

말뚝기초의 연직 방향 극한하중

1. 극한하중의 산정
2. 군말뚝 효과
3. 침하량 산정

김명모

Kim, Myoungmo

서울대학교 지구환경시스템공학부 교수

Professor, The School of Civil, Urban & Geo-Systems Engineering
Seoul National University

말뚝기초의 연직 방향 극한하중

김명모¹⁾ Kim, Myoungmo

¹⁾ 서울대학교 지구환경시스템공학부 교수

Professor, The School of Civil, Urban & Geo-Systems Engineering, Seoul National University

개요(SYNOPSIS)

Ultimate pile capacity

- Point resistance
- Frictional resistance
- Determination of point and frictional resistances from field tests
- Summary of recommendations from design

Group effects

Settlement analysis

Keywords : Pile, Point Resistance, Shaft Resistance, Pile Load Tests, Ultimate Bearing Resistance, Group Piles, Settlements

1. 극한하중의 산정

깊은 기초의 극한하중을 산정하는 기본문제는 다음과 같이 공식화 될 수 있다. 직경 B (그림 1)인 실린더 형태의 샤프트가 물리적 특성들이 알려진 토체내로 깊이 D 만큼 삽입되어 있다. 정적 연직중심하중(Q)이 지반에 전단파괴가 발생할 때까지 말뚝머리 부분에 가해진다. 문제는 이 기초가 지지할 수 있는 극한하중(Q_0)을 결정하는 것이다.

이 문제와 얕은기초의 문제사이에는 확실히 유사성이 있지만, 처음부터 유념해야 할 몇 가지 차이점이 있다. 얕은 기초의 경우, 기초저면아래에 있는 지지지반은, 굴착이나 기초설치, 뒷채움으로 야기되는 지반내 유효응력의 변화가 일어나지 않는 이상 교란되지 않는다. 그러나 깊은 기초의 경우, 기초저면의 아래부분과 윗부분에 존재하는 지지지반은 거의 항상 교란된다. 교란의 정도는 흙의 종류와 기초의 설치방법에 따라 다르다. 천공말뚝(그림 2(a))의 경우, 대부분의 변화는 기초 주변 둘레에서 일어난다. 그곳에서 비교적 좁은 영역의 흙은 오오거링이나 그밖의 다른 방법들에 의해 흙이 제거되기 때문에 재성형 현상을 일으키게 된다. 동시에 시공절차에 따라 기초를 설치하기 전에 약간의 횡방향응력이완이 발생한다.

타입말뚝의 경우, 기초저면 아래와 위에서의 상당한 교란 현상을 피하기란 어렵다. 만약, 주변 흙이 점토(그림 2(b))라면, 말뚝주위로 말뚝직경만큼 떨어진 곳까지의 영역에, 점토의 예민도에 따라 상당한 구조적 변화가 발생할 수 있으며 상당한 전단강도를 상실할 수 있다. 이 전단강도는 시간이 흐름에 따라 부분적으로 혹은 전체적으로 회복된다.

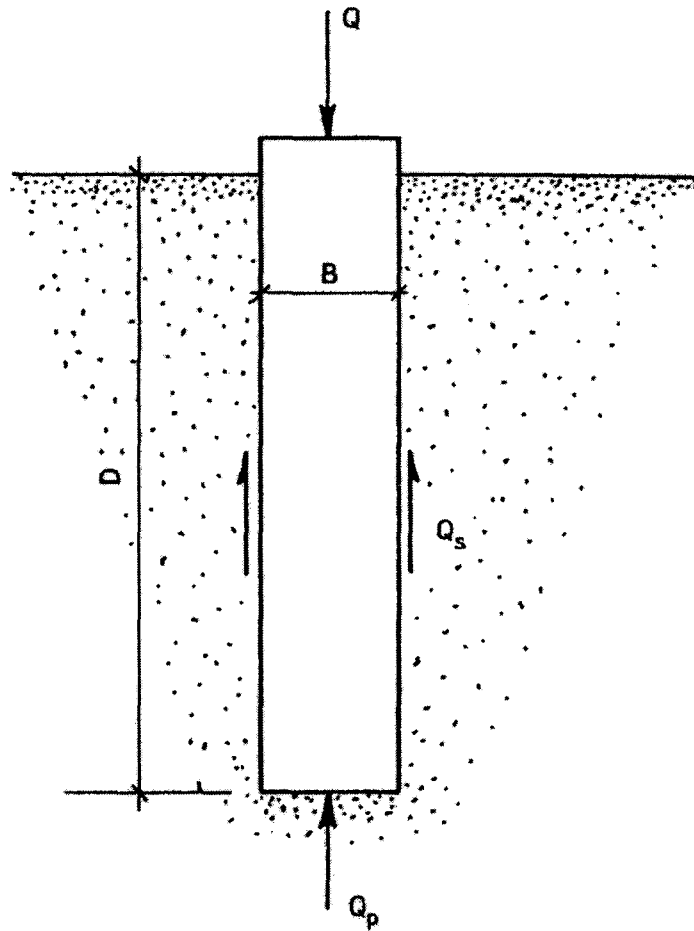


그림 1 깊은 기초의 기본문제

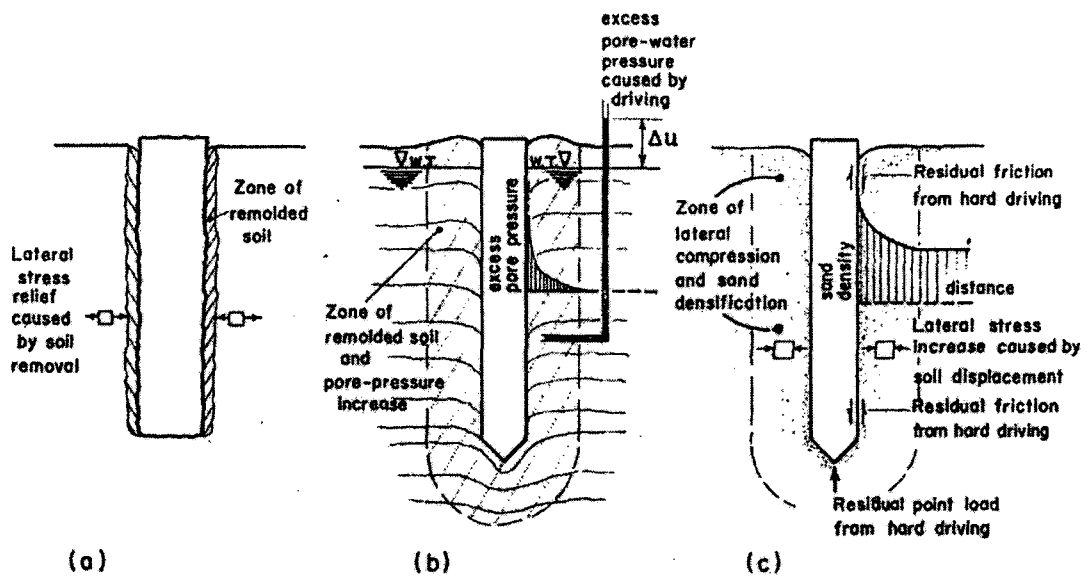


그림 2 토체로 관입될 때의 말뚝의 변위효과

포화된 딱딱한 점토 층에 말뚝이 타입된 경우, 말뚝둘레로 말뚝 지름의 몇 배에 이르는 곳까지 교란이 일어나며 말뚝에 바로 인접한 곳에서는 과거의 응력 이력 효과가 완전히 사라질 뿐만 아니라 2차적으로 구조에 있어서 상당한 변화(균열의 밀폐 등)가 일어난다. 만약 주변의 흙이 점성이 없는 실트나 모래 또는 부분적으로 포화된 점토(그림 (c))인 경우, 말뚝의 타입은 지반을 조밀하게 만드는데, 이러한 조밀화 현상은 말뚝 바로 인접한 곳에서 두드러지고 말뚝주면은 주위로부터 말뚝직경의 1배에서 2배에 이르는 곳까지 서서히 감소한다. 말뚝의 타입과정은 수평지반응력의 증가와 함께 말뚝에 인접한 곳에서 수직응력의 변화를 야기하는데, 이들의 일부분 혹은 모두는, 크리이프의 영향을 받기 쉬운 지반의 이완에 의해 상실될 수 있다. 조밀하고 점성이 없는 지반(모래나 자갈)에서는, 흙입자의 분쇄나 말뚝에 인접한 곳의 조밀화와 더불어 이완현상이 일어날 수 있다. 그런 지반에 있어서는 수직응력 뿐만 아니라 수평하중에 있어서 영구적인 변화가 발생한다. 강한 타입은 말뚝과 흙에 큰 잔류응력을 남겨 둘 수 있는데, 이에 대한 고려는 말뚝-흙체계(그림 2(c))의 거동을 이해하는데 있어서 중요한 것이다. 말뚝은 종종 균말뚝으로 설계되기 때문에 상황이 더 복잡하게 되고 인접하여 설치되는 말뚝의 영향을 항상 잘 이해할 수는 없다. 이런 저런 이유로 해서 고려하고자 하는 문제는 다른 상식적인 토질역학 문제와는 다른 어려움을 내포하고 있다. 문제에 대한 일반해는 아직 유용한 것이 없고 공식화하기에 어려움이 있다.

설계목적상 극한하중은 재래의 방법을 따르면, 주면하중(Q_s)과 선단하중(Q_b)의 두가지 요소로 나누어 질 수 있는데, 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$Q_0 = Q_b + Q_s = q_0 A_b + f_s A_s \quad (1)$$

A_b 와 A_s 는 각각, 기초저면과 주면의 면적을 나타낸다. q_0 와 f_s 는 응력의 단위로 나타낸 저면과 주면의 단위저항이다. 이 단위저항들은 많은 매개변수에 따라 달라지는데, 가장 중요한 것은 강도와 변형특성 그리고 기초의 크기, 형상, 재료특성, 설치방법 등을 포함한 지반의 초기응력상태이다.

기초 저면(A_b)과 주면(A_s)의 지지면적은 정의에 의해 흙과 접촉한 말뚝의 노출부분을 뜻한다. 개단 말뚝이나 H 말뚝과 같은 개량된 말뚝의 경우, 단위저항(q_0 와 f_s)은 말뚝단면의 바깥 주면 사이의 면적으로 정의되는 마찰지지면적(A_b 와 A_s)을 고려하여 나타낸다. 이것은 파이프의 내부나 H 단면의 바깥 플랜지 사이에 충전된 흙의 폐쇄효과에 의해 합리화된다.

확장된 저면(중모양의 피어)을 가지고 있는 말뚝의 경우, 주면의 유효 지지면적은 저면 바로 위의 흙이 오랫동안 아래방향으로 이동함으로써 감소될 수 있다. 비록 실험자료를 통해서 볼 때 이 감소가 중요하다라는 지적은 거의 없지만 몇몇 설계자들은, 저면으로부터 위로 기초저면의 직경까지의 주면 길이는 말뚝주면의 지지면적을 산정함에 있어 배제하는 방법을 추천한다. 그리고 확대된 저면의 측면은 거의 항상 주면 마찰을 계산하는데 있어 무시된다.

1.1 선단지지력

주어진 말뚝에 있어서의 단위저항(q_0 와 f_s)과 흙의 특성들 사이의 관계를 알기 위한 이론이 현재에도 개발 중에 있다. 소성이론에만 근거하여 q_0 를 결정하는 고전적인 이론은 부적당하고 좀더 개선된 선형 또는 비선형 탄성-소성 이론으로 대체되고 있다. 재래의 이론에 의해 q_0 의 해를 잘 알려진 형태로 표현하면 다음과 같다.

$$q_0 = cN_c^* + q_v N_q^* \quad (2)$$

위에서 c 는 가정한 직선 모어 파괴포락선에서의 점착력을 나타내고 q_v 는 기초가 근입된 지반에서의 수직응력을 나타낸다. N_c^* 와 N_q^* 는 무차원의 지지력 계수이고 다음 식과 같이 서로 관련되어 있다.

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \quad (3)$$

위의 식은 일정한 전단저항각(ϕ)에 의해 정의되는 선형 모어 파괴포락선을 다룰 경우 정확하다.

이 주제에 관한 최근의 연구에 의하면 전단저항은 수직 지반응력(q_v)에 의해 지배를 받는 것이 아니라 평균 연직 지반응력(σ_0)에 지배를 받는다는 것은 의심할 여지가 없다. σ_0 와 q_v 의 관계는 다음과 같다.

$$\sigma_0 = \frac{1 + 2K_0}{3} q_v \quad (4)$$

위에서 K_0 는 횡방향 정지토압계수를 나타낸다. 그리하여, 지지력 공식인 식(2)는 다음과 같이 수정된 형태로 사용된다.

$$q_0 = cN_c^* + \sigma_0 N_\sigma \quad (5)$$

위에서 N_c^* 와 N_σ 는 적절한 계수이고 상관정리(식(3))에 의해 서로 관련되어 있으며 σ_0 는 식(4)에 의해 주어진 평균 연직 지반응력을 나타낸다.

N_σ 는 대체로 파괴에 앞서 흙의 변형을 고려한 지반공학해석 방법에 의해 계산될 수 있다. 그러나 N_σ 의 계산은 실제적인 파괴양상에 근거를 두어야 한다. 모형말뚝이나 실제 크기 말뚝을 관찰한 바에 의하면 말뚝선단 아래에는 항상 상당히 압축된 원뿔 형태의 썩기가 존재한다(그림 3).

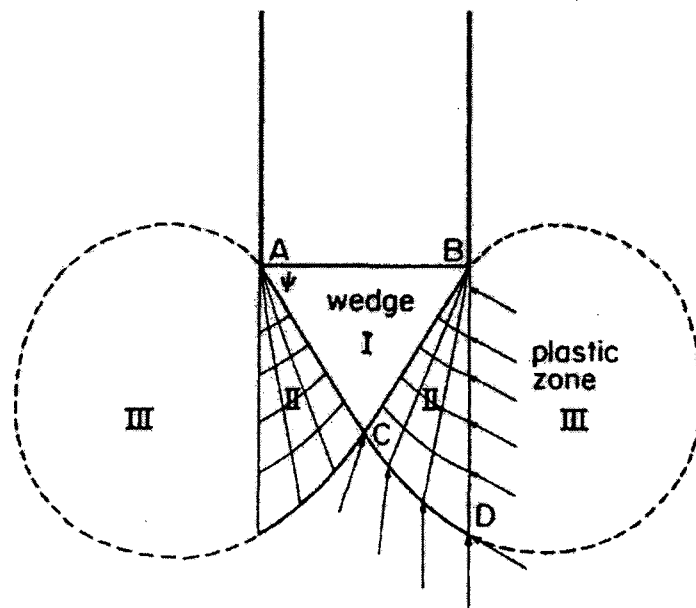


그림 3 말뚝선단 아래에서의 가정한 파괴양상

비교적 느슨한 흙에 있어서 이 썩기는 다른 가시적인 활동면이 생기지 않게 하는 상태로 토체를 관입한다. 그러나 비교적 조밀한 흙에 있어서는 흩썩기 I이 radial-shear zone II를 소성영역 III의 측면으로 밀어붙인다. 그러므로 말뚝의 관입은 영역 I, II 사이에서의 압축뿐만 아니라 원형 링 (BD)을 따른 흩썩기의 횡방향 팽창에 의해 가능해진다. 부드러운 벤토나이트 점토와 조밀한 모래에 있어서의 이런 특성은 그림 4와 그림 5에 나타나 있다.



그림 4 부드러운 점토에 있어서의 모형말뚝의 파괴양상

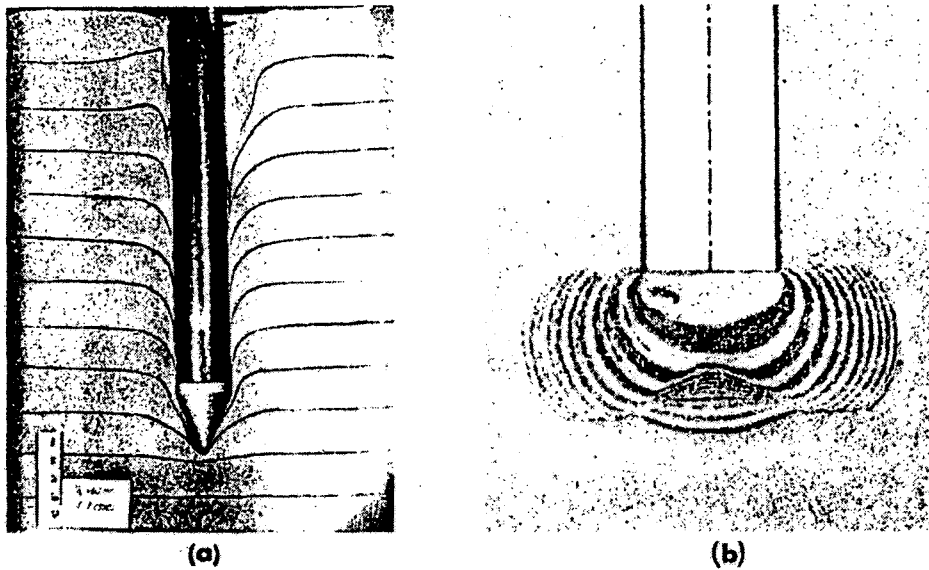
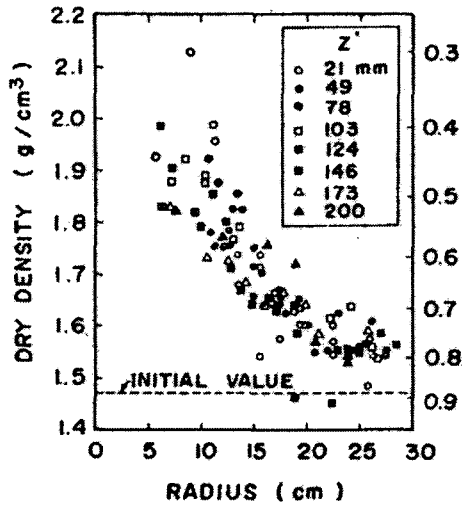
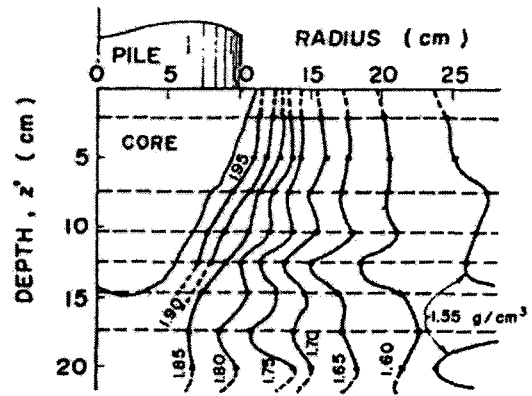


그림 5 조밀한 모래에서의 말뚝선단 아래의 파괴양상

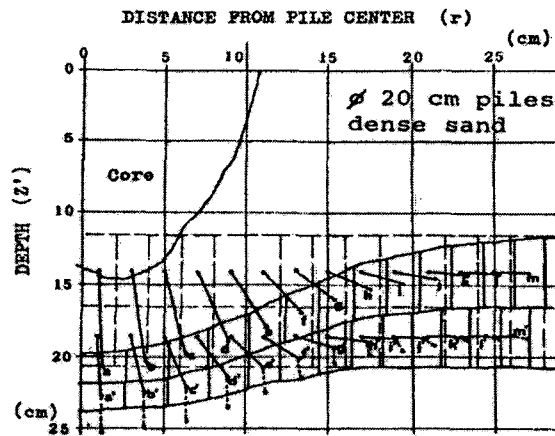
그림 6(b)는 조밀한 모래에 관입된 말뚝 아래에서의 상당히 압축된 썩기의 형태를 보여주고 있는데, 그림 6(a)는 모래의 밀도 변화에 따른 것이고 그림 6(c)는 말뚝선단둘레의 변위양상에 따른 썩기의 형태를 보여주고 있다. 이들 예에서 썩기 I의 기저각도는 ϕ 를 적당한 응력 수준에서의 내부 마찰각으로 본다면 대략 $45^\circ + \phi/2$ 이다. 그러나 썩기의 측면은 오목한 곡률을 가지고, 뾰족한 썩기의 끝 대신에 뿔뿔하고 둥근 선단을 형성하고 있다.



(a)



(b)



(c)

그림 6 썩기의 형태, 모래밀도의 변화, 조밀한 모래에 설치된 지름(ϕ) 20cm 말뚝의 선단아래에서의 변위양상

흙의 전단저항각(ϕ)과 강성지수(rigidity index)(I_{rr})의 함수인 N_σ 값들이 그림 7에 나타나 있다.

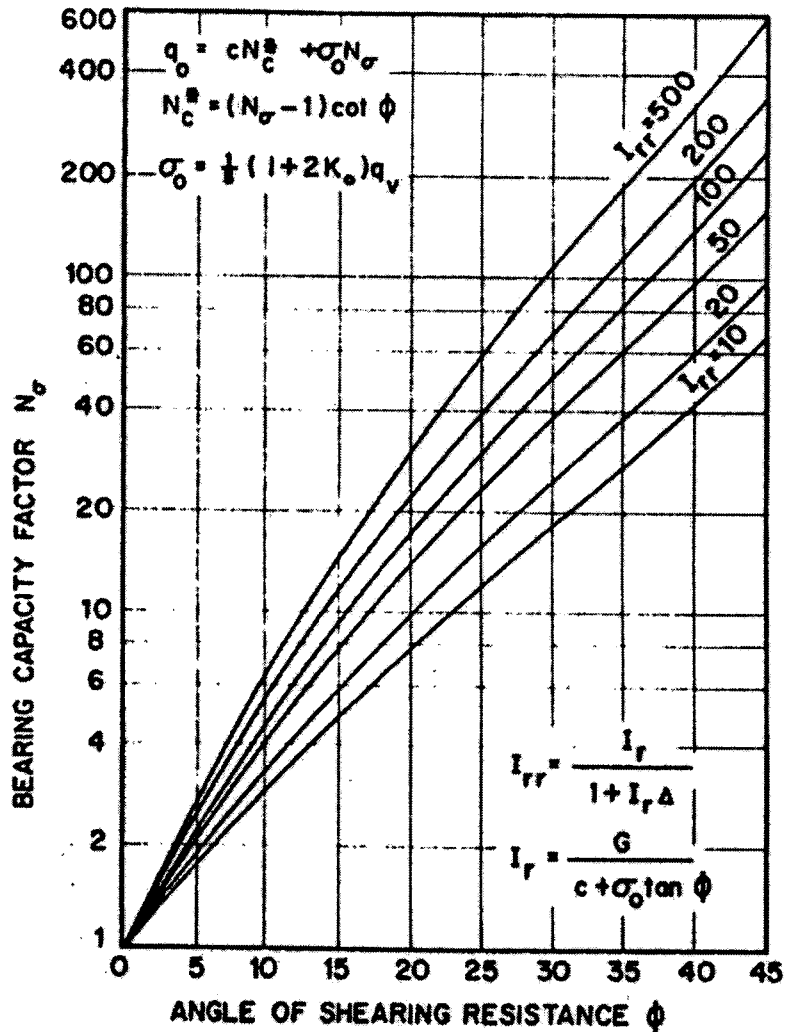


그림 7 I_{rr} 과 ϕ 에 따른 지지력계수 N_σ 의 변화

기존의 이론에서 주어지는 N_q^* 값들과 비교해 볼 때 이 이론들은 q_0 를 식(4)에 의해 주어지는 평균 연직지반응력(σ_0)에 관련된 수직 지반응력(q_v)에 관련되었다는 사실을 명심해야 한다. 식 (2), (4), (5)로부터 다음 사실이 성립한다.

$$N_q^* = \frac{1 + 2K_0}{3} N_\sigma \quad (6)$$

그러므로 예를 들어 K_0 의 범위가 0.4와 2.5 사이일 경우에 기존의 N_q^* 는 $0.6N_\sigma$ 에서 $2N_\sigma$ 에 비교되어진다. 다양한 말뚝조사에서 관측된 N_q^* 실험값들을 재검토한 것이 그림 8과 표 1에 나타나 있다.

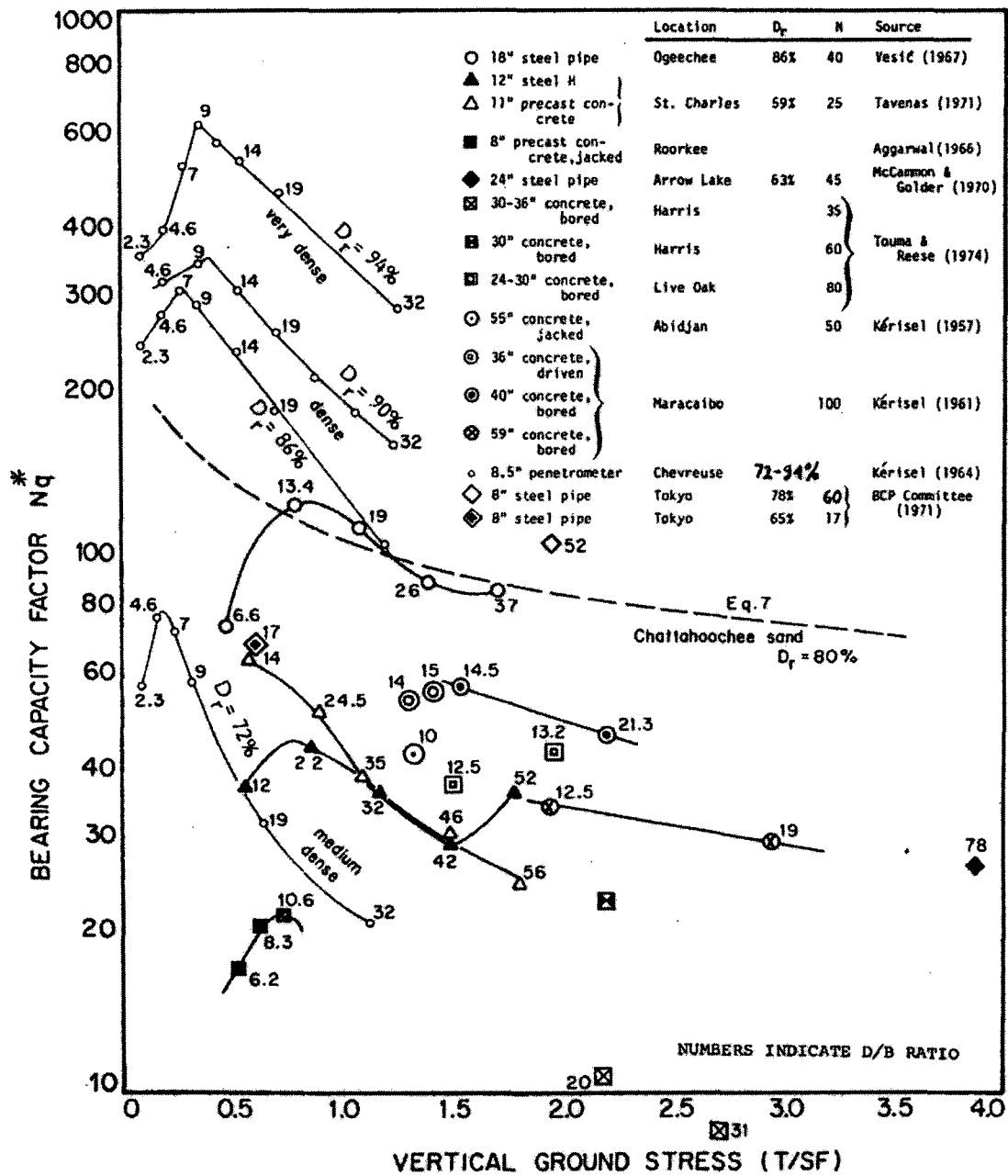


그림 8 모래지반에서의 다양한 조사로부터 얻은 N_q^* 실험값들

표 1 모래에서의 N_q^* 실험값들

모래의 다짐정도	상대밀도(%)	N_q^*	
		타입말뚝	천공말뚝
아주 조밀한 모래	>80	60-200	40-80
조밀한 모래	60-80	40-80	20-40
보통 모래	40-60	25-60	10-30
느슨한 모래	<40	20-30	5-15

자료출처: 그림 8과 다른 기록들. 큰 값들은 짧은 말뚝에 적용된다.

평범한 석영질의 충적된 모래나 해성모래에 설치된 타입말뚝의 N_q^* 값들은 얇은 사각형기초의 그것들을 초과하지 않는다. 그리하여 ϕ 만으로 나타낸 N_q^* 에 대한 훌륭한 근사식은 다음과 같다.

$$N_q^* = (1 + \tan \phi) e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (7)$$

위의 식이나 그림 7에 나타나 있는 도표를 적용함에 있어서 ϕ 값을 파괴시의 말뚝선단 근처에서의 응력수준과 대응시킨다는 것이 필요하다. 밀도가 중간정도에서 조밀한 모래의 경우 이 각들은 보통의 낮은 압력에서 실시된 삼축압축시험으로부터 결정된 ϕ 값들보다 상당히 낮은 값일 수가 있다. 조밀한 모래로 이루어진 균질한 지반에 대한 N_q^* 값들은 ϕ 와 I_{rr} 이 평균 연직응력이 증가함에 따라 감소하듯이 깊이가 증가함에 따라 급격하게 감소한다. 예를 들면 상대밀도가 80%인 Chattahooche sand는 10psi(70kPa)에서 ϕ 값이 45° 이고 I_{rr} 값은 122이다. 같은 모래로서, 1500psi(10MPa)에서 ϕ 값이 32.5° 이고 I_{rr} 값은 10이다. 정규압밀지반에서는 위와 대응하는 N_q^* 값들은 각각 125와 14이다. 이런 관점에서 볼 때 조밀한 모래에 있어서는 깊이에 따른 관입저항의 증가는 선형적이지 않다. 압력에 따라 ϕ 와 I_{rr} 이 변한다는 사실은, 같은 상대깊이에서 말뚝크기가 증가함에 따라 q_0 가 감소한다는 사실로부터 명백해지는, 중요한 크기효과의 원인이다.

1.2 주면마찰 저항력

단위 주면저항(f_s)을 계산하는 이론적 방법은 보통, 흙과 접촉한 강체의 미끄러짐에 대한 저항을 해석하는 그것과 유사하다. f_s 는 두 부분으로 구성되어 있다고 가정한다. 하나는 부착력(c_a)으로서 기초 주면에 작용하는 연직응력(q_s)과는 무관하다. 다른 하나는 마찰성분으로서, 연직응력에 비례한다. 그러므로 기초 주면과 접촉해 있는 특정한 층에서 다음과 같은 식이 성립한다.

$$f_s = c_a + q_s \tan \delta \quad (8)$$

위의 식에서 $\tan \delta$ 는 흙과 말뚝주면사이의 마찰계수를 나타내고 경험적으로 보면 중간정도의 거친 표면의 말뚝에 있어서 유효응력으로 나타낸 재성형된 흙의 마찰계수 $\tan \phi'$ 와 같다고 할 수 있다. 말뚝과 흙 사이의 부착력(c_a)은 보통 작은 값이고 설계 목적상 무시할 수 있다.

주면에 작용하는 연직응력(q_s)은 말뚝을 설치하기 이전의 대응하는 깊이에서, 횡토압계수(K_s)에 의해 유효 수직응력과 관련되어 있다. K_s 는 q_s/q_v 에 의해 정의되며 다음과 같이 표시될 수 있다.

$$f_s = K_s \tan \phi q_v \quad (9)$$

계수 K_s 는 주로 초기 지반응력조건과 말뚝설치 방법의 영향을 받는다. 그러나 K_s 는 또한 말뚝 형태(특히, 아래로 가늘어 지는 경우)와 길이에 영향을 받는다. 천공말뚝 등에 있어서 K_s 는 정지토압계수(K_0)보다 작거나 같다. 강제 H말뚝이나 개단말뚝(open pipes)과 같이 변위량이 작은 타입말뚝의 경우, K_s 는 K_0 보다 다소 크지만 조밀한 모래인 경우에도 1.5배를 넘지 않는다. 모래에 타입된 짧은 고변위 말뚝(high displacement piles)의 경우, K_s 는 수동토압계수, $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$ 만큼 큰 값일 수 있다. 그러나 K_s 의 크기는 관입 깊이가 증가함에 따라 감소하는데, 이것은 그런 말뚝의 선단 근처에서의 유효응력이 같은 깊이에서의 초기 지반응력보다 상당히 작은 값일 수 있다는 사실을 반영한다.

정규압밀된 점토(soft-to-firm clay)에 타입된 말뚝에 있어서 K_s 는 K_0 보다 같거나 약간 크다. 주면 저항은 초기에 그 값이 작을 수 있는데 그것은 말뚝타입시 유발된 간극수압과 그에 따른 유효 상재응력(q_v)의 감소 때문이다. 그러나 간극수압이 소산되고 q_v 가 초기값으로 회복되어감에 따라 많은 점토의 주면저항은 충분한 시간이 경과한 후에 거의 비배수 전단강도(s_u)와 같아진다. 위의 사실에 근거하여 연구자들은 모든 점토에 있어서 주면저항을 비배수 전단강도와 비교하게 되었다. 이러한 비교 결과에 의하면 일반적으로 다음 형태의 식을 사용할 수 있다.

$$f_s = \alpha s_u \quad (10)$$

위의 식에서 α 는 계수로서 말뚝의 종류와 흙의 상태에 따라 0.2에서 1.5의 값을 가진다. 예를 들면, 부드러운 점토나 단단한 점토($s_u \leq 0.5 \text{ ton/ft}^2$)에 대해서는 α 값이 1이라고 제안되고 있다. London clay에 현장 타설된 천공말뚝의 경우, α 값은 아주 짧은 말뚝의 경우 0.3이고 긴 말뚝의 경우 0.6이며 그 평균은 0.45이다. 그림 9는 이런 종류의 비교가 단지 한정된 의미를 나타내고 있음을 보여준다.

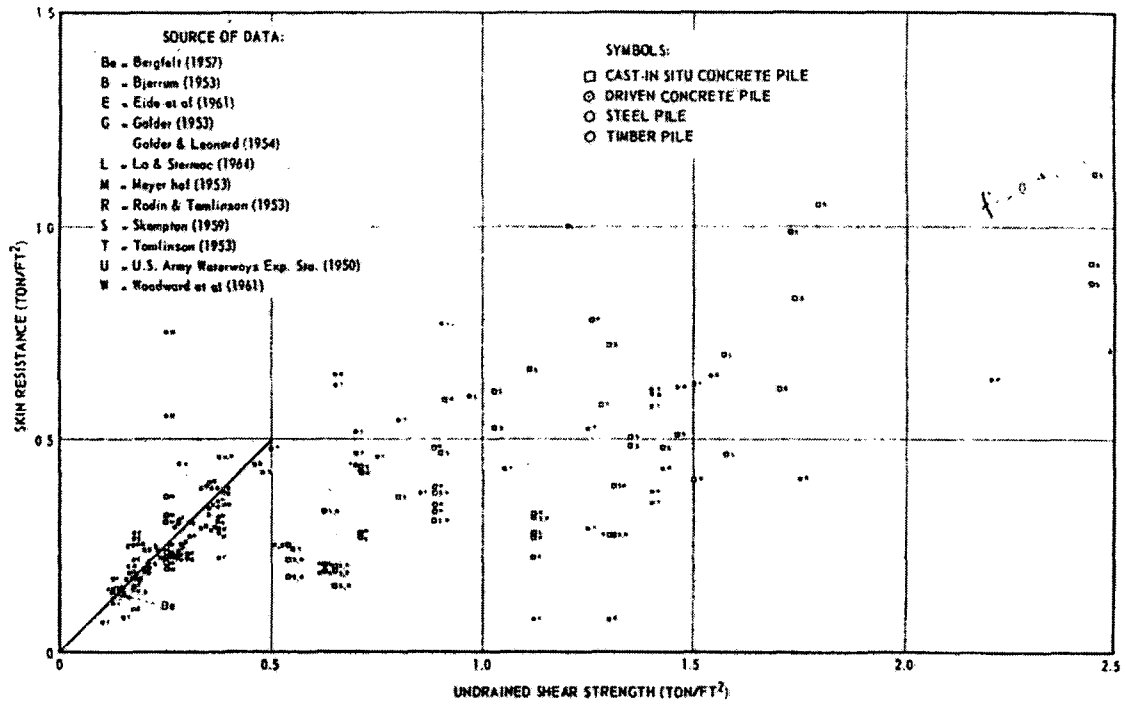


그림 9 점토에 설치된 말뚝의 주면저항과 비배수 강도와의 비교

말뚝의 주면저항은 주면 둘레의 유효응력에 의해 지배된다는 명백한 증거가 있다. 부드러운 점토에 타입된 말뚝에 관한 과거의 연구에 의하면 시간이 경과함에 따라 주면저항이 증가하는 것은 말뚝을 타입하는 과정에서 유발되는 과잉간극수압에 의해 간극수가 수평방향으로 이동하는 것과 관련이 있었다. Soderberg는 점토에 설치된 마찰말뚝의 지지력 증가는 본질적으로 점토의 반지름 방향으로의 압밀에 의한 현상이라고 하였으며 이것은 반지름 방향 확산이론(radial diffusion theory)에 의해 해석할 수 있다. 시간에 따른 저항의 증가는 다음과 같이 정의되는 시간계수(T_h)와 관련지을 수 있다.

$$T_h = \frac{4c_h t}{B^2} \quad (11)$$

위의 식에서 c_h 는 토체의 반지름 방향 압밀계수이며 t 는 말뚝타입후 경과된 시간 그리고, B 는 말뚝의 지름을 나타낸다. 그러므로 말뚝의 지지력을 최대로 발휘시키는데 필요한 시간은 말뚝지름의 제곱에 비례함을 알 수 있다. 이 문제에 관해 유용한 현장자료가 그림 10에 나타나 있는데, 그림10은 또한, 깊은 해성점토 기반에 타입된 두 개의 대구경 말뚝의 시간에 따른 지지력의 증가를 이론적으로 예측하는 것을 보여준다.

Type	Dia.	Length ft.	Soil type	Location	Source
□ steel H	14	{1911 219}	silt	Tappan Zee, N.Y.	Yang 1956
△ steel pipe	6	22	soft clay	San Francisco	Seed & Reese, 1957
▲ steel pipe	12	60	soft clay	Michigan	House 1958
⊙ precast concrete	14	{40 56}	soft boulder clay	Horten Quay	Bjerrum et al., 1958
● steel pipe	24	{242 316 300}	soft to stiff clay	Eugene Island	} McClelland, 1969 Stevens, 1974 --- (theoretical prediction)
○ pipe					

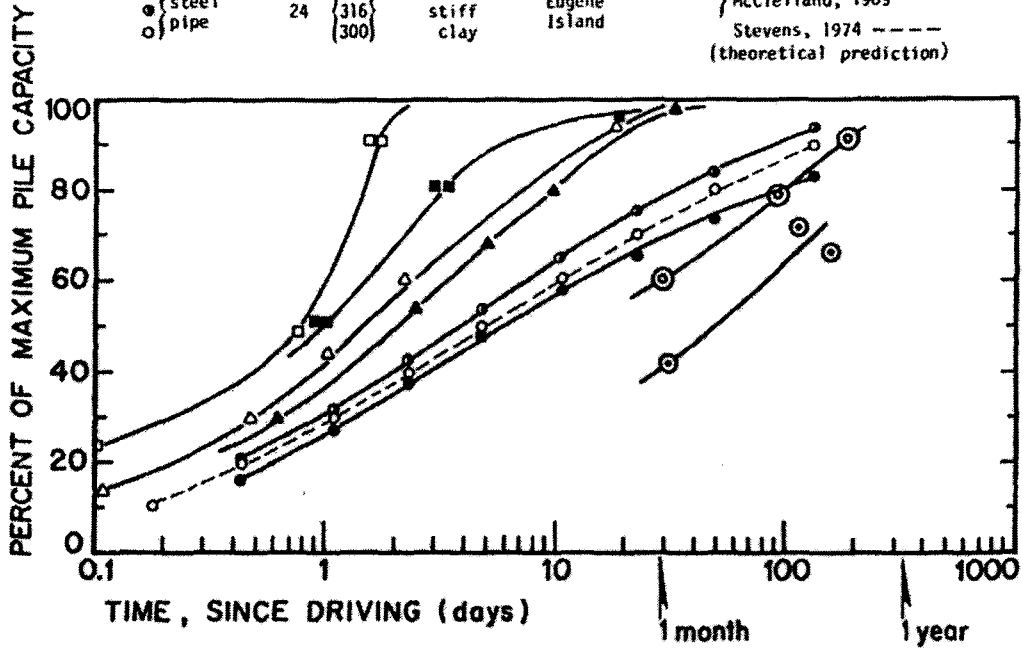


그림 10 점성토에 설치한 마찰말뚝에 있어서 시간에 따른 지지력의 증가를 보여주는 현장자료

소구경 말뚝과 비교해 볼 때 대구경 말뚝의 지지력은 타입된 후 상당한 시간이 경과할 때까지 계속 증가한다는 사실도 알 수 있다. 이것은 하중재하시험을 위해 얼마만큼의 시간을 기다려야 하느냐를 결정하는 데 중요한 것이다. 또한, 그림 10로부터 군말뚝의 지지력 회복은 개개의 말뚝의 그것보다 상당히 느리다는 것을 알 수 있다. 이 사실은 부드러운 점토지반에 설치된 군말뚝의 거동을 해석하는데 있어서 중요한 것이다.

전술한 연구내용이나 관측된 여러 사실들로부터 Chandler와 Vesić는, 점성토 지반에 설치된 말뚝의 주변저항의 변화를 잘 이해하기 위해서는 시험결과를 유효응력과 식(9)로 해석해야 함을 제안하였다. 이런 방식으로 비교하여 부드러운 점토층에 설치된 모든 말뚝의 주변마찰 뿐만 아니라 딱딱하고 단단한 (stiff-to-hard) 점토 지반에 설치된 천공말뚝의 주변마찰을 식(9)로부터 결정할 수 있다는 것을 알 수 있다. 설계목적상, 식(9)는 다음의 단순화된 형태로 표시된다.

$$f_s = N_s q_v \quad (12)$$

위의 식에서 N_s 는 무차원 지지력 계수이며 ϕ 가 변함에 따라 큰 차이를 나타내지 않는다. 횡방향 지반응력 상황에 있어서 주목할 만한 변화를 일으키지 않는 정규압밀 점토에 설치된 말뚝에 있어서는 $K_s = K_0 = 1 - \sin \phi'$ 라고 가정할 수 있고,

$$N_s = (1 - \sin \phi') \tan \phi' \quad (13)$$

로 가정할 수 있다. 위의 식에서 ϕ' 는 배수조건에서의 재성형된 점토의 전단저항각을 나타낸다. 식(13)에서 $15^\circ < \phi' < 30^\circ$ 일 때 N_s 는 0.20에서 0.29사이의 값을 가짐을 알 수 있다.

N_s 의 또다른 표현은, 비록 말뚝주면이 활동면이 되더라도 지반응력의 수직성분(ρ_z)이 말뚝의 타입에 의해 변화되지 않는다고 가정함으로써 다음 식으로부터 유도될 수 있다.

$$N_s = \frac{\sin \phi' \cos \phi'}{1 + \sin^2 \phi'} \quad (14)$$

식(14)에 의한 N_s 값은 식(13)에 의한 N_s 값보다 대략 20%정도 큰 값을 가진다. 그림 11에는 여러 지역에서 실시한 말뚝재하시험으로부터 얻은 N_s 의 실험값들이 나타나 있다.

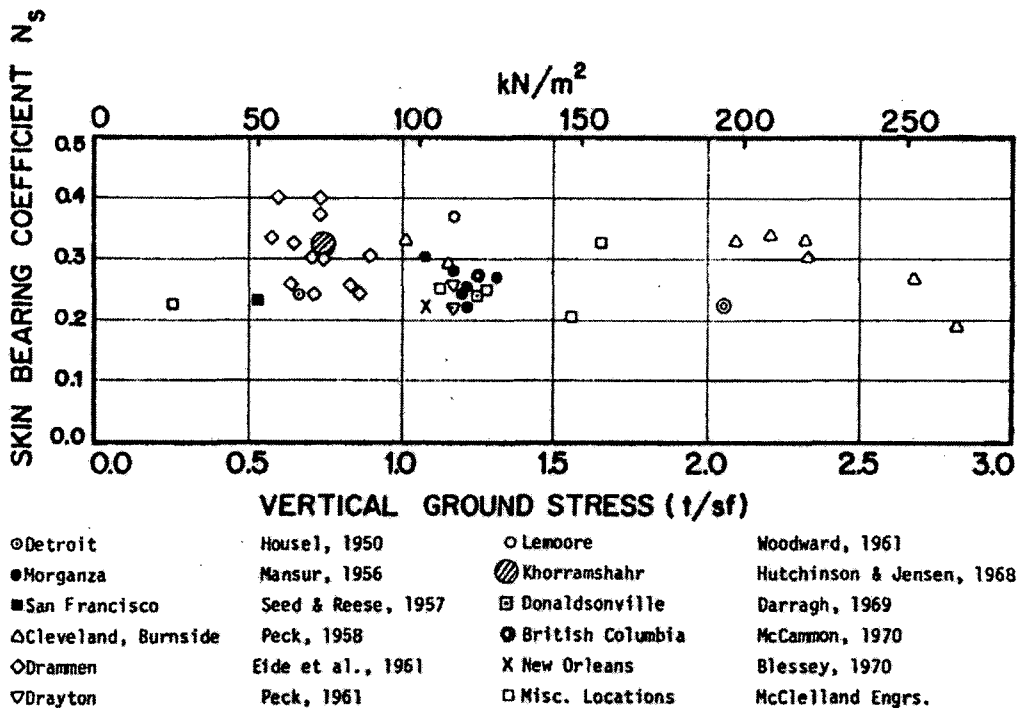


그림 11. 정규압밀 점토지반에서의 주면지지력 계수 N_s 의 관측값

N_s 값은 흙의 종류나 말뚝의 종류에 따라 거의 변하지 않음을 알 수 있고 식(14)나 평균값인 0.29가 예비설계에 제안될 수 있다는 것을 알 수 있다. 다른 비교를 통해서 식(13)이나 평균값 0.24는 인장말뚝이나 부주면마찰에 더 적합하다는 것을 알 수 있다. 정지토압계수(K_0)가 깊이에 따라 변화하는 과압밀 점성토층에 설치된 말뚝의 경우 N_s 값은 말뚝길이에 따라 변하며 다음의 식으로부터 계산된다.

$$N_s = \frac{\tan \phi'}{Dq_{va}} \int_0^D q_v K_0 dz \quad (15)$$

위의 식에서 q_{va} 는 고려하는 말뚝길이(D)에 대한 평균 수직 지반응력이다. London clay의 경우, 식 (15)로부터 얇은 깊이에서의 N_s 값은 1.20정도이며 깊은 깊이에서는 1보다 작은 값을 가진다. London clay에서 실시한 많은 시험으로부터 관측한 N_s 값들을 비교해 놓은 것이 그림 12이다.

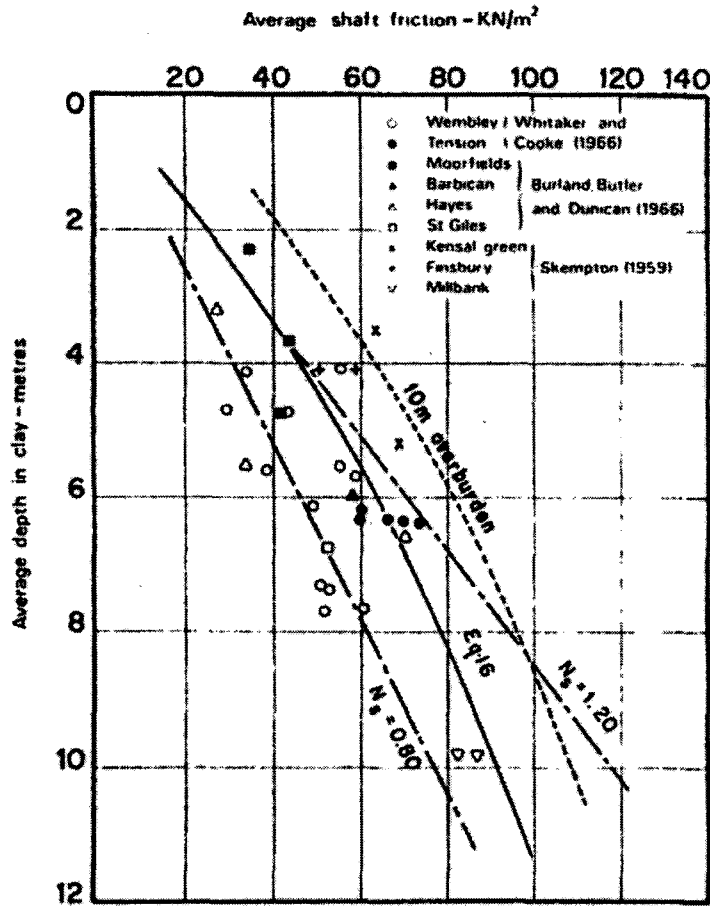


그림 12 London clay에 설치한 천공말뚝으로부터 관측된 N_s 값들

London clay에 대한 시험 결과로 나타난 N_s 값들과 비교해 볼 때, 예비설계를 위한 값으로서 $N_s = 0.8$ 이 적당함을 알 수 있다.

과압밀된 딱딱한 점토지반에 타입이나 압입으로 말뚝을 설치하는 경우, 하중재하시험의 결과에 의하면 일반적으로 N_s 값이 큰데 그 이유는 말뚝주면에 증가된 횡방향 응력이 작용하기 때문이다. 그림 13에는 이러한 말뚝들에 대해 하중재하 시험을 수행하여 얻은 몇몇 유용한 자료들이 나타나있다. 앞에서 언급한 말뚝에 대한 N_s 값은 비교적 짧은 말뚝에 있어서 5정도의 큰 값을 가질 수 있다는 것을 알 수 있다. 그러나 말뚝의 길이에 따른 N_s 값은 상당히 감소하는데 이것은 조밀한 모래(비교의 목적으로 그림 13에 나타내었다)의 경우와 유사하다. 이 감소에 대한 설명은 모래에 설치된 말뚝에 있어서의 경우와 유사하다. 확실히 말뚝 주면을 따르는 응력의 상태는 말뚝의 길이나 횡방향 지반응력에 비례하여 증가하지는 않는다.

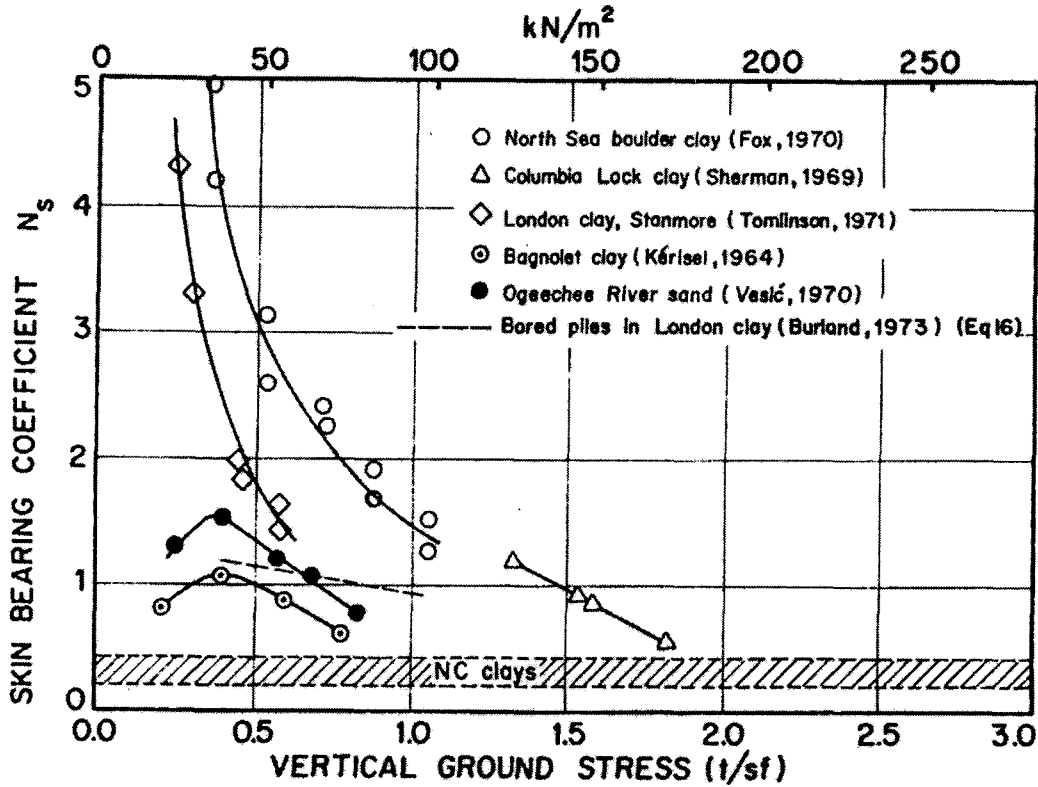


그림 13 과압밀된 딱딱한 지반에 설치한 타입말뚝에서 측정된 N_s 값

유사한 효과를 발생시키는 다른 요소들에는 과압밀된 점토지반에 있어서 깊이가 증가함에 따라 K_0 가 감소하는 것 뿐만 아니라 말뚝주면과 주면 가까이에 있는 점토사이의 틈이 커진다는 사실을 포함한다. 이 요소들을 조합한 효과는 특정한 말뚝길이를 초과할 경우 거의 일정한 주면저항(f_s)이 작용하도록 한다. 이런 이유로 비록, 식(10)에서 계수 α 는 말뚝의 길이가 증가함에 따라 감소하지만 f_s 를 경험적으로 점토의 비배수 전단강도(식(10))와 관련지우는게 더 쉽다. 그러나 여러 지반에 있어서의 α 값의 변화에 대한 설명은 유효응력해석과 식(9)와 같은 표현들에 근거하여야 한다. 그 이유는 딱딱한 점토층에 설치된 말뚝의 거동은 마찰과 관련된 것이며 기본적으로 조밀한 모래지반에 설치한 말뚝과 유사하기 때문이다.

아주 조밀한 모래에 설치된 타입말뚝의 경우 측정된 N_s 값들은 딱딱한 점토지반에 설치된 말뚝에서 측정된 값들과 유사하며 아주 짧은 말뚝의 경우 약 2의 값을 가지는 것에서부터 아주 긴 말뚝의 경우 0.4의 값을 가진다. 느슨한 모래지반에서는 N_s 값이 0.1정도이며 말뚝길이가 증가함에 따라 뚜렷한 감소는 더 이상 발생하지 않는다. 밀도가 보통이거나 조밀한 모래지반에 설치한 말뚝들로부터 얻은 유용한 시험결과에서, 말뚝이 모래층을 어느 정도 관입한 후에는 주어진 지반에서의 초기 모래밀도와 지반의 과압밀비만의 함수인 f_s 의 값이 거의 일정한 극한값에 이른다. Georgia 주의 세가지 모래에 대한 시험에서 다음과 같은 f_s 값을 얻었다.

$$\text{타입말뚝의 경우} \quad : f_s = (0.08) (10)^{1.5D_t} \quad (16)$$

$$\text{천공 혹은 압입말뚝의 경우} \quad : f_s = (0.025) (10)^{1.5D_t} \quad (17)$$

위의 식에서 f_s 는 tons/ft^2 으로 나타낸 단위 주면저항이고, D_r 은 모래지반의 상대밀도이다. 다른 여러 가지 모래지반에 대한 연구에 의하면 식(16)과 식(17)은 더 낮은 극한값을 나타내고 기록된 자료의 평균은 거의 1.5배 더 크게 나타난다(그림14참조). 또한, 짧고 아래로 가늘어지는 말뚝의 경우 f_s 의 값이 1.8배 더 크다는 게 보고되고 있다. 실린더 형태의 말뚝의 경우 f_s 의 값은 깊이가 증가함에 따라 어느 정도까지 계속 증가하며, 아래로 가늘어지는 말뚝의 경우, N_s 값이 깊이가 증가함에 따라 실린더형 말뚝의 경우만큼 빨리 감소하는지의 여부가 불확실한 상태로 남아있다.

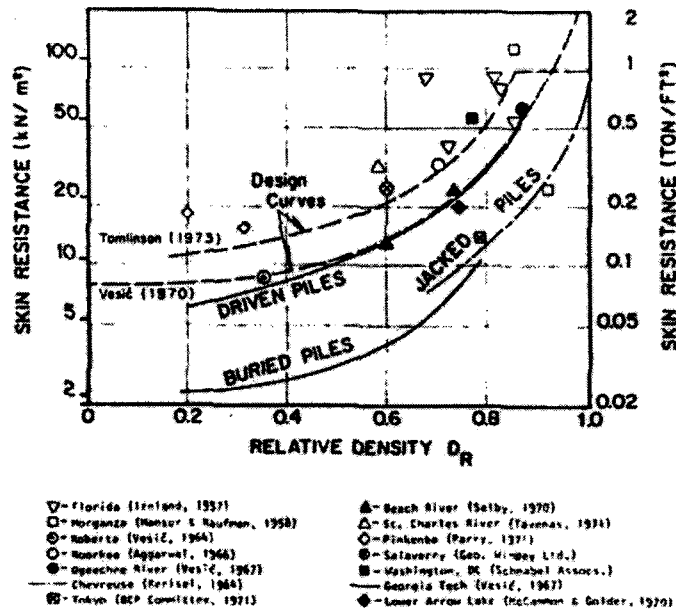


그림 14 모래지반에 설치한 말뚝에서의 상대밀도에 대한 주면저항의 변화

이 주제에 관한 가장 최근의 연구에 의하면 평균 연직응력 σ_0 가 증가함에 따라 국부적으로 측정된 f_s 가 점차적으로 증가한다는 사실을 주목해야 한다. 그러므로 식(12)의 주면지지력 공식은 다음과 같이 다시 나타낼 수 있다.

$$f_s = N_s' \sigma_0 \quad (18)$$

위의 식에서 N_s' 은 무차원량의 주면 지지력계수를 나타내며 K_0 에 관계가 없다.

N_s' 에 관한 실험자료가 아직 부족한데 그 이유는 어떤 하중재하 시험도 식(18)의 향으로 표시되지 않기 때문이다. 그림 11과 그림 12에 나타난 점토지반에 설치된 말뚝에 대한 시험자료가 정규압밀점토와 과압밀점토에 대하여 각각 0.35에서 0.5에 이르는 하나의 N_s' 범위를 정의하고 있다는 사실은 흥미로운 것이다.

1.3 현장시험에 의한 극한연직하중의 결정

식(5)와 식(18)에 의해 말뚝에 대한 선단저항과 주면저항을 결정하는 데에는 말뚝에 작용하는 하중을 전달하는 것과 관련된 토층의 강도와 변형특성에 대한 상세한 지식뿐만 아니라 토층사이에 있어서의 밀도와 함수비 변화에 대한 지식이 필요하다. 토체로부터 필요한 수의 시료를 채취하는 것과 설계에 필요한 흙의 특성들을 결정하기 위해 적당한 실험실 시험을 하는데는 그 비용이 많이 드는 경우가 많고 비교적 균등한 지반상황에 대한 아주 중요한 구조물의 경우 외에는 제대로 비용을 결정하기가 어렵다. 다른 모든 상황에 있어서 정적 혹은 동적 관입계나 압력계와 같은 기구를 사용한 현장 관입시험이나 팽창시험으로부터 직접 단위저항 q_0 와 f_s 를 결정하는 것이 유리할 수도 있다. 위에서 언급한 시험법 중에 가장 신뢰할 만한 것은 정적 콘관입시험이며 시험기로는 재래식(화란식)관입시험기나 현대적 관입시험기(friction sleeve or electric penetrometer)등이 있다. 정적 콘관입시험기는 모두 본질적으로 지름이 1.4인치(35mm)이며 콘 선단부분의 각도가 60° 인 압입식 말뚝이다. 이 콘관입시험기는 처음에는 화란과 벨기에에서 사용되다가 후에 전세계적으로 사용되기 시작했다. 콘관입시험기로부터 얻은 광범위한 경험에 의하면 크기효과(scale effect)를 고려해 볼 때, 콘 선단저항(q_c)은 말뚝의 선단저항(q_0)과 같다.

$$q_c \approx q_0 \quad (19)$$

작은 관입계로 시험하여 얻은 관입곡선을 근거로 하여 큰 말뚝의 저항을 정확히 평가하는 일관성 있는 방법이 DeBeer에 의해 개발되어 왔다. Ogeechee River의 시험지반에서 얻은 경험을 바탕으로 말뚝의 저항을 평가한 예가 그림 15에 나타나 있다.

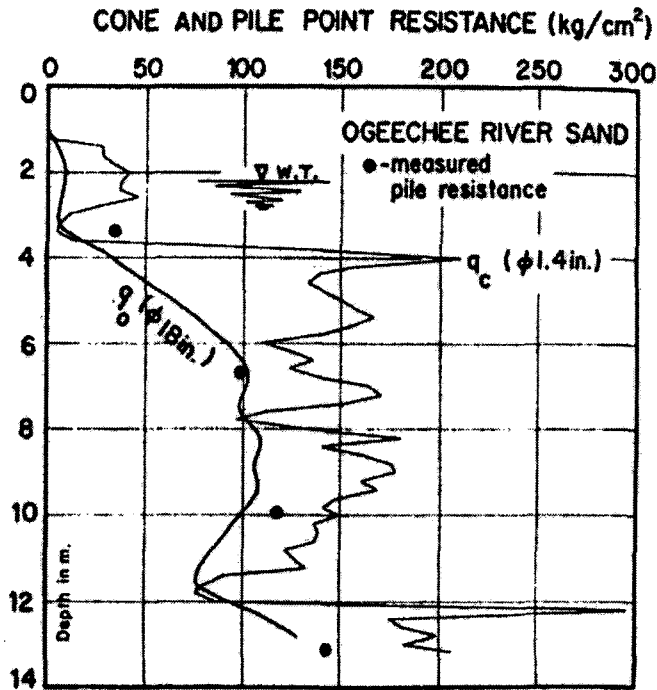


그림 15 정적 관입시험의 결과로부터 직경이 18인치(450mm)인 말뚝의 선단저항 결정

정적 관입시험으로부터 얻은 경험에 의하면 상당히 예민한 점토 외에는 마찰투관 관입계(friction sleeve penetrometer) 또는 전자 관입계의 주면저항 (f_s)은 타입말뚝의 그것과 같으며 반면에 재래의 화란식 콘의 평균 주면저항은 타입말뚝의 주면마찰의 1/2의 값일 수 있다. 주면저항을 현장에서 측정할 때의 불확실성을 고려하여 많은 기술자들은, 다음의 관계식을 이용하여 측정된 콘 선단저항으로부터 말뚝의 주면저항을 평가하는 방법을 선호한다.

$$f_s = \rho q_0 \quad (20)$$

위의 식에서 ρ 는 무차원값으로서 마찰비(friction ratio)라 불리는 백분율로 나타내어진다. 이 값은 흙의 종류와 역학적 특성들, 특히 ϕ 와 I_{rr} 에 따라 달라진다. 예를 들어, 다양한 지반에 설치한 말뚝에 대한 시험에 의하면 다음과 같이 전단저항각(ϕ)(전응력의 향으로 표시한)과의 관련 식으로 나타낼 수 있다.

$$\rho = (0.11)(10)^{-1.3 \tan \phi} \quad (21)$$

이와 비슷하게, 몇몇 모래지반에서 70psi(500 kPa)의 압력으로 관입시험한 결과로부터 다음과 같은 강도지수(rigid index) I_{rr} 과의 직접적인 상관식을 제안할 수 있다.

$$\rho = \frac{3}{I_{rr}} \quad (22)$$

조밀한 모래지반의 천공말뚝의 경우 ρ 값은 식 (21) 또는 식 (22)에 의한 값의 약 1/3정도의 낮은 값을 가진다.

q_0 와 f_s 에 대한 이론적 표현에 근거하여 식 (21)과 식 (22)과 같은 상관관계의 존재를 설명할 수 있지만 상관 식들을 사용할 때에는 주의를 기울여야 하고 새로운 상황에 대한 검증을 거친 후에야 사용하도록 해야 한다.

상당히 큰 신뢰성에도 불구하고 정적 콘관입시험은 미국 북부지역에서는 광범위하게 사용되지 않는 데, 정적 콘관입시험이 딱딱한 토층이나 연암을 포함하는 흙의 성상에서는 어느 정도 사용이 어렵기 때문이며 주된 이유는 스플릿 샘플링 스푼(split sampling spoon)을 사용하는 표준관입시험이 비록, 조잡하고 때로는 비경제적이지만 안전한 설계를 하는데 있어서 오랫동안 명성을 지켜왔기 때문이다. 표준관입시험이란 30인치(760mm)높이에서 140lb (64kg)의 해머로 시험기를 타입하여 표준 스푼이 1피트(300mm)관입하는데 필요한 타격횟수(N)를 측정하는 것이다. 경험에 의하면 타입말뚝의 선단저항 q_0 (ton / ft²)는 다음 식과 같이 N 값과 관련되어 있다.

$$q_0 = \beta \bar{N} \quad (23)$$

위의 식에서 $N \leq 15$ 일 때는 $\bar{N} = N$ 이며 $N > 15$ 일 때는 $\bar{N} = 15 + 1/2(N - 15)$ 이다. 계수 β 는 흙의 종류, 응력수준, 그 밖의 여러 가능한 요소들에 영향을 받는다. Meyerhof는 포화된 점토에 있어서는 $\beta = 2$, 모래에 있어서는 $\beta = 4$ 의 값을 제안하였다. 이후의 연구에 의하여 β 의 값은 흙의 특성들

과 평균 연직응력수준에 따라 변한다는 것이 밝혀졌다. 느슨한 세립질의 모래에 있어서의 말뚝의 경우를 제외하고는 위에서 언급한 β 의 값들은 말뚝설계를 위한 최소 안전 값을 나타낸다. 밀도가 중간정도인 운모질 실트와 같은 흙에서는 2에서 3사이의 β 값이 보고되고 있다. 주면저항(f_s)과 N 값 사이의 직접적인 관련 식이 제안되고 있지만 ρ 의 값을 결정하여 식 (20)을 이용하는 것이 더 낫다.

표준관입시험은 그 시험의 조잡함과 부정확성 때문에 자주 비판을 받는다. 시험방법상의 오차와 해머의 자유낙하를 조절하는데 있어서 시험기를 작동하는 사람의 주의부족으로 인하여 같은 지반에 있어서 상당히 다른 결과를 낼 수 있다.

동역학적 충격에 의해 액화현상이 일어날 수 있는 부드럽고 압축성이 큰 지반이거나 스펀의 충격에 의해 토립자가 분쇄되기 쉬운 조립토의 경우 타격회수는 정적하중재하를 받는 흙의 실제 지지력과 강성을 대표하지 못하는 경우가 빈번하다. 현재로서는 이 시험의 결과를 설계에 사용하기 위해 시험 해머의 자유낙하를 일정하게 하는 매커니즘을 제대로 규명하는 것이 꼭 필요하다.

특정한 지역에서 광범위하게 사용되는 압력계시험은 보링공내의 수직 실린더형 셀을 횡방향으로 팽창시키는데 필요한 극한 압력(p_u)을 측정하는 것이다. 말뚝선단 아래에 생기는 전형적인 파괴양상(그림 3)을 고려해 볼 때 말뚝선단저항(q_0)을 다음의 식에 의해 p_u 와 관련지을 수 있다.

$$q_0 = \lambda p_u \quad (24)$$

위의 식에서 λ 는 응력 전이계수 (stress-transfer factor)이다. 식 (5)과 식 (6)에 의해 q_0 를 얻고 q_u 가 실린더형 공동에 있어서의 극한 압력과 같다고 가정하여 식 (24)에 의해 λ 의 이론적인 값을 얻을 수 있다. 계산에 의하면 $\phi = 0$ (비배수 조건)일 때 λ 가 약 2의 값을 갖는다는 것을 보여주고 있다. $c = 0$ (비점성토)일 때의 λ 의 값은 그림 16과 같이 ϕ 와 I_{rr} 이 증가함에 따라 증가한다.

이 값들은 현장에서 측정된 값들에 상당히 가깝다. 주면저항은 ρ 값을 결정한 다음 식 (20)을 사용함으로써 얻을 수 있다.

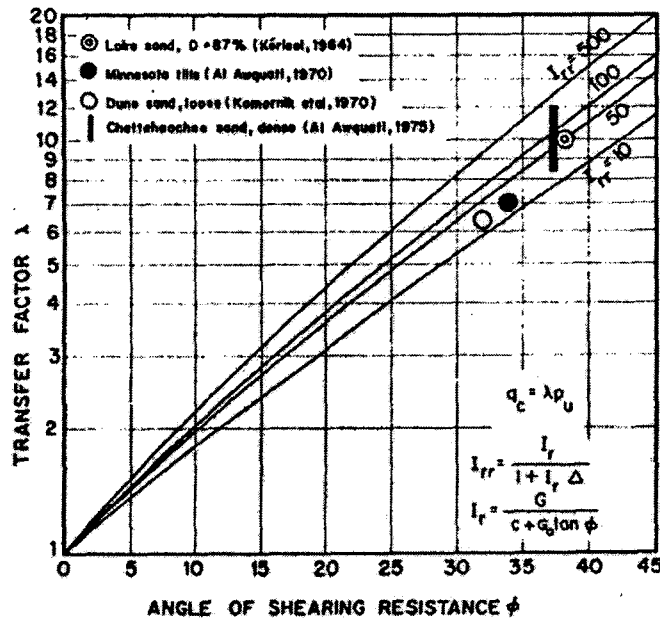


그림 16 비점성토에 대한 전이계수 λ ($\lambda = q_0/p_u$)

압력계 시험의 주된 이점은 시험을 하는 과정에서 지반 내에 생기는 응력상황들을 명백히 알 수 있다는 것이다. 압력계 시험을 통해 다른 어떤 현장시험에서도 불가능한 흙의 응력-변형률관계와 강도 특성을 직접 결정할 수 있다. 교란된 흙에서 시험을 할 때의 불리한 점은 셀프 보어링(self-boring)탐침을 사용함으로써 제거될 수 있는데, 이것은 거의 모든 문제에 대한 완전한 지반해석을 위해 필요한 횡방향 지반응력을 결정할 수 있게 한다. 말뚝의 지지력을 결정하는 관계식은 정적콘을 이용하는 것(식 (19))이 압력계시험을 이용한 것보다 더 직접적이다. 그러나 압력계시험에 의한 응력을 받는 흙의 영역이 정적콘시험의 그것보다 훨씬 더 크기 때문에 크기효과를 더 직접적으로 고려해야 한다.

1.4 극한하중 산정방법의 요약

지지층의 강도와 변형특성을 신뢰성 있게 결정할 수 있는, 상당히 규칙적인 흙의 성상을 가진 지반에서의 말뚝의 극한 선단저항은 식 (5)이나 식 (2)에 의해 계산될 수 있고 극한주면저항은 식 (12)에 의해 계산될 수 있다. 정규압밀지반에 타입된 말뚝의 경우 지지력계수 (N_q)는 식 (14)로부터 결정될 수 있다. 과압밀된 점토지반에서의 천공말뚝이나 타입말뚝의 경우 그림 13이나 식 (10) ($\alpha = 0.45$)을 설계지침으로 사용할 수 있다. 모래지반에 있어서의 말뚝의 경우, 주면저항은 그림 14를 지침으로 하여 상대밀도와 관련지을 수 있다. 상대밀도를 잘 알 경우에는 모래지반에서의 N_q^* 의 지침으로서 그림 8이나 표 1을 이용할 수 있다.

대부분의 실제적 상황에 있어서는 말뚝의 선단저항과 주면저항을 현장시험으로부터 직접 결정하는 것이 유리할 수 있다. 현장시험에는 정적(화란식)콘 시험, 표준관입시험, 압력계시험등이 있다. 크기효과를 고려해 볼 때 정적콘은 선단저항과 주면저항을 직접적으로 측정하는 기구이다. 표준관입시험에서의 타격횟수는 식 (23)과 같은 경험식에 의해 말뚝 선단저항과 주면저항에 관련되어 있으며 압력계 시험에서의 극한압력은 반경험적인 관계식(식 (24))에 의해 말뚝의 선단저항과 관계되어 있다.

2. 군말뚝 효과

앞에서는 주로 개개의 말뚝에 있어서의 지지력과 침하량을 다루었다. 그러나 말뚝기초는 주로 조밀한 간격의 말뚝들을 횡단보(crossbeam)나 트러스형태의 구조 또는 겹으로 연결한 말뚝군으로 시공된다(그림 17).

깊은 보통 보강콘크리트 블록으로서 될 수 있는 한 개개의 말뚝에 하중을 균등하게 분포시킬 수 있도록 적절히 설계되어야 한다. 횡단보는 흙으로부터 나온 기둥과 같은 말뚝들을 포함하는 구조체의 일부로서 흙과 접촉하지 않고 겹의 기능과 유사한 기능을 한다. 트러스형태 구조는 보통 기둥과 같이 말뚝에 갖다대는 강철부재로 만들어지는데 횡방향 하중을 받는 군말뚝에 있어서의 모든 말뚝에 생기는 절점 작용(joint action)을 확실히 하기 위해 설계된다.

말뚝의 간격은 많은 실제적인 고려사항과 더불어 안정성과 경제성을 고려해서 결정된다.

이상적으로는 군말뚝의 지지력이 개개의 말뚝의 지지력의 합보다 적지 않도록 말뚝을 배치해야 한다.

이것을 충족시키려면 말뚝군의 바깥주변이 개개의 말뚝주변의 합보다 크거나 같아야 한다. (그림

(17)에서 점선으로 표시된 부분). 간단한 계산에 의하면 이 요구조건은 말뚝의 상대적 간격(s/B)이 사각형 말뚝의 경우 $\sqrt{n} + 1$ 보다 클 때, 원형말뚝의 경우 $0.785(\sqrt{n} + 1)$ 보다 클 때 충족된다. n 은 말뚝군을 구성하는 말뚝의 개수를 나타낸다. 그러나 말뚝군을 구성하는 말뚝이 9개보다 많은 경우에는

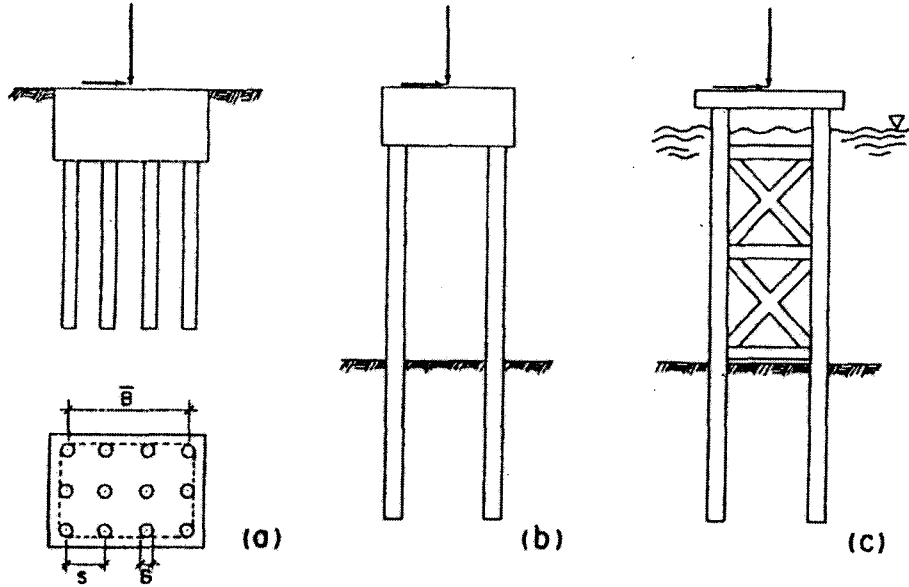


그림 17 전형적인 군말뚝 모양

말뚝의 간격이 말뚝지름의 4배보다 커야 하는데 이 경우는 보통 비경제적이기 때문에 잘 사용되지 않는다. 또 한편으로는 흙이 교란되는 정도를 감소시킴과 더불어 말뚝을 위치시키고 정렬시킬 때 생기는 오차를 참작하기 위해 말뚝의 최소간격은 말뚝지름의 2.5배가 되어야 한다. 최적의 말뚝간격은 보통 $3d$ 에서 $3.5d$ 의 범위 내에서 선택된다.

말뚝의 간격문제가 결정되면 군말뚝의 설계에서 직면하게 되는 중요한 문제들은 개개의 기초에 있어서의 문제들과 같게 된다 즉, 말뚝군의 극한하중 (\bar{Q}_0)은 무엇이고 작용하중하(Q)에서 말뚝군의 침하량 (\bar{w})은 어떻게 예측될 수 있는가 하는 문제들이다. 말뚝군의 극한하중이 보통 개개의 말뚝의 극한하중의 합 $\sum Q_0$ 와 다르다는 사실은 잘 알려져 있다.

다음에 나타낸 계수는 군 효율이라 불리는 것으로 흙의 종류, 말뚝의 크기와 형상, 말뚝의 간격과 상대적 길이 그리고 시공방법에 영향을 받는다.

$$\eta_g = \frac{\bar{Q}_0}{\sum Q_0} \quad (25)$$

또한, 군말뚝의 침하량(\bar{w})은 보통 같은 비교 작용하중하에서의 단말뚝의 침하량보다 더 크다. 일반적으로

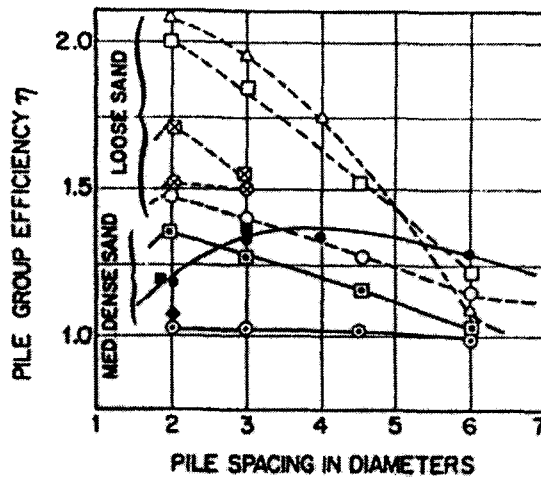
$$\bar{w} = \zeta_g w \quad (26)$$

위의 식에서 ζ_g 는 군 침하계수이다. 이 계수도 또한 흙의 종류와 전체 흙의 성상 그리고 군말뚝의 크기와 형상, 시공방법과 같은 많은 매개변수들에 영향을 받는다.

현재까지는 군말뚝의 지지력에 관해서 받아들일 만한 합리적인 이론이 없다. 과거에는 Feld 또는 Converse-Labarre법칙과 같은 많은 경험적인 “효율식”들이 제안되었고 사용되어졌다. 이들 식에 대하여 많은 검토를 해 본 결과 모두의 경우에 있어서 효율이 1보다 작았다.

Terzaghi와 Peck은 군말뚝의 지지력이 군말뚝의 외부주변에 의해 정의되는 블록기초의 그것보다 클 수 없다는 것을 제안했다. 이 개념은 일반화되어 어떤 군말뚝의 지지력은, 말뚝군의 바깥주변을 따른 주변저항과 그 주변에 의해 정의되는 가상적이 기초저면의 저항을 합하여 계산될 수 있다는 것이 제안되었다. 이런 식으로 하면 모래지반에 있는 군말뚝에 있어서는 효율이 1보다 크게 된다.

실체크기 말뚝군의 실제적인 지지력에 관해, 잘 정리된 정보들은 극히 적다. 점토지반에 설치한 군말뚝에 대한 실체크기시험이 보고된 경우는 5개 밖에 알려져 있지 않으며 모든 경우에 효율은 거의 1과 같았다. 모래지반에 설치한 실체크기 말뚝에 대한 6개의 조사내용이 문헌에 나타나 있는데 그림 18에 나타나 있듯이 모두의 경우에 있어서 효율은 1보다 컸다.



SYMBOL	NO. OF PILES IN GROUP	PILE DIAMETER	PENETRATION IN BEARING STRATUM(DIA)	SOIL TYPE	SOURCE
△	4	6"	20	LOOSE SAND	KÉZDI (1957)
●	4	4"	15	MED. DENSE SAND	VEŠIĆ (1968)
◆	4	6"	3	DENSE SAND OVERLAIN BY LOOSE SAND	VEŠIĆ (1968)
○	4	1.4"	15	LOOSE SAND	TEJCHMAN (1973)
□	9	1.4"	15	LOOSE SAND	TEJCHMAN (1973)
⊙	4	1.4"	15	MED. DENSE SAND	TEJCHMAN (1973)
⊗	9	1.4"	15	MED. DENSE SAND	TEJCHMAN (1973)
⊕	4	12"	20	LOOSE SAND	KISHIDA (1967)

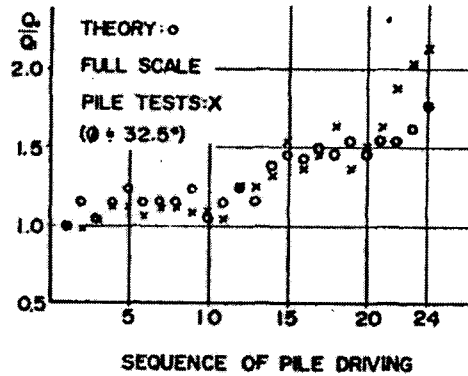
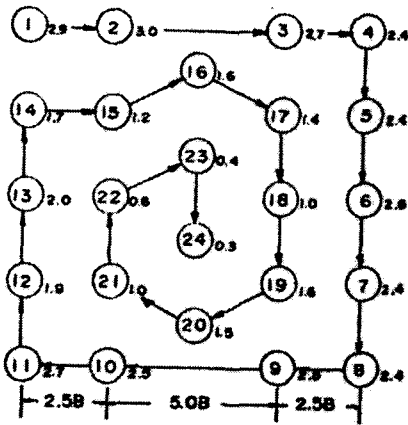
그림 18 모래지반에 있는 사각형 군말뚝에서 관찰된 효율

조밀한 모래와 느슨한 모래에서 소구경말뚝[0.5-1.5인치(12-38mm)]을 사용한 모형연구에 의하면 위의 경우와 유사한 경향을 보여주고 있으며 반면에, 점토에서 작은 크기의 모형말뚝을 사용한 시험에 의하면 효율이 1보다 다소 작았다. 그러나 작은 크기 모형시험으로부터의 정량적으로 얻은 값은 의문의 여지가 있다. 모든 유용한 자료를 요약해보면 적어도 말뚝의 간격이 말뚝지름의 2.5배를 넘어서는 한 군말뚝의 지지력에 관한 다음의 기본적인 인식들은 명백한 것 같다.

- 군말뚝의 극한 선단하중은 개개의 극한 선단하중의 합과 같다고 볼 수 있다.
- 점성토에서의 군말뚝의 극한 말뚝축하중은 개개의 말뚝주변의 합에 대하여 말뚝군 바깥주변

(그림 17의 점선)의 비를 곱한 개개의 말뚝의 극한 말뚝축하중의 합보다 클 수 없다. 그러나 점성토에서의 말뚝의 축하중과 군말뚝의 축하중을 비교해 볼 때 말뚝 타입에 의해 유발된 간극수압의 소산이 개개의 말뚝의 경우보다 군말뚝의 경우에 더 느리다는 사실을 명심해야 한다(그림 10참조).

- 비점성토에서의 군말뚝의 극한 말뚝축하중은 개개의 말뚝 축하중의 합보다 클 수 있다. 이것은 많은 수의 말뚝을 비교적 작은 면적안에 타입함으로써 생기는 다짐효과와 증가와 횡방향압축의 증가에 의해 설명된다. 말뚝타입의 순서가 이런 점에서 중요하며 나중에 타입된 말뚝이 이전에 타입된 말뚝보다 더 큰 지지력을 갖는다는 실험적 증거가 있다(그림 19).



ALL PILES ϕ 30 cm, 6.00 m LONG

그림 19 느슨한 모래지반에 있는 말뚝의 효율에 미치는 타입순서의 효과

침하량을 고려하여 설계를 조절하지 않으면, 적어도 느슨한 모래에 완전히 근입된 말뚝의 경우에 있어서 이런 군말뚝의 지지력 증가를 반영할 가능성이 있다. 그러나 이 문제에 관해서 알려진 사실이 불충분하므로 군말뚝의 하중재하 시험은 후자의 경우가 높이 추천된다.

- 말뚝깊은 말뚝군의 바깥주변밖에 있는 흠에 의해 지지되어 군말뚝 전체의 지지력에 기여한다. 그러나 침식이나 말뚝을 둘러싼 흠의 침하에 의한 지지능력의 상실등과 같은 잠재적인 위험을 고려해 볼 때, 설계를 할 경우 이 증가된 지지력을 이용하는 것은 바람직하지 못하다.

큰 군말뚝의 경우 허용설계하중은 종종 침하량을 고려하여 결정된다. 지난 몇 년 동안 군말뚝에 있어서의 일반적인 하중전이 매커니즘에 대한 인식이 상당히 증가했지만 모든 관측사실을 설명하기가 어렵고 아무 조건이 없이 추천될 수 있는 군말뚝의 침하량에 대한 이론을 제시하기가 쉽지 않다. 모래지반에 있는 군말뚝에 대해 문헌에서 제안된, ζ_g 의 경험적 또는 반경험적 식들은 명백히 제한된 값들을 가지며, 그것들이 근거를 두고 있는 시험에 존재하는 상황과 상당히 다른 상황에 적용되면 비현실적인 결과가 나올 수 있다. 이 식들 중에서 가장 간단한 것은 군 침하계수를 다음의 식으로부터 계산하는 것이다.

$$\zeta_g = \sqrt{\frac{B}{B}} \quad (27)$$

위의 식에서 B 는 군말뚝의 폭을 나타내며 B 는 개개의 말뚝의 지름을 나타낸다. 설계에 위와 같은 식을 사용하려고 하는 경우에는 다음 사항을 명심해야 한다.

- 주변의 말뚝을 타입하거나 압입하면 이전에 타입된 말뚝들에 존재하는 잔류하중이 감소하게 된다. 주변마찰의 분포에 있어서 변화가 생김에도 불구하고 말뚝의 선단지지의 기능이 우세하다면 말뚝의 탄성변형으로 인한 침하량에 미치는 군 효과는 아주 작다. 천공말뚝을 다룰 경우에는 그런 효과가 없다.
- 군 침하효과는 일반적으로 주변지지말뚝(마찰지지말뚝)의 역할이 우세한 경우에 있어서 더 크다. 식 (26)은 균등한 모래지반에 말뚝지름의 15배까지 관입된 말뚝에 대한 시험에 근거한 것이기 때문에 지지층내에 $15B$ 보다 작은 관입깊이를 가지는 말뚝에 대해서는 군 효과를 과대 평가할 수 있고, 역으로 길고 가는 말뚝의 경우에는 군 효과를 과소평가할 수 있다.

모든 상황을 고려해 볼 때 침하계수에 관한 식(식(27)과 같은 경우)들은 조잡한 근사치이고 사용할 때는 상당한 주의가 필요하다. ζ_g 를 결정하기 위한, 설득력 있는 이론적 방법은 Poulos의 연구에서 찾을 수 있다. 그러나 앞에서 단말뚝의 하중전이와 침하해석을 논의할 때 언급한 이 방법에 사용된 기본적인 가정들의 단점을 고려해 볼 때, 이 연구로부터 얻은 사실들은 의문의 여지가 없다.

군말뚝의 지지력과 침하에 영향을 미치는 다양한 요소들에 대한 지식이 제한되어 있다. 앞으로는 좀 더 안전하고 경제적인 설계를 위하여 실제 크기 군말뚝에 대한 정확한 관찰과 더불어 많은 연구가 필요하다.

3. 침하량 산정

말뚝기초의 침하해석은 동일한 이론에 근거한다는 점에서 얕은기초의 침하해석과 유사한 점이 많다. 그러나 둘 사이에는 분명한 차이점들이 존재한다. 둘 사이의 차이점들은 말뚝의 설치과정에서 발생하는 주변 지반의 교란과 응력상태의 변화에 의하여 발생한다. 교란효과로 인하여 말뚝 주변의 흙은 초기에 균질한 상태일지라도 말뚝 주변에 응력이 집중되는 영역에서는 수직방향과 수평방향으로 상당한 강성의 변화를 보인다. 만약, 말뚝이 타입되었다면 말뚝에 큰 잔류응력이 남을 수 있는데 이는 말뚝의 하중지지 거동과 침하특성에 큰 영향을 미친다. 말뚝에서 주변지반으로 하중이 전달되는 정확한 메커니즘은 아직 밝혀지지 않았고 이는 일반적으로 말뚝에 가해지는 하중의 크기에 따라 달라진다. 말뚝의 극한지지력 산정에서와 마찬가지로 인접한 말뚝의 설치로 인한 영향, 군말뚝 효과 등에 의하여 실제로 발생하는 상황은 매우 복잡하기 때문에 말뚝의 침하량 문제를 합리적으로 해석하는 것은 매우 어렵다. 따라서, 현재의 지식으로는 오직 근사적인 해석만이 가능하기 때문에 이를 적용할 때에는 근사적인 해석의 제한사항들을 명심하여야 한다.

설계를 목적으로 할 때 말뚝선단부의 침하량(w_0)은 다음과 같은 3개의 성분으로 나누는 것이 좋다.

- (a) 말뚝본체의 축방향 변형으로 인한 침하량 (w_s)
- (b) 말뚝선단에 전달된 하중으로 인한 침하량 (w_{pp})
- (c) 말뚝주변부를 따라 전달된 하중으로 인한 침하량 (w_{ps})

따라서, 말뚝선단부의 침하량은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$w_0 = w_s + w_{pp} + w_{ps} \quad (28)$$

여기서, 세 가지 침하량 성분은 각기 분리하여 산정한다.

말뚝본체의 변형으로 인한 침하량(w_s)은 주면마찰력의 크기와 분포를 알 수 있거나 가정한다면 쉽게 산정할 수 있다. 이는 축하중을 받는 부재의 하중-변형 관계식으로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$w_s = (Q_p + \alpha_s Q_s) \frac{L}{AE_p} \quad (29)$$

여기서, Q_p 와 Q_s 는 각각 사용 하중상태에서 말뚝선단과 주면에 전달되는 하중이고, L 은 말뚝의 길이, A 는 말뚝의 단면적, E_p 는 말뚝본체의 탄성계수이다. α_s 는 말뚝주면에 작용하는 주면마찰력 분포에 의하여 결정되는 계수이다. 주면마찰력이 직사각형 분포와 포물선 분포인 경우에는 (그림 20A와 그림 20D) $\alpha_s = 0.5$ 이고, 선형적으로 변화하는 경우에는 0.67까지 커질 수도 있고(그림 20B) 0.33까지 작아질 수도 있다(그림 20C).

말뚝선단에 전달된 하중으로 인한 침하량(w_{pp})과 말뚝주면부를 따라 전달된 하중으로 인한 침하량(w_{ps})은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$w_{pp} = \frac{C_p Q_p}{B q_0} \quad (30)$$

$$w_{ps} = \frac{C_s Q_s}{D q_0} \quad (31)$$

여기서, Q_p 와 Q_s 는 사용 하중상태에서 순수하게 말뚝선단과 말뚝주면에서 발휘되는 하중이다. C_p 와 C_s 는 경험적인 계수로서 지반의 종류와 말뚝 시공방법에 따라 달라진다. 대표적인 C_p 값은 표 2에 나타나 있다. C_s 는 다음과 같은 식을 통하여 산정한다.

$$C_s = (0.93 + 0.16\sqrt{D/B}) C_p \quad (32)$$

한가지 강조할 것은 식(30)과 식(31)에서 q_0 는 침하해석 대상말뚝의 극한 선단지지력을 의미한다는 것이다.

표 2 대표적인 C_p

지반의 종류	타입말뚝	현장타설말뚝
모래 (조밀 ~ 느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18
점성토 (견고 ~ 연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06
실트 (조밀 ~ 느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12

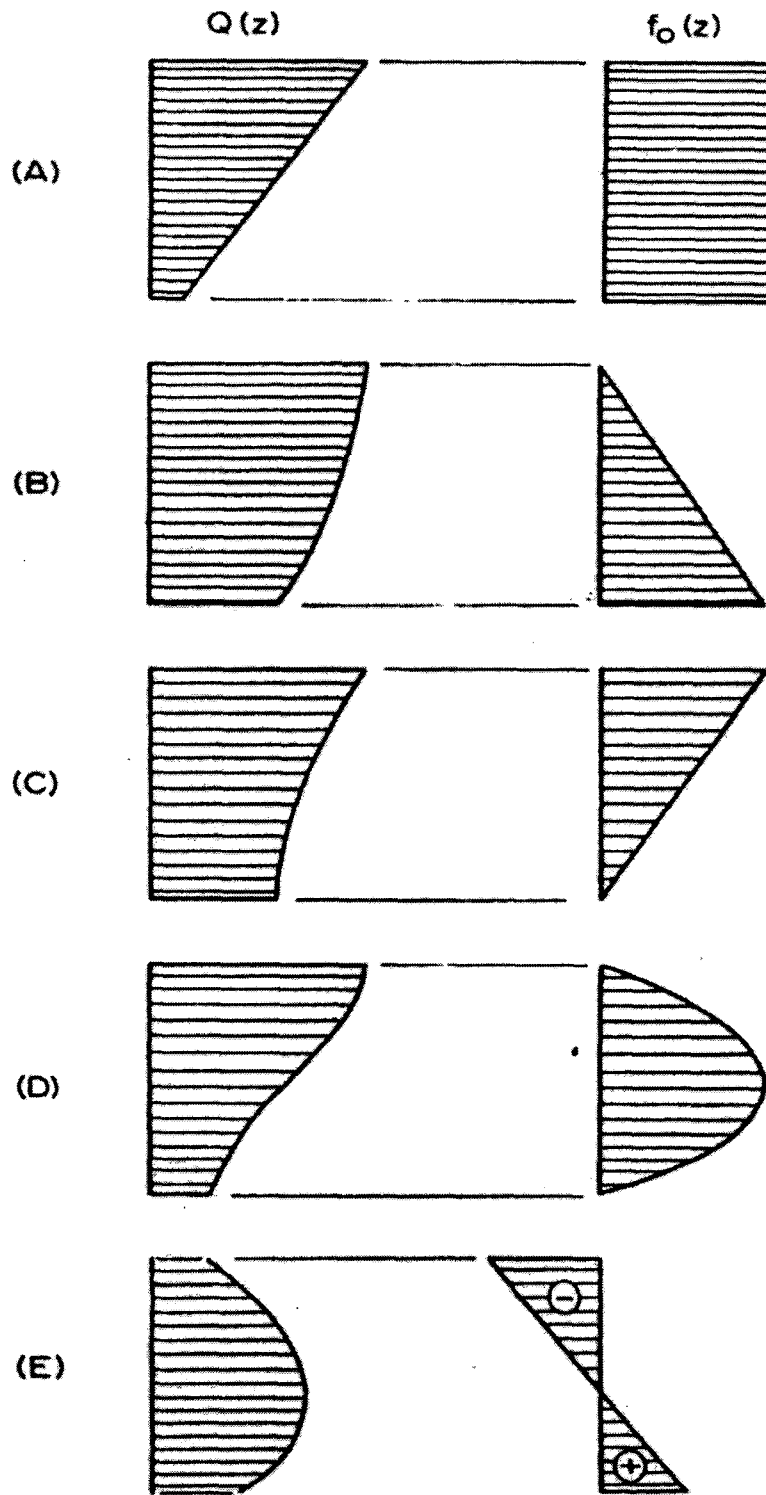


그림 20 대표적인 주면 마찰력 분포

표 2에 제시된 C_p 값은 지지층이 말뚝선단부 아래로 최소한 말뚝직경의 10배 이상에 해당하는 깊이 까지 존재하고 그 하부 지반의 강성도 지지층과 동등하거나 더 큰 경우에만 총침하량과 장기 침하량을 산정하는데 이용할 수 있다. 만약 말뚝 선단부 아래의 인접한 곳에 암반과 같은 견고한 지지층이 있다면 표 2의 값들은 약간 작아져야 한다. 실물재하시험이나 이론적인 해석을 통하여 입증된 바와 같이 사

용 하중상태에서 이러한 침하량의 대부분은 사실상 순간적으로 발생한다. 말뚝선단부 아래에 투수계수가 낮고 압축성이 큰 지반이 존재하지 않으면, 압밀침하량은 큰 비중을 차지하지 않아 보통 총 침하량의 15%이내가 된다. 그러나, 말뚝으로부터 전달되는 하중이 영향을 미치는 영역 안에 그러한 지층이 존재하면 얕은기초에서와 유사한 방법으로 압밀침하해석을 실시하여야 한다.

참고문헌

1. Vesíć, A. S. (1977), "Design of Pile Foundations", Synthesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board.