사용하여 조사하여야 한다. KDS 24 12 11 (4.1.1)에 규정된 적용 가능한 모든 사용한계상태의 사용하중조합-I로 기초의 횡방향 변위를 평가하여야 한다.

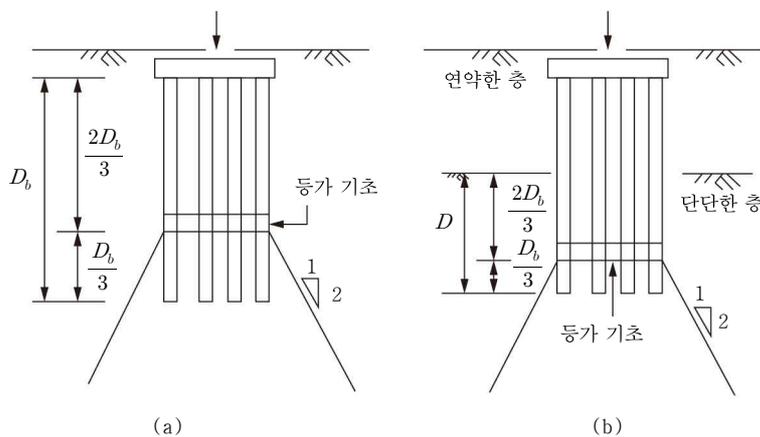


그림 2.2-1 등가 확대기초의 위치(Duncan과 Buchignani, 1976)

(2) 수평변위에 대한 기준

- ① 기초의 수평방향 허용변위량은 구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 차량 주행성, 과대변위발생시 구조물에 미치는 영향 등을 고려하여 결정하며, 38 mm를 초과해서는 안 된다. 단, 지반의 저항력과 말뚝변위의 비선형성을 고려할 수 있는 p-y 해석 등의 정밀한 해석을 하는 경우 말뚝 본체에 구조적인 결함이 발생하지 않고 상부구조물의 유해한 영향을 미치지 않는 변위까지 허용할 수 있다.

(3) 침하

① 일반사항

가. 말뚝기초의 침하는 KDS 24 14 51에 규정된 허용침하량을 초과해서는 안 된다. 구조물의 기능과 형태, 예상 사용수명, 그리고 실용성 차원의 변위 한도에 따라 침하량과 횡방향 변위량의 기준을 설정한다. 경험적인 방법과 해석적인 방법 또는 두 방법 모두를 고려하여 허용변위 기준을 제시하여야 한다.

② 점성토

가. 무리말뚝의 침하량은 그림 2.2-1에 규정된 등가 확대기초의 위치와 확대기초에 사용한 절차를 사용하여 구할 수 있다.

③ 사질토

가. 사질토의 무리말뚝 침하는 현장 원위치시험 결과와 그림 2.2-1의 등가 확대기초의 위치를 이용하여 계산할 수 있다. 사질토에 설치된 무리말뚝의 침하는 다음과 같은 식으로 계산할 수 있다.

$$SPT = \rho = \frac{30qI\sqrt{X}}{N_{corr}} \quad (2.2-1)$$

$$CPT = \rho = \frac{qXI}{24q_c} \quad (2.2-2)$$

여기서,

$$I = 1 - 0.125 \frac{D'}{X} \geq 0.5 \quad (2.2-3)$$

$$N_{corr} = \left[0.77 \log_{10} \left(\frac{1.92}{\sigma'_v} \right) \right] N \quad (2.2-4)$$

여기서, q = 그림 2.2-1에서 보는 것처럼 $2D_b/3$ 지점에 작용하는 순 기초 압력 (MPa). 이 압력은 무리 말뚝의 상부에 가해진 하중을 등가 확대 기초의 면적으로 나눈 것으로, 말뚝의 무게나 말뚝 사이의 흙 무게는 포함하지 않는다.

X = 무리말뚝의 폭이나 최소 치수(mm)

ρ = 무리말뚝의 침하(mm)

I = 무리말뚝의 유효근입깊이에 대한 영향계수

D' = 유효깊이(= $2D_b/3$)

- D_b = 그림 2.2-1에서 보는 것처럼 지지층에 근입된 말뚝의 길이(mm)
- N_{corr} = 등가 확대기초 아래 임의의 깊이 z 까지의 SPT의 타격횟수로서 상재하중에 대해 보정한 대표적인 평균값(타/300 mm)
- N = 침하층에서 측정된 SPT의 타격횟수 (타/300 mm)
- σ'_v = 유효연직응력(MPa)
- q_c = 등가 확대기초 아래 임의의 깊이 z 에 대한 평균 정적 콘저항값(MPa)

④ 선단지지력의 추정값

가. 지지력에 대한 추정값

(가) 추정값의 사용은 교량 부지나 그 인근 지역의 지질 상태에 근거하여야 한다.

나. 지지력을 결정하기 위한 반경험적 방법

(가) 암반의 지지력은 암반분류시스템, RMR 등의 상관성을 사용하여 경험적으로 결정할 수 있다. 이러한 반경험적인 방법을 사용할 때에는 해당 지역의 경험이 반영되어야 한다. 추정지지력이 암석의 일축압축강도와 기초 콘크리트의 공칭저항력 중 어느 하나보다 크다면, 암석의 일축압축강도와 콘크리트의 공칭저항력 중에서 작은 값을 추정지지력으로 한다. 콘크리트의 공칭저항력은 $0.3 f'_c$ 으로 간주할 수 있다.

2.3 극한한계상태의 지지력

(1) 일반적으로 고려하여야 할 지지력에는 다음과 같은 것들이 있다.

- ① 말뚝의 지지력
- ② 말뚝의 인발저항력
- ③ 연약한 지층 위에 있는 단단한 층의 말뚝 편칭에 대한 저항력
- ④ 말뚝 재료의 강도

(2) 말뚝의 축방향 하중

① 말뚝 항타나 말뚝재하시험에서 측정된 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.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_q Q_{ult} \tag{2.3-1}$$

또는

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{qp} Q_p + \phi_{qs} Q_s \tag{2.3-2}$$

여기서,

$$Q_p = q_p A_p \tag{2.3-3}$$

$$Q_s = q_s A_s \tag{2.3-4}$$

여기서, ϕ_q = KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 규정된 외말뚝의 지지력에 대한 저항 계수, 총 저항력에서 선단지지력과 주변마찰력을 구분하지 않음.

Q_{ult} = 외말뚝의 지지력(N)

Q_p = 말뚝의 선단지지력(N)

Q_s = 말뚝의 주변마찰력(N)

q_p = 말뚝의 단위 선단지지력(MPa)

q_s = 말뚝의 단위 주변마찰력(MPa)

A_s = 말뚝 주변면적(mm^2)

A_p = 말뚝 선단면적(mm^2)

ϕ_{qp} = 선단과 주변 저항을 구별하는 방법일 경우 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 규정된 말뚝의 선단지지에 대한 저항계수

ϕ_{qs} = 선단과 주변 저항을 구별하는 방법일 경우 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 규정된 말뚝의 주변마찰에 대한 저항계수

(3) 말뚝 지지력의 반경험적 평가

① 일반사항

가. 필요한 지반 강도정수값들이 있는 경우에는 전응력과 유효응력 방법 둘 다 쓸 수 있다. 반 경험적 방법에 의하여 평가된 주변마찰력과 선단지지력에 대한 저항계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 규정되어 있다.

② 주변마찰력은 다음 규정된 세 가지 방법 중 하나 또는 그 이상을 선택하여 사용한다.

가. α 방법

(가) 전응력에 근거한 α 방법은 말뚝과 점성토사이의 부착력을 점성토의 비배수 전단강도와 관련지어 사용한다. MPa을 단위로 하는 공칭 단위 주변마찰력은 다음 식과 같다.

$$q_s = \alpha S_u \tag{2.3-5}$$

여기서, S_u = 평균 비배수 전단강도(MPa)

α = S_u 에 곱해지는 부착계수

(나) 부착계수 α 는 그림 2.3-1와 같이 비배수강도 S_u 에 따라 달라진다.

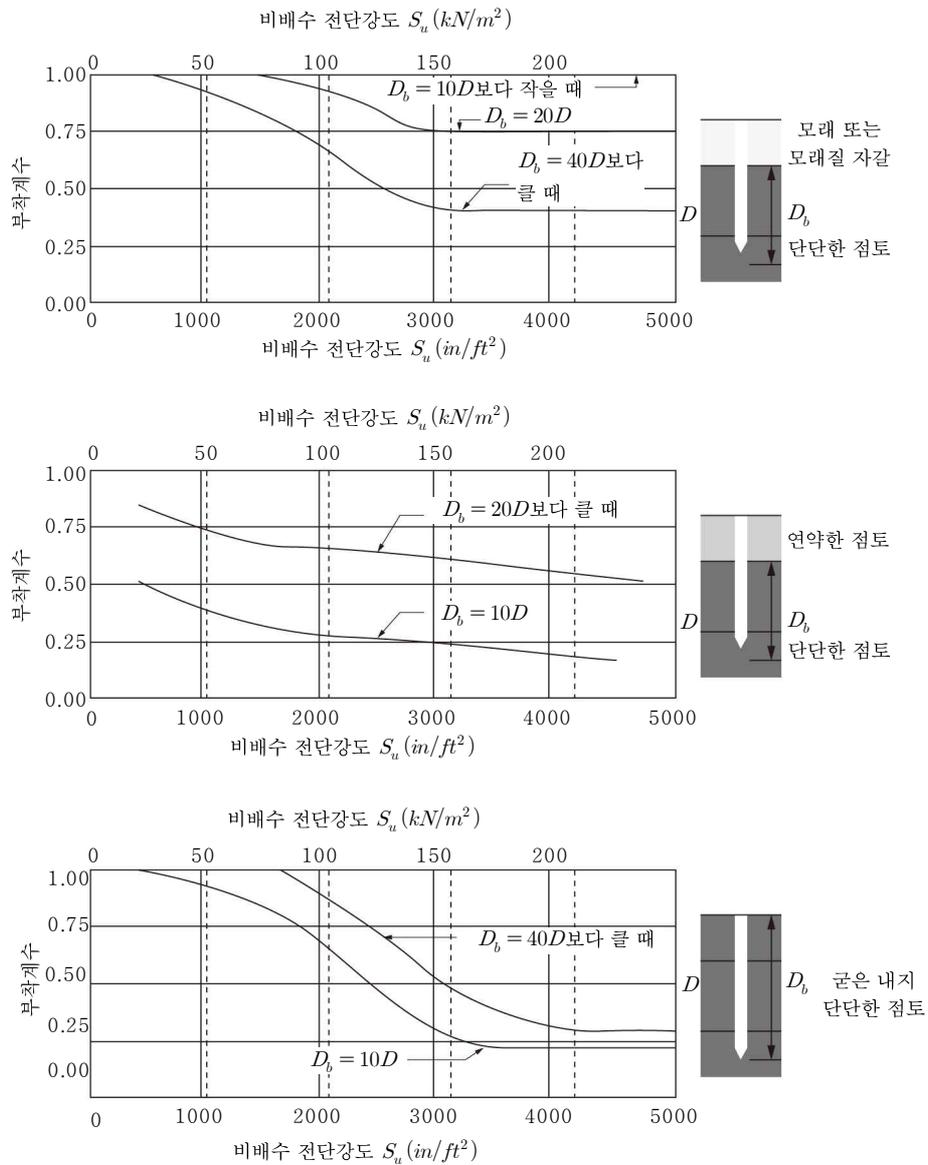


그림 2.3-1 점성토에 설치된 타입말뚝의 부착계수 설계곡선(Tomlinson, 1987)

나. β 방법

(가) 유효응력법에 근거한 β 방법은 말뚝의 주면마찰력을 예측하는데 이용된다. MPa를 단위로 하는 공칭 단위 주면마찰력은 다음 식과 같이 유효응력에 근거하여 정의된다.

$$q_s = \beta \sigma_v' \quad (2.3-6)$$

여기서, σ_v' = 연직유효응력(MPa)

β = 그림 2.3-2에서 제시한 계수

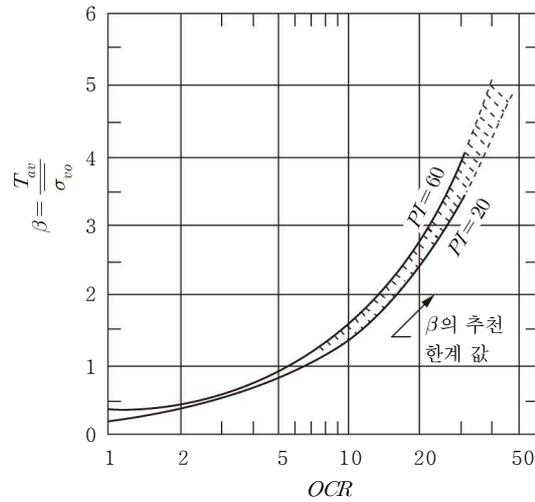


그림 2.6-2 배토 말뚝에 대한 β 와 OCR의 관계 (Esrig과 Kirby, 1979)

(나) Nordlund 방법은 점성토의 변단면(nonprismatic) 말뚝에 β 방법을 적용하는 데 사용한다. 이 경우 저항계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 명시된 β 방법의 계수를 사용한다.

다. λ 방법

(가) λ 방법은 단위 주면마찰력을 수동토압과 관련지어 사용하며 q_s 는 다음과 같이 구한다.

$$q_s = \lambda(\sigma_v' + 2S_u) \tag{2.3-7}$$

여기서,

$\sigma_v' + 2S_u$ = 수동토압(MPa)

λ = 그림 2.3-3에서 제시한 경험 계수

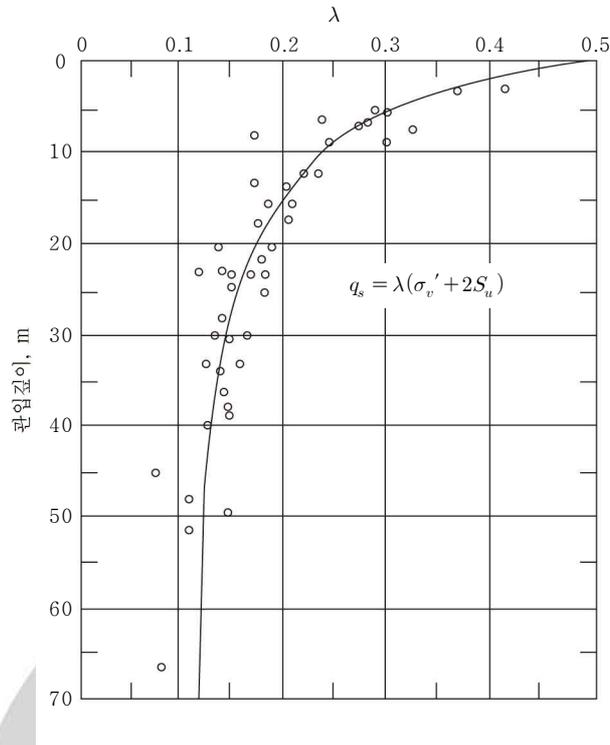


그림 2.3-3 타입 강관말뚝에 대한 λ 계수 (Vijayvergiya와 Focht, 1972)

라. 사질토층에 대한 Nordlung/Thurman 방법

(가) 유효응력법은 모래층이나 비소성 실트층에 한해서 적용한다. 공칭 단위주면마찰력 q_s 는 다음과 같은 식에 의해서 산정되며 단위는 MPa이다.

$$q_s = K_\delta C_F \sigma'_v \frac{\sin(\delta + \omega)}{\cos \omega} \tag{2.3-8}$$

여기서,

K_δ = 지층의 중간 심도에서의 수평방향 토압계수 (그림 2.3-4~그림 2.3-7 참조)

C_F = $\delta \neq \phi_f$ 일 경우 K_δ 의 수정계수 (그림 2.3-8 참조)

σ'_v = 지층의 중간 심도에서의 유효 상재압 (MPa)

δ = 말뚝과 지반의 마찰각 (°)(그림 2.3-9 참조)

ω = 연직면에 대한 말뚝 직경의 측면경사각 (°)

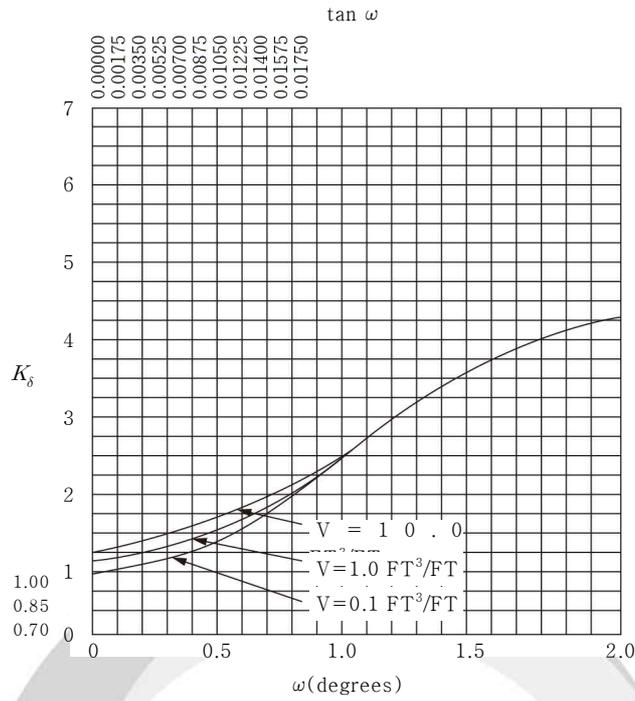


그림 2.3-4 $\phi_f=25^\circ$ 일 경우 K_δ (Hannigan et al., 2006)

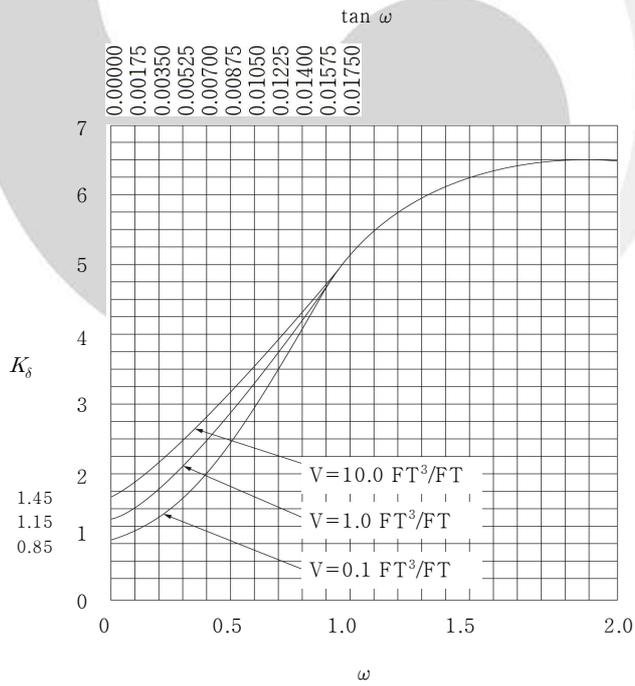


그림 2.3-5 $\phi_f=30^\circ$ 일 경우 K_δ (Hannigan et al., 2006)

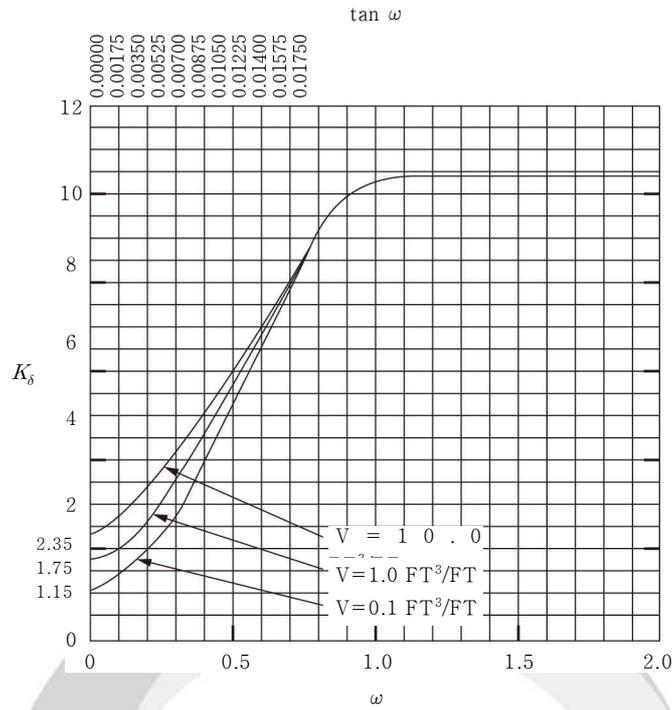


그림 2.3-6 $\phi_f=35^\circ$ 일 경우 K_δ (Hannigan et al., 2006)

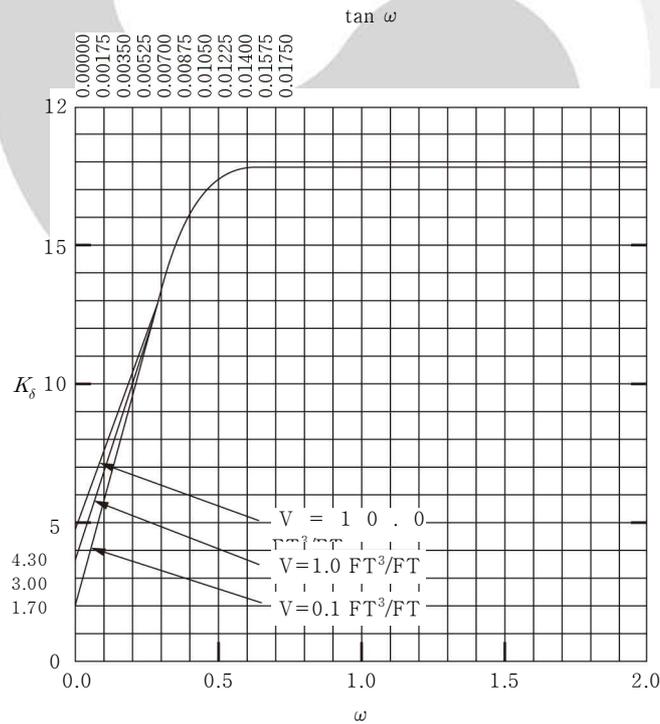


그림 2.3-7 $\phi_f=40^\circ$ 일 경우 K_δ (Hannigan et al., 2006)

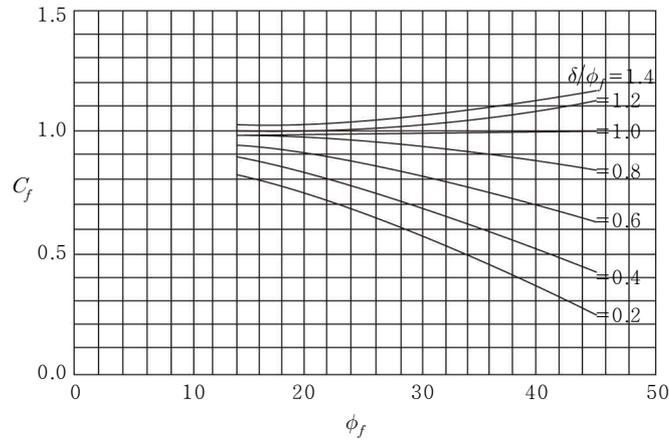


그림 2.3-8 $\delta \neq \phi_f$ 일 경우 K_δ 의 수정계수
(Hannigan et al., 2006)

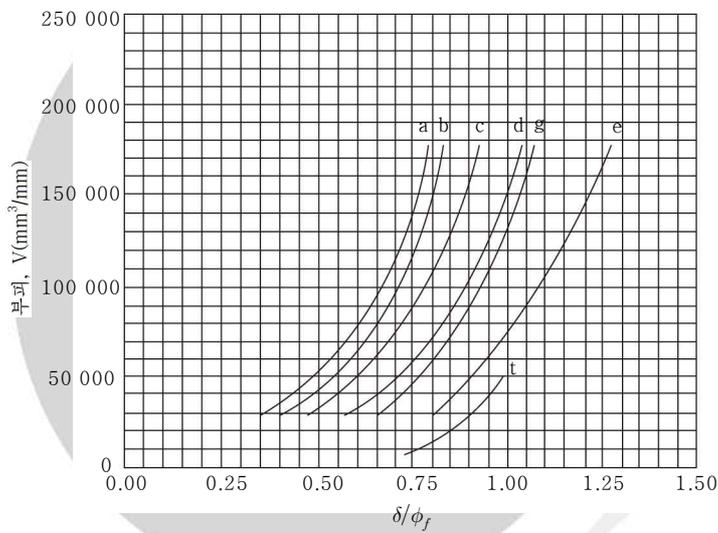


그림 2.3-9 여러 가지 말뚝에 대한 말뚝 변위와 δ/ϕ_f
(Hannigan et al., 2006)

(나) 공칭 단위선단지지력 q_p 는 다음 식으로 산정하며, 단위는 MPa이다.

$$q_p = \alpha_t N'_q \sigma'_v \leq q_L \quad (2.3-9)$$

여기서, α_t = 수정계수 (그림 2.3-10)

N'_q = 지지력계수 (그림 2.3-11)

σ'_v = 말뚝 선단부 유효상재압 (MPa) ≤ 0.15 MPa

q_L = 한계 단위선단지지력 (그림 2.3-12)

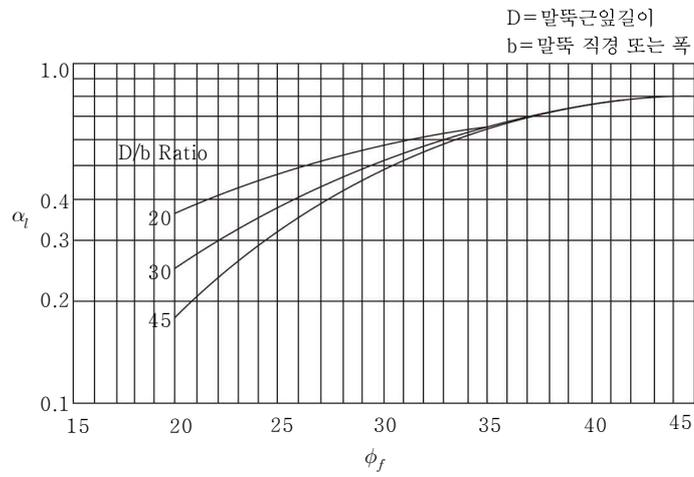


그림 2.3-10 α_t 계수 (Hannigan et al., 2006)

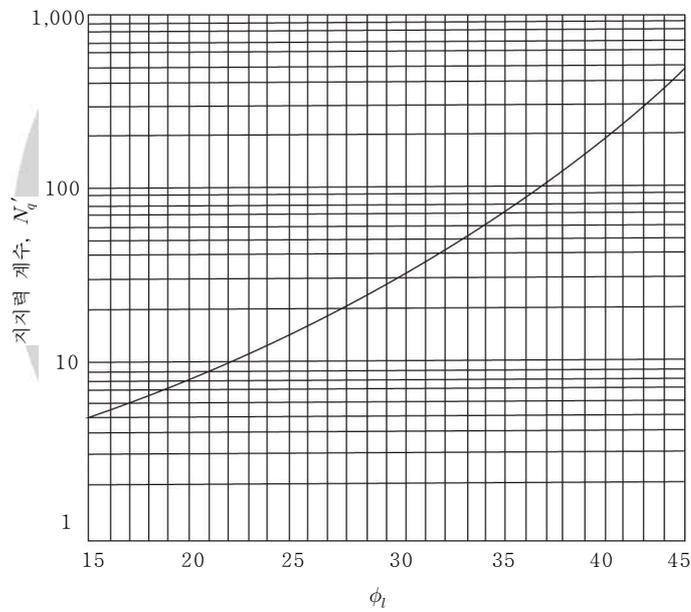


그림 2.3-11 지지력계수, N'_q (Hannigan et al., 2006)

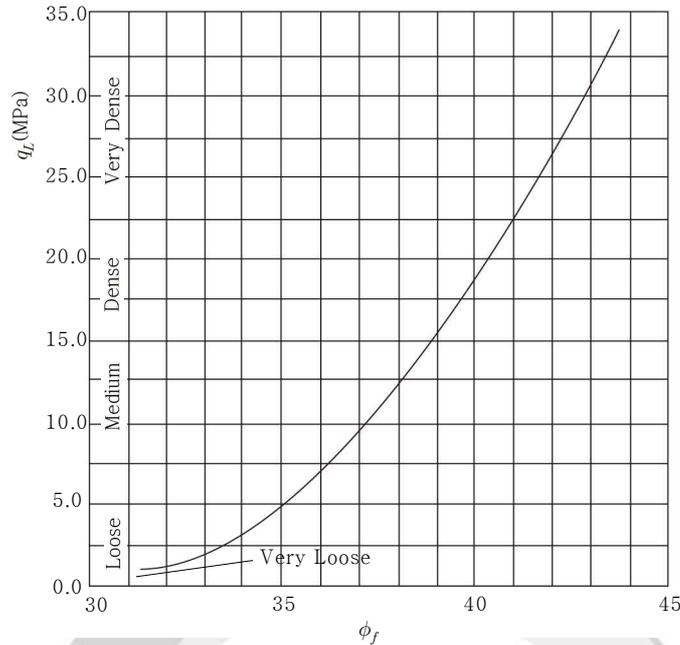


그림 2.3-12 한계 단위선단지지력 (Hannigan et al., 2006)

③ 선단저항

가. 포화된 점성토에 설치된 말뚝의 공칭 단위선단지지력 q_p 는 다음과 같으며, 단위는 MPa이다.

$$q_p = 9S_u \quad (2.3-10)$$

여기서, S_u = 말뚝 선단근처 점성토의 비배수 전단강도(MPa)

(4) 현장 원위치시험을 통한 말뚝지지력의 평가

① 일반사항

가. 현장 원위치시험법을 사용하여 평가한 주면마찰력과 선단지지력에 대한 저항계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 규정되어 있다.

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

나. 사질토에 설치된 말뚝의 공칭 주면마찰력 q_s 는 다음과 같으며, 단위는 MPa이다.

(가) 배토 말뚝

$$q_s = 0.0019 \bar{N} \quad (2.3-13)$$

(나) 비배토 말뚝(예, 형 강말뚝)

$$q_s = 0.00096 \bar{N} \quad (2.3-14)$$

여기서, q_s = 타입말뚝에 대한 단위 주면마찰력(MPa)

\bar{N} = 말뚝 주면을 따라 얻은 보정하지 않은 평균 SPT 타격횟수 (타/300 mm)

③ 콘관입시험(CPT)을 이용한 방법

가. 일반사항으로 CPT 결과는 다음과 같이 이용된다.

(가) 콘관입저항 q_c 를 말뚝의 선단지지력을 결정하는 데 사용한다.

(나) 콘의 주면마찰력 f_s 를 주면마찰력을 결정하는 데 사용한다.

나. 말뚝의 선단지지력

(가) 선단지지력 q_p 는 그림 2.3-13으로부터 결정하고, 단위는 MPa이다.

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (2.3-15)$$

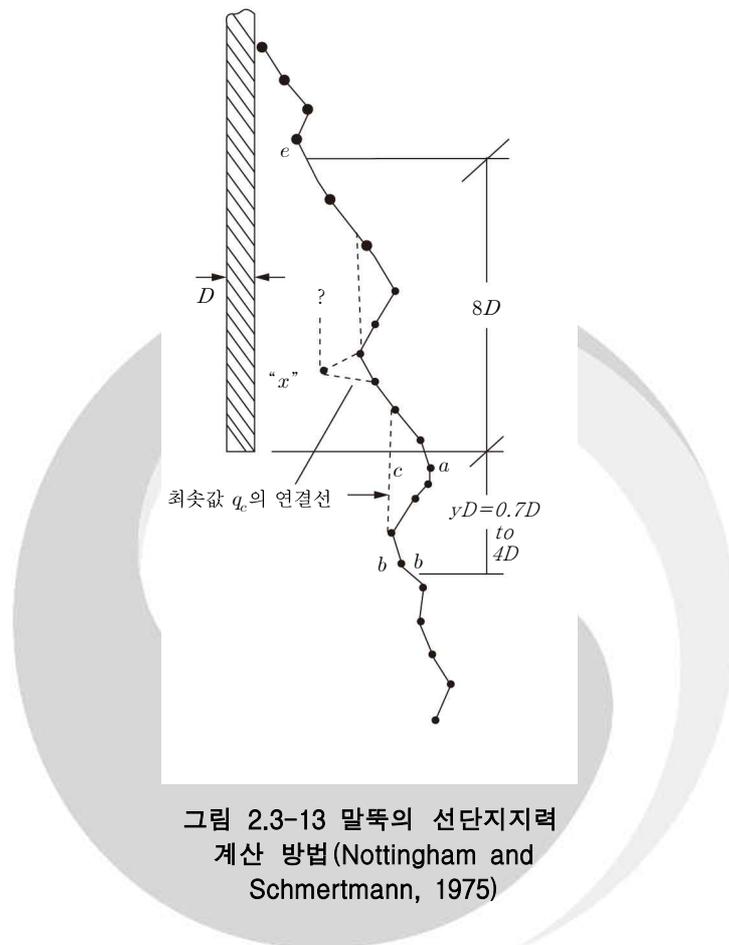
여기서,

q_{c1} = 말뚝 선단 아래(경로 a-b-c) yD 의 거리까지의 평균 q_c . 하향(경로 a-b) 및 상향(경로 b-c)의 q_c 값을 합한다. 경로 a-b와 최소경로 b-c를 따른 q_c 값을 사용한다. 0.7에서 4.0까지의 y 값에 대한 q_{c1} 을 계산하고, 그 중 최솟값을 사용한다.

q_{c2} = 말뚝 선단 위(경로 c-e) $8D$ 까지의 평균 q_c . q_{c1} 을 계산할 때의 경로 b-c와 같은 최소 경로법칙을 사용한다. 사질토인 경우 침투 압력 강하점 'x'는 무시하지만, 점성토일 경우 최소 경로에 고려해 넣도록 한다.

(나) 말뚝선단 아래로 말뚝직경의 0.7배에서 4배 사이의 최소 평균 콘저항값은

최소 경로법칙과 함께 시행착오법을 통하여 결정한다. 최소 경로법칙은 선단 위로 말뚝 직경의 8배에 해당하는 거리까지의 흠에 대한 콘저항값을 얻는 데에도 똑같이 적용한다. 이 두 가지 값을 평균하여 말뚝의 선단지 지력을 결정한다.



다. 주변마찰력

(가) 말뚝의 공칭 주변마찰력 Q_s 는 다음 식으로 계산하고, 단위는 N이다.

$$Q_s = K_{s,c} \left[\sum_{i=1}^{N_1} \left(\frac{L_i}{8D_i} \right) f_{si} a_{si} h_i + \sum_{i=1}^{N_2} f_{si} a_{si} h_i \right] \quad (2.3-16)$$

여기서,

$K_{s,c}$ = 보정계수, 그림 2.3-14에서 점성토는 K_c , 사질토는 K_s 를 사용

L_i = 고려 지점에서 각 요소의 중간지점까지 깊이(mm)

D_i = 고려 지점에서 말뚝의 직경 또는 폭(mm)

f_{si} = 고려 지점에서 CPT로 구한 단위 국부 주변마찰력(MPa)

a_{si} = 고려 지점의 말뚝 둘레(mm)

h_i = 고려 지점의 요소 길이

N_1 = 지표면과 지표면 아래 8D점 사이의 요소 수

N_2 = 지표면 아래 8D점과 말뚝의 선단사이의 요소 수

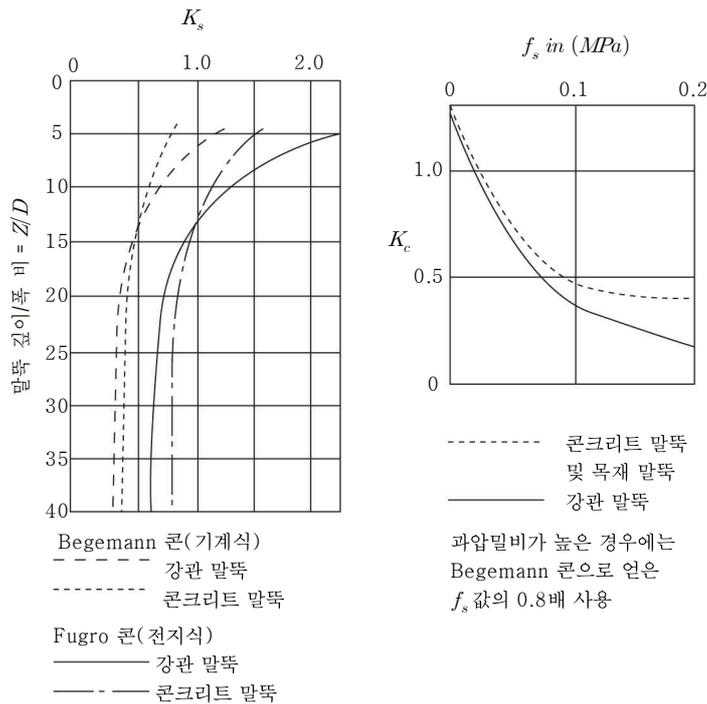


그림 2.3-14 주면마찰 보정계수 K_s 와 K_c
(Nottingham and Schmertmann, 1975)

(5) 암반 지지 말뚝

① 암반층에 지지되는 말뚝의 선단지지력에 대한 저항계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 언급된 값을 사용한다. 말뚝 폭(또는직경)과 암반의 불연속면 간격이 300 mm 보다 크거나, 속이 차 있지 않은 불연속면의 폭이 6.4 mm보다 작거나, 혹은 흙 또는 암편으로 차있는 불연속면의 폭이 25 mm보다 작은 경우에 대해서 암반에 설치된 타 입말뚝의 공칭 단위 선단지지력 q_p (MPa)는 다음 식을 통해 구한다.

$$q_p = 3q_u K_{sp} d \tag{2.3-17}$$

위의 식에서,

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{s_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{s_d}}} \tag{2.3-18}$$

$$d = 1 + 0.4H_s/D_s \leq 3.4$$

여기서,

q_u = 암석시편의 평균 일축압축강도(MPa)

d = 무차원 깊이계수

K_{sp} = 그림 2.3-15의 무차원 지지력계수

s_d = 불연속면 간격(mm)

t_d = 불연속면 폭(mm)

D = 말뚝 폭(mm)

H_s = 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이로서 기반암에 위에 놓인 경우 0으로 본다.

D_s = 암반 근입부 말뚝 폭(mm)

- ② ①의 방법은 연약한 세일 또는 연약한 석회암과 같은 연암에 대해서는 사용해서는 안 된다. 연약한 암반에 지지되는 말뚝은 (3)의 점성토에 의해 지지되는 말뚝과 (4)의 사질토에 의해 지지되는 말뚝에 대해 규정된 것과 같이 연약한 암반을 흙으로 보고 설계를 한다.

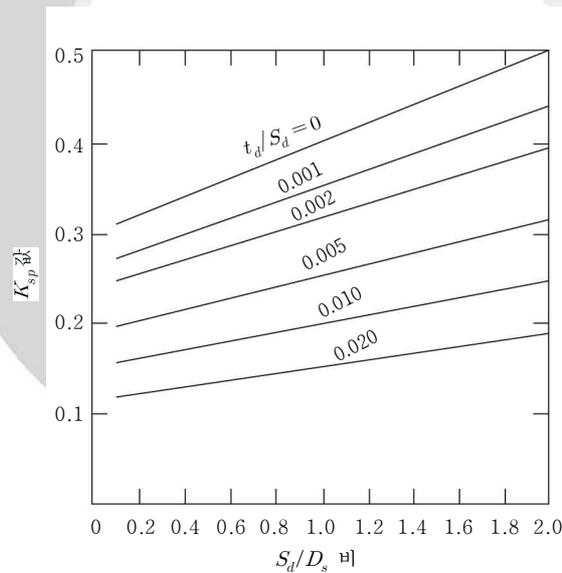


그림 2.3-15 지지력계수
(Canadian Geotechnical Society, 1985)

(6) 말뚝재하시험

- ① 말뚝에 대한 압축, 인장, 횡방향 재하시험은 다음 규정에 따라 실시한다.
 - 가. 정적 축방향 압축하중을 받는 말뚝에 대한 시험방법은 KS F 2445, ASTM D1143 /D1143M - 07(2013)에 따른다.
 - 나. 정적 축방향 인장하중을 받는 외말뚝에 대한 시험방법은 ASTM D3689/ 3689M - 07(2013)e1에 따른다.
 - 다. 횡방향하중을 받는 깊은기초에 대한 시험방법은 ASTM D3966/D3966M-07(2013)e1에 따른다.
 - 라. 말뚝의 동적재하 시험방법은 KS F 2591, ASTM D4945-12에 따른다.
 - 마. 말뚝재하시험으로부터 구한 축방향 압축지지력과 축방향 인발저항력에 대한 저항계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 나타나 있다. 항타 분석기를 이용한 동적재하 시험은 라. 규정에 따라 실시한다.
- ② 항타 분석기를 이용하여 구한 축방향 지지력에 대한 저항계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 나타나 있다.

(7) 인발

① 일반사항

가. 극한한계상태의 사용하중조합-I 을 고려하여 계산한 하중이 인장력일 경우에는 인발지지력을 고려하여야 한다. 말뚝이 인발력을 받는 경우는 인발에 대한 저항력, 그리고 인장에 저항하고 하중을 다른 부재에 전달하는 구조적 성능을 평가하여야 한다.

② 외말뚝의 인발저항력

가. 외말뚝의 인발저항력은 (3)과 (4)에 규정된 바와 같이 압축하중을 받는 말뚝의 주면마찰력을 평가하는 방법과 유사한 방법으로 결정할 수 있다. 감가된 인발 저항력(factored uplift resistance) Q_R 을 N 단위로 나타내면 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_u Q_s \tag{2.3-19}$$

여기서, Q_s = 주면저항에 의한 공칭 인발저항력(N)

ϕ_u = KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 규정된 인발저항력에 대한 저항계수

③ 무리말뚝의 인발저항력

가. 무리말뚝에서 인발저항력 Q_R 을 N 단위로 나타내면 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{ug} Q_{ug} \tag{2.3-20}$$

여기서, ϕ_{ug} = KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 규정된 저항계수

Q_{ug} = 무리말뚝의 공칭 인발저항력 (N)

나. 말뚝의 인발저항력, Q_{ug} 는 다음 두 값 중 작은 값으로 한다.

(가) 외말뚝의 인발저항력의 합

(나) 블록으로 고려한 무리말뚝의 인발저항력

다. 사질토에 설치된 무리말뚝의 경우, 인발되는 블록의 중량은 그림 2.3-16과 같이 무리말뚝 선단면의 양 끝점으로부터 상향으로 수평과 연직의 비가 1:4가 되도록 선을 그어 형성되는 블록의 중량으로 계산한다. 지하수위 아래의 흙에 대해서는 수중 단위중량을 사용한다. 점성토에서는 그림 2.3-17과 같이 비배수 전단의 형태로서 인발에 저항하는 블록을 고려한다. 무리말뚝에 대한 공칭 인발저항력은 다음 식으로 구한다.

$$Q_n = Q_{ug} = (2XZ + 2YZ)\bar{S}_u + W_g \tag{2.3-21}$$

여기서,

X = 그림 2.3-17에서 무리말뚝의 폭(mm)

Y = 그림 2.3-17에서 무리말뚝의 길이(mm)

Z = 그림 2.3-17에서 말뚝캡 아래 블록의 깊이(mm)

\bar{S}_u = 말뚝주면을 따라 발생하는 흙의 평균 비배수 전단강도(MPa)

W_g = 흙, 말뚝, 그리고 말뚝캡을 포함한 블록의 중량(N)

라. 외말뚝 저항력의 합으로 결정되는 무리말뚝의 공칭 인발저항력, Q_{ug} 에 대한 저항계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 나타나 있는 것과 같이 외말뚝의 인발저항력에 대한 저항계수와 같은 값을 사용한다. 블록으로 고려하는 무리말뚝의 인발저항력에 대한 저항계수는 점성토와 사질토에 있는 무리말뚝에 대해 규정한 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2의 값들을 사용한다.

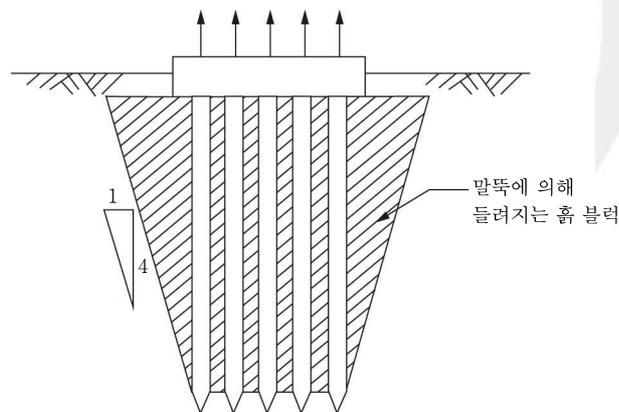


그림 2.3-16 사질토에서 말뚝 사이의 간격이 작은 무리말뚝의 인발(Tomlinson, 1987)

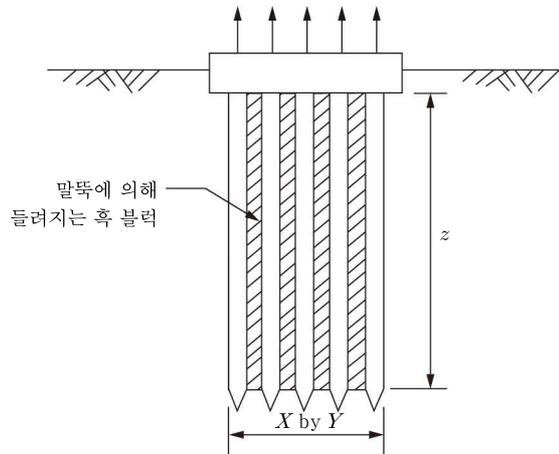


그림 2.3-17 점성토에 설치된 무리말뚝의 인발(Tomlinson, 1987)

(8) 수평하중

- ① 수평방향 하중을 받는 말뚝의 경우 말뚝머리는 말뚝캡에 고정되어야 한다. 말뚝을 타입하여 설치하는 과정에서 생기는 주변의 교란 부위와 빈 공간은 조립질 재료로 치환하여 다져야 한다. 수평방향 하중을 받는 말뚝의 경우, 무리말뚝을 이루는 말뚝수와 말뚝간격을 포함하여 지반과 말뚝 사이, 즉 흩-구조물 또는 암반-구조물 사이의 상호작용 효과를 고려하여야 한다.

(9) 경사말뚝의 지지력

- ① 경사말뚝을 포함하는 무리말뚝의 지지력은 경사말뚝을 연직말뚝으로 가정하여 결정할 수 있다.

(10) 무리말뚝의 축방향 지지력

- ① 무리말뚝의 감가된 지지력은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_g Q_g \tag{2.3-22}$$

여기서, Q_g = 무리말뚝의 공칭지지력(N)

ϕ_g = KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 규정된 무리말뚝의 저항계수

② 점성토

가. 말뚝캡이 지반과 밀착된다면 효율을 감소시킬 필요는 없다. 캡이 지반과 밀착되지 않으나 지반이 단단한 경우에도 효율을 감소시킬 필요는 없다. 캡이 지반과 밀착되지 않고 지표면 흩이 연약한 경우, 각 말뚝의 지지력에 적절한 효율계수를 적용하도록 한다.

나. 무리말뚝의 지지력은 다음 중 작은 값으로 한다.

- (가) 무리말뚝 내의 각 말뚝의 수정 지지력의 합
- (나) 등가피어(pier)의 지지력

- 다. 등가피어(pier)를 결정할 때는
 - (가) 주면마찰력을 결정하기 위해 흙의 최대전단강도(full shear strength)를 사용한다.
 - (나) 선단지지력을 결정하기 위해 등가피어(pier)의 전체 선단면적을 사용한다.
 - (다) 말뚝캡의 부가적인 저항력은 무시한다.
- 라. 등가피어(pier) 또는 블록파괴의 경우 저항계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 제시되어 있고, 말뚝캡의 지반접촉 여부에 무관하게 적용된다. 개개의 지지력의 합을 사용해 계산한 무리말뚝에 대한 저항계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 규정된 외말뚝 지지력에 대한 것과 같은 값을 사용한다.

③ 사질토

가. 사질토에 설치된 무리말뚝의 지지력은 무리 내에 있는 모든 말뚝 지지력의 합과 같다. 효율계수는 말뚝캡의 지반과 밀착 여부와 상관없이 1.0으로 고려한다. 저항계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 규정하였듯이 외말뚝에 대한 값과 같다.

④ 연약 또는 압축성 지반 위의 단단한 지반에 설치된 무리말뚝

가. 무리말뚝이 연약한 지반 위에 있는 단단한 지반에 근입된 경우, 연약 층의 말뚝선단의 관입파괴(punching failure)에 대한 가능성을 고려하여야 한다. 단단한 층 아래의 흙이 연약한 압축성 흙으로 이루어져 있는 경우에는 이들 지층 때문에 많은 침하가 발생할 가능성을 고려하여야 한다.

(11) 무리말뚝의 횡방향 지지력

① 무리말뚝의 설계 수평지지력 Q_R 은 다음과 같다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi Q_{Lg} = \eta \phi_L \sum Q_L \quad (2.3-23)$$

- 여기서, Q_L = 외말뚝의 공칭 수평지지력(N)
- Q_{Lg} = 무리말뚝의 공칭 수평지지력(N)
- ϕ_L = KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2규정된 무리말뚝에 대한 저항계수
- η = 무리말뚝의 효율계수(점성토의 경우 0.85, 사질토의 경우 0.75)

② 무리말뚝의 횡방향 지지력은 효율계수를 적용한 외말뚝의 수정된 지지력의 합으로 구한다.

2.4 구조설계

(1) 일반사항

① 타입하여 설치하는 말뚝의 구조설계는 KDS 24 14 21, KDS 24 14 31의 해당 규정에 따라 실시한다.

(2) 말뚝의 좌굴

지반면 위로 돌출되어 물이나 공기에 노출되어 있는 말뚝은 지반 아래 일정한 깊이에 고정되어 있는 것으로 가정한다. 횡방향으로 지지되지 않은 길이와 지반 속에 근입된

깊이의 합인 말뚝의 등가깊이를 사용하여, KDS 24 14 21, KDS 24 14 31의 압축부재에 대한 규정에 따라 안정성을 결정하게 된다. 고정점까지의 근입깊이는 다음 식으로 나타낸다.

① 점성토인 경우 :

$$1.4 \left[\frac{E_p I_p}{E_s} \right]^{0.25} \quad (\text{mm}) \quad (2.4-1)$$

② 사질토인 경우 :

$$1.8 \left[\frac{E_p I_p}{n_h} \right]^{0.2} \quad (\text{mm}) \quad (2.4-2)$$

여기서,

E_p = 말뚝의 탄성계수(MPa)

I_p = 말뚝의 관성모멘트(mm⁴)

E_s = 점성토의 탄성계수 = 67 S_u (MPa)

S_u = 점성토의 비배수 전단강도(MPa)

n_h = 표 2.4-1에 규정된 사질토의 깊이에 따른 탄성계수 증가비(MPa/mm)

표 2.4-1 사질토의 깊이에 따른 탄성계수의 증가 비 n_h (MPa/mm)

| 연경도 | 건조 또는 습윤 상태 | 수침 |
|-----|----------------------|----------------------|
| 느슨 | 9.4×10^{-3} | 4.7×10^{-3} |
| 보통 | 0.025 | 0.013 |
| 조밀 | 0.063 | 0.031 |

3. 현장타설말뚝

3.1 일반사항

(1) 범위

① 이 규정은 현장타설말뚝의 설계에 적용한다.

(2) 근입

① 현장타설말뚝의 근입은 충분한 연직, 횡방향 하중지지력을 발휘하고 허용변위량을 감당할 수 있을 만큼 충분하여야 한다.

(3) 지름과 확대선단부

① 암반 소켓 현장타설말뚝 시공을 위해 상부토사의 붕괴방지용으로 케이싱이 필요한 경우 소켓지름은 케이싱의 안지름보다 최소한 150 mm 작아야 한다. 케이싱이 필요하지 않은 암반 소켓 현장타설말뚝의 경우에는 소켓지름이 상부 말뚝지름과 같아도 된다.

- ② 단단한 점성토에서는 단위 선단지지압력을 감소시키기 위해서 또는 인발하중에 대한 추가적인 저항력을 제공하기 위해서 선단지지면적을 증가시키기 위하여 말뚝선단을 확대하거나 종 모양으로 할 수 있다. 콘크리트를 타설하기 전에 천공구멍 바닥면을 깨끗하게 하고 그 상태를 확인한 경우에는 전체 저부면적이 효과적으로 하중을 전달시킨다고 볼 수 있다.

(4) 지지력

- ① 이 기준의 2.1(2)의 규정은 말뚝 대신에 현장타설말뚝으로 대체하여 적용할 수 있다. 시공방법이 현장타설말뚝 지지력에 영향을 끼칠 수 있으므로 설계할 때 이 점을 고려하여야 한다. 현장타설말뚝의 시공은 건조시공, 케이싱 사용 시공, 습윤시공 또는 이들 방법을 조합하는 방법이 있다. 모든 시공법의 경우에 대하여 천공경의 굴착, 콘크리트 타설 그리고 현장타설말뚝 시공에 대한 기타 조건들은 이들 시방규정에 따라 실시하도록 한다.

(5) 하향력

- ① 하향력은 이 기준의 2.1(3)의 규정된 방법에 의해 평가한다. 극한한계상태에서의 선단지지 현장타설말뚝에 작용하는 하향력의 하중계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-5에 규정된 주면마찰력에 대한 저항계수의 역수를 적용한다.

(6) 무리말뚝의 말뚝간격

- ① 현장타설말뚝의 중심간 간격은 지름의 3배 또는 인접말뚝간의 상호간섭이 없는 최소간격보다 커야 한다. 더 좁은 간격이 요구되는 경우에는 시공절차를 설계도서에 명시하여야 하고 인접 현장타설말뚝 간의 상호작용 효과를 평가하여야 한다.

(7) 경사 현장타설말뚝

- ① 경사 현장타설말뚝은 피하도록 한다. 횡방향 지지력을 증가시킬 필요가 있는 경우에는 말뚝지름을 크게 하거나 말뚝수를 증가시킨다.

(8) 지하수위와 부력

- ① 이 기준의 2.1(6)의 규정을 적용한다.

(9) 인발

- ① 이 기준의 2.1(8)의 규정을 적용한다. 팽창토에 대해 설계 및 시공되는 현장타설말뚝은 인발에 저항하기 위해 습윤조건에 대해 안정한 흙에 충분히 정착되도록 한다. 지반팽창조건에 의해 말뚝/말뚝캡에 인발하중이 작용하지 않도록 지표면과 캡의 아래부분 또는 말뚝을 연결하는 빔 사이의 공간을 충분히 확보하도록 하여야 한다.

3.2 사용한계상태의 변위

(1) 일반사항

- ① 이 기준의 2.2(1)의 규정을 적용한다. KDS 24 12 11 (4.1.1)에 제시된 사용하중조합 -I 을 사용하는 것이 적합하다. 점성토에 설치된 현장타설말뚝의 사용한계상태 침하량을 추정하는 데는 영구하중만을 고려한다. 조립토에 설치된 말뚝의 침하량을 추정할 때는 영구하중에 일시적인 하중을 더한 값을 사용한다.

(2) 수평변위에 대한 기준

① 이 기준의 2.2(2)의 규정을 적용한다.

(3) 침하

① 일반사항

가. 외말뚝과 무리말뚝에 상관없이 현장타설말뚝기초의 침하량은 KDS 11 50 10 (2.2)에 규정된 허용침하량을 초과해서는 안 된다.

② 현장타설 외말뚝의 침하량은 다음 사항을 고려하여 추정하여야 한다.

가. 단기간 침하량

나. 점성토에 시공될 경우에는 압밀침하량

다. 현장타설말뚝의 축방향 압축량

③ 무리말뚝의 침하량

가. 이 기준의 2.2(3)의 규정을 적용한다.

3.3 극한한계상태의 지지력

(1) 일반사항

① 이 기준의 2.3(1)의 극한한계상태를 적용한다.

(2) 현장타설말뚝의 축방향 하중

① 이 기준의 2.3(2)의 규정을 적용한다.

(3) 점성토에 설치된 현장타설말뚝의 저항력을 결정하기 위해 반경험적인 방법이 사용된다. 점성토의 현장타설말뚝은 비배수 하중조건과 배수 하중조건에 대하여 각각 전용력법과 유효응력법으로 설계하여야 한다.

① 말뚝의 주변마찰력 산정

가. 점성토에 설치되어 비배수 재하 상태에 있는 현장타설말뚝의 공칭 단위 주변마찰력은 α 방법으로 산정하며, 단위는 MPa이다.

$$q_s = \alpha S_u \tag{3.3-1}$$

여기서,

$$\frac{S_u}{p_a} \leq 1.5 \text{ 일때, } \alpha = 0.55 \tag{3.3-2}$$

$$1.5 \leq \frac{S_u}{p_a} \leq 2.5 \text{ 일때, } \alpha = 0.55 - 0.1 \left(\frac{S_u}{p_a} - 1.5 \right) \tag{3.3-3}$$

여기서,

S_u = 평균 비배수전단강도(MPa)

α = 부착력 계수 (무차원값)

p_a = 대기압 (=0.101 MPa)

- 나. 그림 3.3-1에 나타난 바와 같이 현장타설말뚝의 다음 부분들에서는 주면마찰력이 발휘되지 않는 것으로 간주한다.
- (가) 말뚝의 머리로부터 최소한 1,500 mm까지
 - (나) 단면이 일정한 말뚝의 경우 선단으로부터 위로 말뚝의 지름만큼
 - (다) 확대선단말뚝에서 확대선단부의 주면
 - (라) 확대선단말뚝에서 확대선단부의 상단에서 위로 말뚝지름만큼
- 다. 영구적인 케이싱을 사용하는 경우에는 케이싱의 종류와 길이, 설치 방법을 고려하여 주면마찰력 값을 적절하게 수정(무시 포함)하여야 한다.

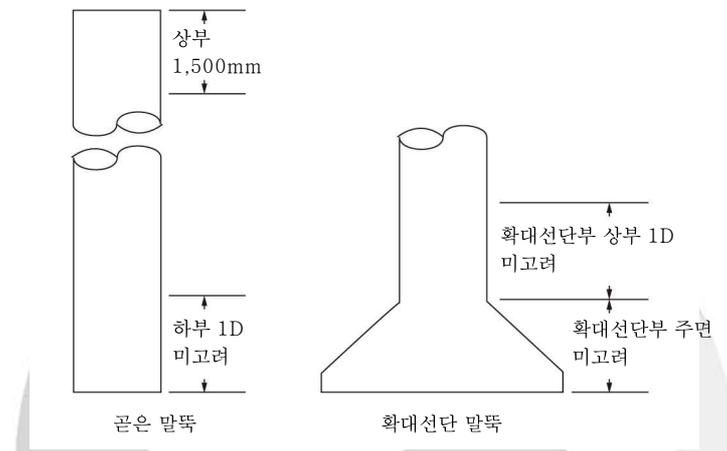


그림 3.3-1 주면마찰력을 계산할 때 고려하지 않는 현장타설말뚝의 각 부분에 대한 설명 (O'Neill and Reese, 1999)

② 선단지지력

가. 점성토에 설치되어 축하중을 받는 현장타설말뚝의 전응력 방법에 따른 공칭 단위 선단지지력은 다음의 O'Neill과 Reese(1999) 식으로 산정한다.

$$q_p = N_c S_u \leq 4.0(MPa) \tag{3.3-4}$$

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{Z}{D} \right) \right] \leq 9 \tag{3.3-5}$$

여기서, D = 말뚝의 지름(mm)
 Z = 말뚝의 관입깊이(mm)
 S_u = 비배수전단강도(MPa)

나. S_u 값은 현장타설말뚝의 선단으로부터 지름의 2배만큼 떨어진 깊이 이내의 위치에서 시행한 현장시험결과나, 이 깊이에서 채취한 불교란시료를 사용한 실내시험결과로부터 결정한다. 만일 이렇게 구한 S_u 가 0.024 MPa 이하라면, N_c 값에 0.67을 곱한다.(1/3만큼 저감)

(4) 사질토에 설치한 현장타설말뚝의 지지력 산정

① 일반사항

가. 사질토 지반의 현장타설말뚝은 배수조건의 유효응력법으로 설계하거나, 현장시험 결과에 근거하여 경험적인 방법으로 설계하여야 한다.

② 주변마찰력

가. 사질토에 설치된 현장타설말뚝의 β 방법에 의한 공칭지지력 q_s 는 다음과 같이 구하며, 단위는 MPa이다.

$$0.25 \leq \beta \leq 1.2 \text{ 일때, } q_s = \beta \sigma'_v \leq 0.19 \tag{3.3-6}$$

사질토 지반에서,

$$N_{60} \geq 15 \text{ 이면, } \beta = 1.5 - (7.7 \times 10^{-3} \sqrt{z}) \tag{3.3-7}$$

$$N_{60} < 15 \text{ 이면, } \beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 7.7 \times 10^{-3} \sqrt{z}) \tag{3.3-8}$$

여기서,

σ'_v = 대상층 중간에서 연직유효응력 (MPa)

β = 하중전이계수 (무차원)

z = 대상층 중간까지 깊이 (mm)

N_{60} = 설계구역 지층의 평균 N값으로서, 해머 효율에 대해서 보정한 값

나. 재하시험을 실시하였다면 더 큰 값을 사용할 수도 있다.

다. 자갈질 모래층이나 자갈층에 대해서는 N_{60} 이 15 이상이라면, 다음 식 (3.3-9)를 적용하며, 그 외의 경우에는 식 (3.3-8)을 사용한다.

$$\beta = 2.0 - 0.00082(z)^{0.75} \tag{3.3-9}$$

라. 영구적인 케이싱을 사용하는 경우에는 케이싱의 종류와 길이, 설치 방법을 고려하여 주변마찰력 값을 적정하게 수정하거나 무시하여야 한다.

③ 선단지지력

가. 사질토에 설치한 현장타설말뚝의 공칭 선단지지력 q_p 는 O'Neill과 Reese(1999) 방법에 따라 다음과 같이 구하며, 단위는 MPa이다.

$$0.057N_{60} \leq 50 \text{ 일때, } q_p = 1.2N_{60} \tag{3.3-10}$$

여기서, N_{60} = 설계구역 지층의 평균 N값으로서, 해머 효율에 대해서만 보정한 값

나. 재하시험을 실시한 경우 외에는 식 (3.3-10)으로 구한 q_p 는 3.0 MPa 이내이어야 한다.

다. N_{60} 값이 50보다 큰 지층에 대해서는 중간지반(intermediated geomaterial)으로 간주하여 다음 식으로 선단지지력을 산정한다. 단위는 MPa이다.

$$q_p = 0.59 \left[N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right) \right]^{0.8} \sigma'_v \tag{3.3-11}$$

여기서,

σ_v' = 대상층 중간에서 연직유효응력 (MPa)

p_a = 대기압 (=0.101 MPa)

식 (3.3-11)을 적용할 때, N_{60} 은 시험결과와 상관없이 상한값을 100으로 한다.

(5) 암반에 설치한 현장타설말뚝의 지지력 산정

① 암반에 지지되는 현장타설말뚝은 다음 성분의 저항력으로 압축하중을 견뎌야 한다.

가. 암반 근입부(소켓) 벽면의 주면마찰력, 또는

나. 말뚝 선단 아래 지층의 지지력, 또는

다. 위 두 가지 성분 모두

라. 암반에 근입된 현장타설말뚝의 저항력을 산정할 때, 주면마찰력과 선단지지력 각각의 발현에 필요한 변위의 차이를 고려하여야 한다. 암반의 선단지지력을 반영하는 경우에는 암반 벽면에서 선단저항이 변형량에 따라서 최대값을 지나 잔류상태로 저하되는 상황을 고려하여 암반의 주면마찰력을 평가하여야 한다.

② 주면마찰력

가. 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력 q_s 는 Horvath와 Kenney(1979) 방법에 따른 다음 식으로 구하며, 단위는 MPa이다.

$$q_s = 0.65 \alpha_E p_a \left(\frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5} < 7.8 p_a \left(\frac{f'_c}{p_a} \right)^{0.5} \quad (3.3-12)$$

여기서,

q_u = 암의 일축압축강도 (MPa)

p_a = 대기압 (=0.101 MPa)

α_E = 암반 절리를 고려한 감소계수(표 3.3-1 참조)

f'_c = 콘크리트 압축강도 (MPa)

표 3.3-1 암반 절리를 고려한 감소계수

| E_m/E_i | α_E |
|-----------|------------|
| 1.0 | 1.0 |
| 0.5 | 0.8 |
| 0.3 | 0.7 |
| 0.1 | 0.55 |
| 0.05 | 0.45 |

③ 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력 q_p 는 다음과 같이 산정하며, 단위는 MPa이다.

가. 말뚝 선단 아래로 말뚝 지름(폭)의 2배 깊이까지 암반이 신선한 상태이거나 압축성물질 없이 절리가 단혀있는 경우, 그리고 암반 근입부(소켓)의 길이가 말뚝 지름(폭)의 1.5배 폭 이상일 경우

$$q_p = 2.5q_u \quad (3.3-13)$$

나. 말뚝 선단 아래로 말뚝 지름(폭)의 2배 깊이까지 암반이 여러 방향의 절리를 갖는 경우

$$q_p = [\sqrt{s} + \sqrt{(m\sqrt{s} + s)}]q_u \quad (3.3-14)$$

여기서, s, m : 파쇄암반 정수(표 3.3-2 참조)

q_u = 암의 일축압축강도(MPa)

(6) 재하시험

- ① 재하시험은 일반적으로 계획된 사용 말뚝과 동일한 방법, 치수, 재료로 만들어진 말뚝에 대하여 시행된다. 축방향 압축지지력, 축방향 인발지지력 또는 횡방향 지지력에 대한 저항계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-5에 나타나 있다.

(7) 인발

① 일반사항

가. 현장타설말뚝에 상향력이 작용할 때에는 인발저항력을 고려하여야 한다. 상향력을 받는 말뚝에 대해서는 인발에 대한 말뚝의 구조적 강도에 대한 인발저항력과 지지부와 말뚝의 연결부위 강도에 대하여 검토하여야 한다.

② 현장타설 외말뚝의 인발저항력

가. 단면변화가 없는 현장타설 외말뚝의 인발저항력은 압축력을 받는 말뚝의 주면마찰력과 비슷한 방법으로 산정한다. 선단확대말뚝의 인발저항력은 선단 상부의 주면마찰력은 무시하고 종 모양의 선단이 앵커처럼 작용한다고 가정하고 산정한다. 현장타설말뚝의 인발저항력에 대한 강도감소계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-5에 나타나 있다.

나. 점성토에서 확대선단부를 가진 현장타설말뚝에 대해 감가된 인발저항력은 아래와 같이 산정된다.

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_s Q_{s,bell} \quad (3.3-15)$$

여기서,

$$Q_{s,bell} = q_{s,bell} A_u \quad (3.3-16)$$

여기서,

$$q_{s,bell} = N_u S_u$$

$$A_u = \pi (D_p^2 - D^2) / 4 (\text{mm}^2)$$

N_u = 인발 부착계수

D_p = 확대선단부의 지름(mm)

D_b = 지지층 근입깊이(mm)

D = 말뚝지름(mm)

S_u = 저면 위로 확대선단부 지름의 2배 거리 내 평균 비배수전단강도(MPa)
 ϕ = KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-5에 나타나 있는 강도감소계수

다. 만일 지지층 상부에 팽창성 흙이 있다면, S_u 는 저면 바닥으로부터 상향으로 2 D_p 또는 지지층에 근입된 말뚝길이 중에서 작은 값에 대한 평균값으로 한다. N_u 값은 $D_b/D_p = 0.75$ 인 경우 0.0부터 $D_b/D_p = 2.5$ 인 경우 8.0까지 선형적으로 변한다고 가정한다. 여기서, D_b 는 지지층의 깊이이다. 지지층의 최상부는 계절에 따라 함수비가 변하는 구역의 바닥면으로 한다.

③ 무리말뚝의 인발저항력

가. 이 기준의 2.3(7)③의 규정을 적용한다. 현장타설 무리말뚝의 인발저항력에 대한 저항계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 나타나 있다.

(8) 수평하중

① 횡방향 하중을 받는 현장타설말뚝을 설계할 때에는 무리 내의 말뚝수를 포함하여 말뚝과 지반 사이의 상호작용 효과를 고려하여야 한다. 현장타설말뚝 두부는 캡에 강결합시킨다.

(9) 현장타설 무리말뚝의 지지력

① 일반사항

가. 무리효과에 의한 저항력의 감소를 고려하여야 한다.

② 점성토

가. 이 기준의 2.3(10)②의 규정을 적용한다. 등가피어 또는 블록파괴를 고려한 무리말뚝 지지력에 대한 저항계수는 KDS 11 50 10 (2.5) 표 2.5-2에 나타나 있으며, 캡과 지반의 접촉 여부에 상관없이 적용된다. 개개의 현장타설말뚝 지지력을 합해서 계산한 무리말뚝의 지지력에 대한 저항계수는 현장타설 외말뚝의 지지력에 대한 저항계수와 같다.

③ 사질토

가. 캡과 지반의 밀착여부에 상관없이 현장타설 무리말뚝의 지지력은 외말뚝의 지지력의 합에 적절한 효율계수를 곱한 값으로 산정한다.

④ 압축성이 큰 연약지반 위의 단단한 지반에 있는 무리말뚝의 지지력

가. 이 기준의 2.3(10)④의 규정을 적용한다.

표 3.3-2 비선형 강도 정의상 암질과 재료상수의 대략적인 관계(Hoek and Brown, 1988)

| 암질 | 정수 | 암의 유형 | | | | |
|--|----------------------|------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| | | A | B | C | D | E |
| 신선암 시료 실험실 규격 시료상으로 절리가 없음 CSIR 등급: RMR=100 | <i>m</i> <i>s</i> | 7.00 1.00 | 10.00 1.00 | 15.00 1.00 | 17.00 1.00 | 25.00 1.00 |
| 매우 양호한 암반 Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 절리가 풍화되지 않고, 단단히 결속된 불교란 상태(900~3000mm 크기에서) CSIR 등급: RMR=85 | <i>m</i> <i>s</i> | 2.40 0.082 | 3.43 0.082 | 5.14 0.082 | 5.82 0.082 | 8.567 0.082 |
| 양호한 암반 절리가 있고, 약간 풍화되었거나 미미하게 교란된 상태(900~3000mm 크기에서) CSIR 등급: RMR=65 | <i>m</i> <i>s</i> | 0.575 0.00293 | 0.821 0.00293 | 1.231 0.00293 | 1.395 0.00293 | 2.052 0.00293 |
| 보통의 암반 보통 정도 풍화된 절리를 다수 가지는 상태 (간격 300~900mm) CSIR 등급: RMR=44 | <i>m</i> <i>s</i> | 0.128 0.00009 | 0.183 0.00009 | 0.275 0.00009 | 0.311 0.00009 | 0.458 0.00009 |
| 불량한 암반 50~300mm 간격의 풍화된 절리가 많고 비지(gouge)가 있는 상태; clean compacted waste rock. CSIR 등급: RMR=23 | <i>m</i> <i>s</i> | 0.0029 3×10^{-6} | 0.041 3×10^{-6} | 0.061 3×10^{-6} | 0.069 3×10^{-6} | 0.102 3×10^{-6} |
| 매우 불량한 암반 간격 50mm 미만의 절리가 매우 많고 비지가 있음. Waste rock with fines. CSIR 등급: RMR=3 | <i>m</i> <i>s</i> | 0.007 1×10^{-7} | 0.010 1×10^{-7} | 0.015 1×10^{-7} | 0.017 1×10^{-7} | 0.025 1×10^{-7} |

3.4 구조설계

(1) 일반사항

① 현장타설말뚝의 구조설계는 KDS 24 14 21의 규정을 적용한다.

(2) 현장타설말뚝의 좌굴

① 이 기준의 2.4(2)의 규정을 적용한다.

3.5 현장타설말뚝의 구조세목

(1) 일반사항

- ① 굴착공 내를 인력으로 조사하는 경우에는 말뚝지름이 750 mm보다 작아서는 안 된다. 말뚝에 지지되는 상부기둥의 지름은 현장타설말뚝의 지름을 초과해서는 안 된다.
- (2) 보강
 - ① 수평하중이 작용할 가능성이 적은 경우에는 축하중에 대해서만 현장타설말뚝을 보강할 수도 있다. 수평방향으로 지지되지 않는 부분은 KDS 24 14 21에 따라서 철근 콘크리트 기둥으로 설계하고, 이 때 철근은 지반 내 고정점(fixity point) 아래로 충분한 깊이까지 연장되어야 한다.
 - ② 두께가 3.0 mm 이상인 영구적인 케이싱 강관을 사용할 경우에는 강관이 하중을 분담하는 것으로 고려할 수도 있다. 이 경우 강관의 부식을 고려하여야 한다.
- (3) 수평방향 배근
 - ① 수평방향 철근은 띠철근, 또는 나선철근으로 배근하며, 굵지 않은 콘크리트의 타설 압력을 견디도록 설계하여야 한다. 지진에 대한 규정은 KDS 24 17 11을 따른다.
- (4) 콘크리트
 - ① 말뚝에 사용하는 콘크리트는 최대 골재치수, 반죽정도, 습윤, 건조, 설계강도 등을 고려하여 배합설계하며, 상세 계획에 따라 제 위치에 적정하게 타설하여 견고해지도록 한다. 최대 골재치수는 철근 간격의 1/5을 초과할 수 없다.
- (5) 상부구조체 연결
 - ① 현장타설말뚝을 상부구조체와 연결하기 위해서는 적절한 배근을 하여야 한다. 캡속으로 철근을 근입하는 방법은 KDS 24 14 21의 관련 규정을 따르도록 한다.
- (6) 확대선단부
 - ① 확대선단부는 무근 콘크리트에 과도한 응력이 발생하지 않도록 설계하여야 한다. 확대선단부는 연직선에 대하여 30° 이하의 각도로 경사지게 하고, 바닥면의 지름은 말뚝지름의 3배를 넘지 않도록 한다. 확대선단부의 바닥 가장자리 두께는 150 mm보다 작아서는 안 된다.

집필위원

| 성명 | 소속 | 성명 | 소속 |
|-----|--------|-----|-----------|
| 권오균 | 계명대학교 | 박재현 | 한국건설기술연구원 |
| 남문석 | 한국도로공사 | 백규호 | 가톨릭관동대학교 |

자문위원

| 성명 | 소속 | 성명 | 소속 |
|-----|-------|-----|---------------|
| 여규권 | 삼부토건 | 박이근 | (주)지오알앤디 |
| 김대현 | 조선대학교 | 유남재 | 한국건설생활환경시험연구원 |

건설기준위원회

| 성명 | 소속 | 성명 | 소속 |
|-----|----------|-----|--------|
| 구찬모 | 한국토지주택공사 | 배병훈 | 한국도로공사 |
| 김운형 | 다산컨설팅 | 임대성 | 삼보ENG |
| 김유봉 | 서영엔지니어링 | 정상섬 | 연세대학교 |
| 김홍문 | 평화엔지니어링 | 정충기 | 서울대학교 |
| 박성원 | 유신 | 최용규 | 경성대학교 |
| 박종호 | 평화지오텍 | | |

중앙건설기술심의위원회

| 성명 | 소속 | 성명 | 소속 |
|-----|----------|-----|-------------|
| 구자흠 | 삼영엠텍(주) | 이근하 | (주)포스코엔지니어링 |
| 김현길 | (주)정림이앤씨 | 차철준 | 한국시설안전공단 |
| 박구병 | 한국시설안전공단 | 최상식 | (주)다음기술단 |

국토교통부

| 성명 | 소속 | 성명 | 소속 |
|-----|-------------|-----|-----------------|
| 정선우 | 국토교통부 기술기준과 | 김병채 | 국토교통부 기술기준과 |
| 김광진 | 국토교통부 기술기준과 | 박찬현 | 국토교통부 원주지방국토관리청 |
| 김남철 | 국토교통부 기술기준과 | 이선영 | 국토교통부 기획총괄과 |

(분야별 가나다순)

설계기준

KDS 11 50 20 : 2016

깊은기초 설계기준(한계상태설계법)

2016년 6월 30일 제정

소관부서 국토교통부 기술기준과

관련단체 한국도로협회
13647 경기도 성남시 수정구 위례서일로 26, 8층
Tel : 02-3490-1000 E-mail : off@kroad.or.kr
<http://www.kroad.or.kr>

작성기관 한국지반공학회
05836 서울특별시 송파구 법원로9길 26, C동 701호(문정동,에이치비즈니스파크)
Tel : 02-3474-4428 E-mail : kgssmfe@hanmail.net
<http://www.kgshome.org>

국가건설기준센터
10223 경기도 고양시 일산서구 고양대로 283(대화동)
Tel : 031-910-0444 E-mail : kcsc@kict.re.kr
<http://www.kcsc.re.kr>