대구경 현장 타설말뚝의 설계 개념 및 적용
Design and Application for Large Drilled Shafts

김원철[1], Won-Cheul Kim, 이승호[2], Seung-Ho Lee

[1] 서영기술단 기술개발팀 이사, 공학박사, Director, Technical Research Institute, Seo-Yeong Eng
[2] 상지대학교 조교수, 공학박사, Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Sang Ji University

1. 서론

항타 말뚝은 가장 경제적이고 지지력을 확실하게 얻을 수 있는 말뚝 시공법으로 국내에서 널리 사용되고 있다. 그러나 항타 말뚝은 항타시 발생하는 소음과 진동 발생으로 인하여 도심지와 인구 밀집 지역이 인접해 있는 경우에는 많은 민원이 발생함으로 그 사용이 제한되고 있는 실정이다.

이러한 항타에 따른 소음과 진동 문제를 해결하기 위하여 여러 선진국에서는 일찍부터 현장 타설 말뚝을 사용해 왔다. 현장타설말뚝(Drilled Shaft)은 천공된 구멍(drilled hole)에 콘크리트를 타설함으로써 만들어진다. 특히 현장타설말뚝은 필요시 저면부를 언더리밍(underreaming)에 의해 확장시킬 수도 있다. 콘크리트 타설 전에는 필요하다면 굴착한 장소에 철근을 보강할 수도 있다.

일반적으로 현장 타설 말뚝의 장점은 다음과 같다.

1) 하나의 현장타설말뚝으로도 큰 하중을 지지할 수 있어 일반적으로 말뚝의 캡(Cap)이 필요없다.

2) 현장타설말뚝은 일반적인 항타 말뚝 시공시 발생하는 소음이나 진동이 적어 도심지 공사에 적합하다.

3) 현장타설말뚝은 여러 종류의 지반 조건에 대해서 적용가능하다.
예를 들어 항타 말뚝 시공시 조약돌(cobbles) 층에서는 휨(deflection)이 발생하나 현장타설말뚝을 이용하면 시공이 가능하다. 또한 동토(frozen ground)에 대해서도 시공이 가능하다.

4) 천공하는 동안 주위 지반에 가해지는 교란을 최소화시켜 지반 교란(soil disturbance)에 의한 압밀 침하량(consolidation settlement)을 줄여준다.

5) 큰 휨 모멘트(bending moment)를 견딜 수 있도록 현장 타설 말뚝의 상부를 확장 시키기가 쉽다.

선단지지 말뚝을 선호하는 국내의 말뚝 시공 관례에 따른 설계는 일반적으로 너무 과다한 설계의 양상을 보인다. 그러나 유럽이나 미국에서는 말뚝의 선단과 주면에 전이된 하중과 말뚝 침하 거동을 함께 분석함으로써 경제적인 설계를 유도하고 있다. 특히 미국에서는 1960에서 1970년 사이에는 현장 타설 말뚝에 대한 광범위한 연구가 수행되었고 (Whitaker and Cooke ,1966; Reese, 1978), 보다 향상된 설계법들과 시공법들이 개발되었다.

2. 현장타설말뚝(Drilled Shaft)의 적용 분야

현장타설말뚝(Drilled Shaft)은 무거운 하중을 지지하고 침하량을 최소화하며 상향이나 횡방향 하중을 지지하는데 사용된다. 다양한 시공법 때문에 여러 종류의 지반 조건에 대해서 시공이 가능하다.

큰 지지력을 가진 현장타설말뚝은 항타된 군말뚝 대신에 하나의 큰 직경을 가진 현장타설말뚝으로 대체가 가능하다. 현장타설말뚝의 크기와 보강 등은 지반의 조건, 하중상태, 그리고 현장타설말뚝이 수행하여야 하는 조건 등에 의해서 결정된다. 만약 횡방향의 힘에 저항하려한다면, 휨응력에 저항하기 위해 구조적인 강성(structural stiffness)을 변화시켜야 한다. 인장 응력이 가해지면 일반적으로 현장타설말뚝의 주면 마찰력(side friction)에 의해서 지지된다. 이런 인장 저항력을 유발(mobilize)시키기 위해서 기초로부터 상부 구조물에 직접 보강(reinforcement)하여 확장할 수도 있다. 다리의 교대와 같이 현장타설말뚝을 이용한 옹벽은 횡방향의 토압(lateral earth pressure)에 저항하는데 사용가능하다.

현장타설말뚝은 또한 사면파괴에 대한 안정성을 높여 주는데 쓰일 수 있다.(Wilson,1964) 이 경우에는 구해진 해의 효율성을 검증하기 위해 미끄러짐(slide)과 안정해석(stability analysis)을 수행하여야 한다.

현장타설말뚝의 다른 적용 예로는 타이벡 벽체의 앵커리지, 피어를 보호하는 시스템등에 사용된다.

3. 현장타설말뚝의 허용지지력

3.1 국내 현장타설말뚝의 허용지지력 산정

3.1.1 도로교 표준 시방서

도로교 표준 시방서에 제시한 식을 사용하여 허용 지지력을 산정하였다.

$$R_u = q_d A + U\sum l_i f_i \qquad (1)$$

여기서 R_u = 축방향 극한 지지력 (ton)

q_d = 말뚝 선단의 극한 지지력 (ton/m^2) (표1)

A = 말뚝 선단면적 (m^2)

U = 말뚝 둘레 길이 (m)

l_i = 주면 마찰력을 고려하는 층의 두께 (m)

f_i = 층의 최대 주면 마찰력 (t/m^2) (표2)

표 1. 말뚝 선단의 극한 지지력, q_d 산정

지반 종류	말뚝 선단의 극한 지지력 (t/m^2)
모래 자갈층 및 모래층 (N≥30)	300
단단한 점성토층	$3q_u$

여기서 q_u = 일축압축강도 (t/m^2)

표 2. 최대 주면 마찰력, f_i 산정

지반 종류	말뚝 주면 마찰력 (t/m^2)
사 질 토	0.5N (≤20)
점 성 토	N (≤15)

평균 N≤2의 연약층에서는 주면 마찰력을 무시함

3.1.2 도로교 하부구조 설계 요령 (1997)

(1) 선단지지력

현장타설말뚝의 일반적인 경우는 일반적으로 시공에 따른 지반교란의 영향이 크다고 생각되므로 선단지지력 q_d를 표 3과 같이 설정하였다.

표 3 현장타설말뚝의 q_d추정값

지반 종류	말뚝 선단의 극한 지지력 (t/m^2)
모래 자갈층 및 모래층 (N≥30)	300
단단한 점성토층	$3q_u$

여기서 q_u = 일축압축강도 (t/m^2)

사질토 지반의 경우는 특히, 시공에 따른 영향이 크므로 지반강도에 상관없이 일정한 값을 이용한다. 단단한 점성토에 대해서는 케이슨기초에 준하여 지지력을 결정한다. 표 3에 나타낸 값들은 현장타설말뚝의 재하시험 결과를 고려하여 정한 것인데, 이를 이용하기 위해서는 다음과 같은 사항에 주의하여야 한다.

(a) 말뚝의 길이 대 직경비가 10 이상일 것
(b) 말뚝선단이 양질의 지지 지반에 말뚝지름 정도 관입될 것

암반에 근입된 현장타설말뚝 소켓의 선단극한지지력, q_d는 암반이 다음의 조건을 만족할 때, 타입 말뚝과 같은 식으로 정한다 (Canadian Geotechnical Society(1985))
- 암반은 충분히 신선해야 한다.
- 현장 조사에서 측정된 암의 강도는 시공 중에 물이나 천공액이 사용된 경우에도 감소되지 않는다.
- 사용한 천공액으로 인해 소켓의 측면에 윤활막이 형성되지 않는다.
- 소켓 바닥은 깨끗이 청소되어 있다. 이는 천공말뚝의 지지력이 선단 지지에 주로 의존하는 경우에 더욱 중요하다.

q_d를 결정하는 다른 방법으로는 공내재하시험 결과를 이용하는 것으로써 암반에 근입된 천공말뚝의 공칭단위 선단저항값을 다음과 같이 산정한다(Canadian Geotechnical Society(1985))

$$q_d = K_b(p_1 - p_0) + \sigma_v \quad (2)$$

여기서 p_1 = 공내재하시험으로부터 구한 한계 압력을 말뚝선단의 윗쪽과 아랫쪽으로 지름의 2배 거리에 걸쳐 평균한 값(t/m^2)

p_o = 말뚝선단 위치에서 측정한 정지수평토압(t/m^2)

σ_v = 말뚝선단 위치에서의 전체수직응력(t/m^2)

K_b = 소켓깊이에 대한 소켓지름의 비(H_s/D_b)에 따른 무차원계수(표 4)

표 4. 소켓깊이와 소켓지름의 비에 따른 무차원계수, K_b

H_s/D_b	0	1	2	3	5	7
K_b	0.8	2.8	3.6	4.2	4.9	5.2

(2) 주면마찰력

말뚝 주면에 작용하는 최대주면마찰력은 표 5로부터 추정한다.

표 5. 최대주면 마찰력(t/m^2)

지반 종류	말뚝 선단의 주면마찰력 (t/m^2)
사 질 토	$0.5N(\leq 20)$
점 성 토	C_u 또는 $N(\leq 15)$

주) $N \leq 2$의 연약층에서는 신뢰성이 부족하기 때문에 주면마찰 저항을 고려할 수 없다.
C_u : 점성토의 비배수 전단강도

암반에 근입된 천공말뚝의 주면저항력은 다음과 같이 결정한다. 암반의 조건은 선단지지에서 거론된 것과 동일하다.

암의 일축압축강도가 190 t/m^2 이하일 경우의 단위 주면저항력(f_i)은 다음 식 3 (Carter & Kulhawy (1988))으로 구한다.

$$f_i = 0.15 q_u \quad (3)$$

여기서, q_u : 암의 일축압축강도(t/m^2)

만일 천공말뚝의 콘크리트의 일축압축강도와 암의 일축압축강도 중에 작은 쪽이 190 t/m^{2}보다 큰 경우, 단위 주면저항력(f_i)은 (Horvath & Kenney (1979)) 다음 식으로 구한다.

$$f_i = 2.1\sqrt{q_u}\, q_u \quad (4)$$

여기서 f_i와 의 단위는 t/m^{2}이다.

3.2 FHWA에서의 허용지지력

3.2.1 사질토 (Cohesionless Soil)

(1) 선단지지력

사질토를 굴착할 때 발생하는 응력 이완(stress relaxation) 때문에, 굴착 저면의 사질토가 약간 느슨해지는 경향이 있다. 또한 침하가 일어날 때는 현장타설말뚝의 저면 아래의 사질토가 약간 조밀해 진다. 현장 타설 말뚝 저면에서의 실험에 의해 구해진 하중-침하량 곡선 (load-settlement curves)은 위의 개념과 잘 일치하는 양상을 보인다. 어떤 현장 시험에서는 말뚝 저면 직경의 15% 이상의 침하량이 발생할 때까지 하중이 증가한다. 이런 큰 침하량을 대부분의 구조물은 견딜 수 없기 때문에 조립토에서의 현장타설 말뚝에 대한 극한 지지력의 상한값을 재하시험에 의해 결정할 수 있다.
선단지지력 q_b의 값이 수정되지 않은 현장에서의 표준관입시험 계측치인 N_{SPT}의 함수로서 표 6에 나타나 있다.

표 6. 사질토에 대한 선단지지력값

N_{SPT}	q_b (tsf)
0~75	$0.60N_{SPT}$
75 이상	45

그러나 큰 직경을 가진 현장 타설 말뚝에 대해서 식 (5)와 같이 표 6의 값을 줄여주어야 한다. 저면부의 직경이 50in 보다 클 때, 감소된 선단지지력 q_{br}은

$$q_{br} = \frac{50}{B_b} q_b \tag{5}$$

여기서 B_b = 현장 타설 말뚝의 저면 직경 (in)

그러나 위의 식들을 국내 설계에 적용할 때는 일반적인 국내 표준 관입 시험의 타격 효율은 55%이나, 리오데자네이로 제 12회 ICSMFE에서의 최종안은 타격 효율을 60%로 보정하도록 되어 있으며 미국도 이를 따르고 있다. 따라서 위의 식들을 이용하여 지지력을 구하고자 한다면 타격 효율을 보정하여 N치를 산정하고 이 보정된 N치를 이용하여 지지력을 구해야 한다.

표 6에서 저면 직경의 5%의 침하량에서 선단 지지력의 하중 전이의 극한 값을 45 tsf로 제안하였다. Florida의 현장에서의 저면 직경의 4%에 해당하는 침하량에서 58tsf의 값이 관측되어졌다 (Owen and Reese, 1982).

(2) 주면마찰력

사질토의 전단 강도는 입자와 그 배열의 특징에 따라 내부 마찰각에 의해 연관 지어질 수 있다. 점착력은 0으로 가정되어 진다. 콘크리트와 지반 사이의 접촉면에서의 마찰각은 지반 자체의 마찰각과는 다르다. 현장 타설 말뚝이 아래로 밀 때 주면 마찰력은 접촉면에서의 연직 유효 상재 하중과 접촉면 마찰

각과 밀접한 관계를 가진다.
굴착이 종료 되었을 때 현장 타설 말뚝과 주변 지반 사이의 접촉면에서의 연직 응력은 상대적으로 낮을 것이다. 콘크리트로부터의 유체의 응력은 콘크리트의 특성에 따라 이 연직 응력에 영향을 미칠 것이다. 따라서 시공 절차와 콘크리트의 성질이 콘크리트-지반 접촉면에서의 횡방향 응력에 큰 영향을 미칠 것이다. 더욱이, 접촉면 주위 지반의 내부 마찰각은 시공의 세부 사항에 의해 영향을 받을 것이다.
이런 관점에서 볼 때, 주면 마찰력의 하중 전이를 계산하는 방법은 이론적인 합리성 이외에도 현장 실험의 결과에 의해 구해야 한다.
설계를 위해서 아래 식들이 제안되었다.

$$f_{sz} = K\sigma_z' \tan\phi_c \tag{6}$$

여기서 f_{sz} = 깊이 z에서의 사질토의 주면 마찰력

K = 횡방향 압력 계수(lateral pressure coefficient)와 상관 계수(correlation factor)를 결합한 변수

σ_z' = 깊이 z에서의 지반의 연직 유효 응력

ϕ_c = 콘크리트와 지반의 접촉면의 마찰각

식 (6)이 계산에서 사용될 수도 있지만, 만약 K와 $\tan\phi_c$가 결합된다면 보다 간단한 형태인 식 (7)이 될 것이다.

$$f_{sz} = \beta\sigma_z' \leq 2.0tsf \tag{7}$$

여기서 $\beta = K\tan\phi_c$

식 (7)의 주면 마찰력의 상한치는 이론적인 극한값이 아니라 실험에 의해 측정된 최대의 값이다 (Owens and Reese, 1982). β가 사질토에 설치된 소구경 현장 타설 말뚝의 하중 전이를 다루는 O'Neill 과 Reese(1978)의 제안에 의한 것이다. 여기서 β에 대해서는 다음과 같은 값을 제안하였다.

$$\beta = 1.5 - 0.135z^{0.5}, \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.2 \tag{8}$$

여기서 z = 지표면 아래의 깊이 (ft)

식 (8)의 β값은 내부 마찰각이나 N_{SPT}에 무관한데 천공과 응력 이완이 보어홀 벽면의 사질토 내에서 큰 전단 변형율을 유발시키고 사질토의 내부 마찰각이 한계 상태에 해당하는 어떤 특정 값으로 수렴하기 때문이다. 따라서 β값은 횡방향 압력 계수 K에 따라 선형적으로 변하며 실험에 의해 지반이나 콘크리트의 β값이 깊이에 따라 감소함을 알았다. 실험과 계산에서 구해진 현장타설말뚝의 지지력을 비교해 본 결과 β값은 잘 일치하거나 약간 보수적인 경향을 보였다.

3.2.2 점성토 (Cohesive Soil)

(1) 선단지지력

비배수 전단 강도를 이용한 점성토에서의 깊은 기초에 대한 선단 지지력의 하중 전이값의 계산은 주면 마찰력의 하중 전이를 계산하는 것보다 불확실성이 적은 작업이다. Skempton(1951)을 위시한 여러 연구자들은 상당히 신뢰성 있는 공식을 개발하였다. 그리고 이런 Skempton의 공식은 일반적인 저부 파

괴 (general base failure)가 일어나는 곳에 설치된 현장 타설 말뚝의 여러 실험 결과로부터 상당한 정확성하에서 검증을 거쳤다. 포화된 점성토에 설치된 현장 타설 말뚝의 선단 지지력 q_b는 식 (9)와 같다.

$$q_b = N_c C_{ub}, \quad q_b \leq 40 \ tsf \tag{9}$$

여기서 $$N_c = 6.0[1 + 0.2(L/B_b)], \quad N_c \leq 9 \tag{10}$$

C_{ub} = 점성토의 평균 비배수 전단 강도 (선단부 1D에서 2D 깊이에 걸쳐서 구해진 평균적인 값, 그러나 전단 강도 값이 깊이에 따라 많이 변할 경우에는 공학자적인 판단이 요구된다.)

L = 관입 깊이

B_b = 말뚝 저면부의 직경

식 (9)에서의 q_b의 상한값은 어떤 이론적인 상한치가 아니라 단지 점성토에서 측정된 선단지지력의 상한값이다 (Engling and Reese, 1974). 만약 설계자가 이 상한치보다 큰 선단지지력 값을 사용하고자 한다면 반드시 재하 시험을 수행하여야 한다.

(2) 주면마찰력

점성토에 설치된 현장 타설 말뚝의 주면 마찰력을 계산하는 기본적인 방법은 α법이다. 점성토의 비배수 전단 강도, C_u를 이용하여 지표면 아래 깊이 z에서의 하중 전이값은 식 (11)을 이용하여 구한다.

$$f_{sz} = \alpha_z C_{uz} \tag{11}$$

여기서 f_{sz} = 깊이 z에서의 주면 마찰력의 하중 전이값

C_{uz} = 깊이 z에서의 비배수 전단 강도

α_z = 깊이 z에 따라 변하는 경험 계수

현장 타설 말뚝에 대한 재하 시험 결과 α_z는 일정한 값이 아니고 깊이에 따라 변하는 값임을 알았다. 표 7은 현재 설계에 쓰이고 α_z값을 나타내고 있다. 그림 1은 α_z가 0으로 가정된 구간을 보여주고 있다.

표 7. 점성토에 설치된 현장 타설 말뚝에서의 α 값

위치	α_z	f_{sz}의 상한값 (tsf)
지표면에서 현장 타설 말뚝을 따라 5ft 깊이까지	0	-
저면으로부터 1D 혹은 벨(bell)의 상단부의 1 stem diameter	0	-
위의 두 위치를 제외한 현장 타설 말뚝의 모든 점	0.55	2.75

* 현장 타설 말뚝이 팽창성 점토에 설치되거나 횡하중에 의해 지표면의 처짐이 있을 때는 깊이 5ft 기준에 대해서는 수정시켜 적용시켜야 한다.

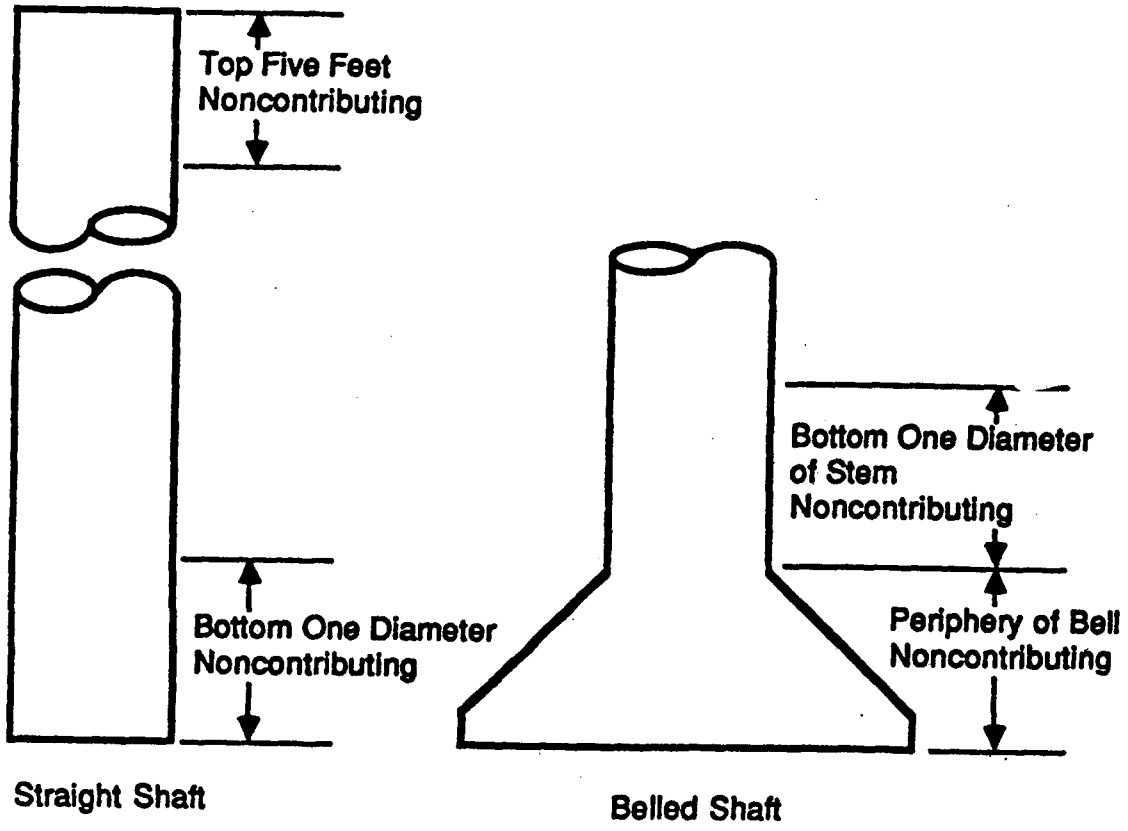

그림 1. 주면 마찰력을 계산할 때 고려되지 않은 영역

3.2.3 암반

국내의 경우 현장타설말뚝은 기반암층에 대부분 지지되므로 그 해석을 위해 암반의 하중 전이 함수를 개발해 내는 것이 필요하다. FHWA에서는 여러 재하 시험의 결과를 이용하여 설계 방법을 다음과 같은 절차로 제안하였다.

STEP 1. 적절한 주면 마찰력을 이용하여 주어진 축방향 하중에 대해서 암반에 근입된 현장타설말뚝의 관입 깊이를 구한다.

Horvath와 Kenney(1979)는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면 마찰력의 하중 전이에 관한 광범위한 연구를 수행하였다. 아래의 식은 "best fit"곡선과 잘 일치하였다.

$$f_s = 2.5(q_u)^{0.5} \tag{12}$$

여기서 f_s = 극한 주면 마찰력 (psi)

q_u = 암반이나 콘크리트 중에서 작은 일축 압축 강도 (psi)

Carter와 Kulhawy(1987)도 또한 암반에 근입된 현장타설말뚝에 대한 연구를 수행하여 연약 암반(weak rock)에 대해서 다음의 식을 제안하였다.

$$f_s = 0.15 q_u \tag{13}$$

일축압축강도 280psi까지는 식 (13)를 이용하여 주면 마찰력을 구하고 일축압축강도 값이 280psi보다 클 경우에는 식 (12)를 사용하도록 제안하였다.

FHWA에서 주어진 f_s에 대한 식들을 설계에 적용하기 위해서, 일축압축강도가 18tsf (250psi) 이상인 지반 재료를 암반(rock)이라 정의하였다. 또 점성토는 일축압축강도가 4tsf(56psi)와 같거나 작은 경우의 지반 재료로 정의한다. 암반과 점성토 사이의 중간적 성질의 재료(intermediate geomaterials)의 경우 주면 마찰력은 점성토의 주면 마찰력 4tsf와 18tsf의 암반의 주면 마찰력 사이의 보간(interpolation) 값을 사용한다.

STEP 2. 전체 하중이 현장타설말뚝의 저부에 걸린다고 가정해서 선단 지지를 일으키기 위한 침하량에 탄성 압축값(Elastic Shortening)을 더함으로써 현장타설말뚝 두부의 침하량을 계산한다. (안정측 설계)

현장 타설말뚝의 치수와 콘크리트의 강성을 이용하여 현장타설말뚝의 탄성 압축값(Elastic Shortening) ρ_c를 다음과 같이 계산하였다.

$$\rho_c = \frac{Q_{ST} L}{A E_c} \tag{14}$$

여기서 L = 소켓(socket)의 관입 깊이

Q_{ST} = 소켓(socket) 두부의 하중

A = 소켓(socket)의 단면적

E_c = 철근의 보강(steel reinforcement) 효과를 고려한 소켓(socket) 내의 콘크리트의 등가 탄성계수

암반이 탄성적으로 거동할 것이라 가정할 때의 현장타설말뚝 저부의 침하량(settlement)을 다음 식으로 구한다.

$$w = \frac{Q_{ST} I_\rho}{B_b E_m} \tag{15}$$

여기서 w = 현장타설말뚝 저부의 침하량

I_ρ = 영향 계수

B_b = 현장타설말뚝의 직경

E_m = 현장 암반의 탄성 계수

그림 2 (Donald et al, 1980)를 이용하여 I_ρ의 값을 구한다.

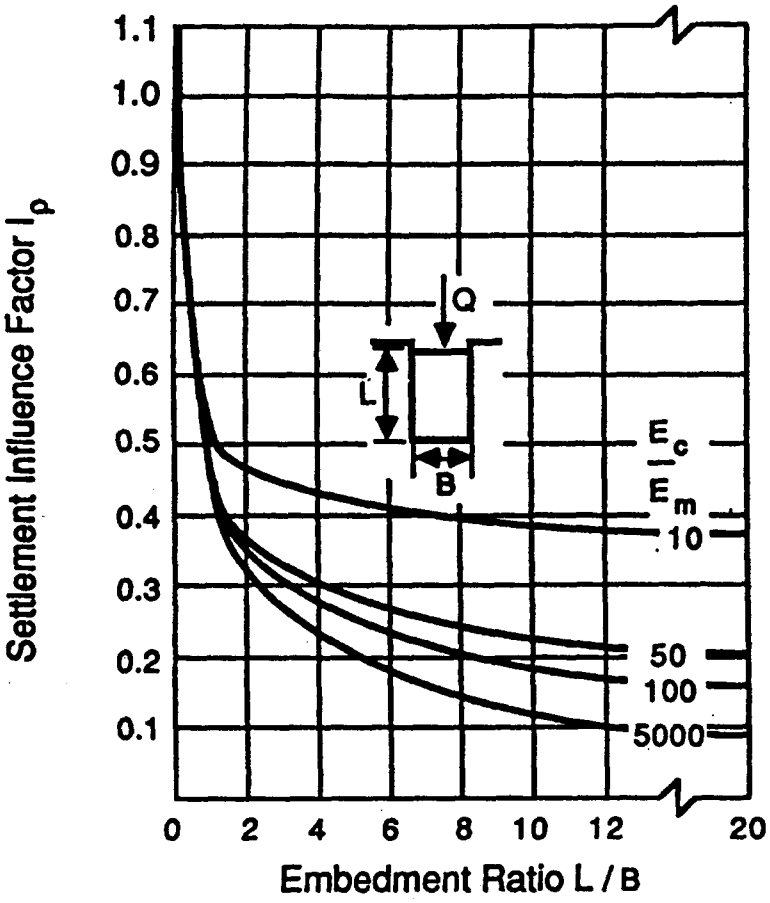

그림 2. 탄성 침하 영향 계수 I_ρ (after Donald, Sloan and Chiu, 1980)

STEP 3. STEP 2에서 계산된 침하량이 약 0.4in보다 작다면 주면 마찰력이 지배적이어서 기초의 저면에 이르는 하중이 거의 없다.

STEP 4. STEP2에서 계산된 침하량이 0.4in보다 크면, 소켓의 접합이 깨지고 선단지지가 중요해진다.

암반에서의 선단지지는 Canadian Geological Society(1978)에서 제안된 다음 식에 의해서 계산된다.

$$q_b = K_{sp} q_u \tag{16}$$

$$K_{sp} = \frac{9 + \frac{3C_s}{B_b}}{10(1 + 300\delta/C_s)^{0.5}} \tag{17}$$

여기서 q_b = 극한 선단 지지력

K_{sp} = 절리의 불연속면에 관계된 경험 계수

q_u = rock cores의 평균 일축압축강도

C_s = 절리의 간격

δ = 개별 절리의 두께

B_b = 소켓의 직경

식 (17)은 절리 간격이 12 in 이상, 절리의 두께가 0.2 in보다 작고 기초의 폭이 12 in보다 큰 경우의 암반에 유용하다.

참고문헌

1. Whitaker, T., and R. W. Cooke (1966), "An investigation of the shaft and base resistance of large bored piles in london city,", Proceedings, Symposium on Large Bored Piles, Institution of Civil Engineers, London, pp.7-49.
2. Reese, L. C., (1978), "Design and construction of drilled shafts," The twelfth Terzaghi Lecture, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings, ASCE, Vol 104, No.GT1, Paper No. 13503, January, pp.91-116.
3. Wilson, N. E. (1964), "Drilled-in caissons used to stabilize a moving foudation," Conference of Deep Foundations, Mexico City
4. Owen, M. J. and L. C. Reese (1982), "The influence of a steel casing on the axial capacity of a drilled shaft," Research Report 255-1F, Report to the Texas State Department of Highways and Public Transportation Center for Transportation Research, Bereau of Engineering Research, the University of Texas at Austin, Austin, Texas, July, 204 pages
5. Skempton, A. W.(1951), "The bearing capacity of clays," Proceedings, Building Research Congress, Division 1, Building Research Congress, London
6. Engeling, D. and L. C. Reese, "Behavior of three instrumented dirlled shafts under short term axial loading," Research report No. 176-3, Project 3-5-72-176, conducted for the Texas Highway Department, in cooperation with the U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, May, 116 pages
7. Horvath, R. G. and T. C. Kenney (1979), "Shaft resistance of rock-socketed drilled piers," Proceedings, Symposium on Deep Foundations, ASCE, Atlanta, Georgia, pp.182-214
8. Carter, J. P. and F. H. Kulhawy (1987), "Analysis and design of foundations socketed into rock," Reserach reprot 1493-4, Geotechnical engineering group, Cornell University, Ithaca, New York, January
9. Donald, I. B., S. W. Sloan, and H. K. Chiu(1980), "Theoretical analyses of rock-socketed piles," Proceedings, International conference on structural foundations on rock, Sydney, Balkema
10. Canadian Geotechnical Society(1978), Canadian foundation engineering manual, Part 2, Shallow foundations, Canadian Geotechnical Society, Montreal, 99 pages
11. 도로교 표준 시방서
12. 도로교 하부 구조 설계 요령(1997)
13. FHWA Drilled Shaft Student Workbook (1988), Publication No. FHWA HI-88-042