

말뚝 기초 (IV)

김 명 모*

4. 말뚝기초의 연직 방향 극한하중

4.1 극한하중의 산정

깊은 기초의 극한하중을 산정하는 기본문제는 다음과 같이 공식화 할 수 있다. 직경 B(그림 1)인 실린더 형태의 말뚝이 물리적 특성들이 알려진 지반내에 깊이 D만큼 삽입되어 있다. 정적 연직중심하중(Q)을 지반에 전단파괴가 발생할 때까지 말뚝머리 부분에 가한다. 문제는 이 기초가 지지할 수 있는 극한하중(Q_p)을 결정하는 것이다.

비록 이 문제와 얕은기초의 문제사이에는 유사성이 있지만, 처음부터 유념해야 할 명백한 몇몇 차이점이 있다. 얕은기초의 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 교란되며 교란의 정도는 흙의 종류와 기초의 설치방법에 따라 다르다. 천공말뚝(그림 2(a))의 경우, 대부분의 교란은 기초 주변 둘레에서 일어난다. 기초주변 둘레에 있는 비교적 좁은 영역의 흙은 오거링이나 그 밖의 다른 방법들에 의해 흙이 제거되기 때문에 재성형 현상을 일으키게 된다. 동시에 시공절차에 따라 기초

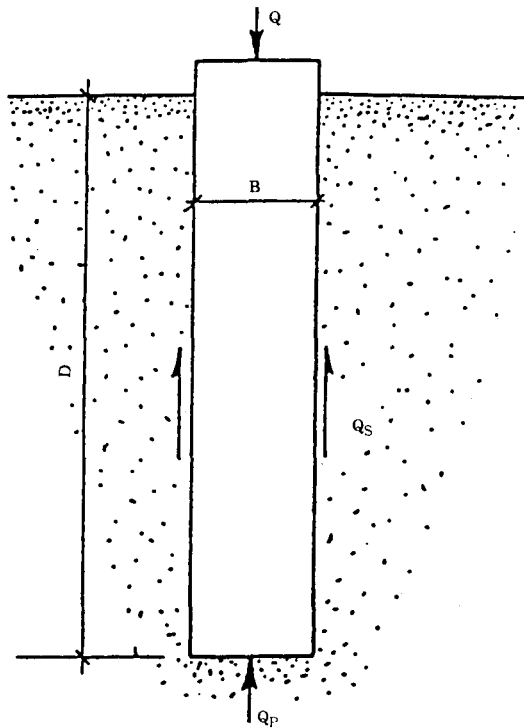


그림 4.1 깊은 기초의 기본문제

를 설치하기 전에 약간의 횡방향응력이완이 발생한다. 타입말뚝의 경우, 기초저면 아래와 위에서의 상당한 교란 현상을 피하기란 어렵다. 만약, 주변흙이 점성토(그림 2(b))라면, 말뚝 주위로 말뚝직경만큼 떨어진 곳까지의 영역에, 점성토의 예민도에 따라 구조적 변화가 크게

* 정희원, 서울대학교 공과대학 토목공학과 교수

일어날 수 있고 상당한 전단강도를 상실할 수 있다. 이 전단강도는 시간이 흐름에 따라 부분적으로 혹은 전체적으로 회복된다.

포화된 딱딱한 점성토층에 말뚝이 타입될 경우, 말뚝둘레로 말뚝지름의 몇배에 이르는 곳에 있는 흙의 2차구조(균열의 밀폐)에 상당한 변화가 일어나고 말뚝에 바로 인접한 곳에서는 재성형현상이 발생하며 이전의 응력이력 효과를 완전히 상실하게 된다. 만약 주변흙이 점성이 없는 실트나 모래, 부분적으로 포화된 점성토(그림 2(c))인 경우, 말뚝을 타입할때 흙이 조밀하게 되는데, 이 조밀화의 현상은 말뚝에 바로 인접한 곳에서 두드러지고 말뚝 주변 주위로부터 말뚝직경의 1배에서 2배에 이르는 곳까지 서서히 감소한다. 말뚝의 타입과정은 수평지반응력의 증가를 동반하게 되고 말뚝에 인접한 곳에서의 수직응력의 변화를 야기시키는데, 크리이프의 영향을 받기쉬운 흙에서는 이들의 일부 혹은 모두가 지반의 이완에 의해 상실될 수 있다. 조밀하고 점성이 없는 지반(모래나 자갈)에서는, 흙입자의 분쇄와 말뚝에 인접한 곳의 조밀화와 더불어 어떤 영역에서는 이완현상이 일어날 수 있다. 그런 지반에 있어서는 수직응력 뿐만 아니라 수평응력에 있어서

영구적인 변화가 발생한다. 말뚝을 강하게 타입할 경우 말뚝과 흙에 큰 잔류응력이 남을 수 있으며, 이것에 대한 고려는 말뚝-흙체계(그림 2(c))의 거동을 이해하는데 있어서 중요한 것이다. 말뚝은 종종 무리말뚝으로 설계되기 때문에 상황이 더 복잡하게 되고 인접하여 설치되는 말뚝의 영향을 항상 잘 이해할 수는 없다. 이런 저런 이유로 해서 고려하고자 하는 문제는 여타 다른 상식적인 토질역학 문제와 같지 않은 어려움을 내포하고 있다. 문제에 대한 일반해는 아직 유용한 것이 없고 공식화하기에 어려움이 있다.

설계목적상 극한하중은 재래의 방법을 따르면, 주변하중(Q_s)과 선단하중(Q_p)의 두가지 요소로 나눌수 있으며 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$Q_0 = Q_p + Q_s = q_0 A_p + f_s A_s \quad (1)$$

A_p 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 기초의 크기, 형상, 재료특성, 설치방법뿐만 아니라 지반의 강도와 변형특성, 초기응력 상태이다.

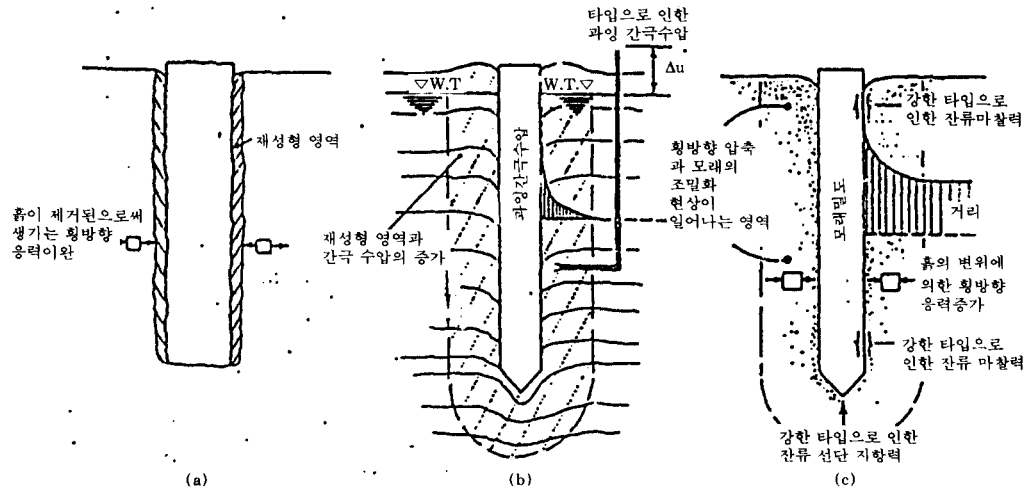


그림 4.2 토체로 관입될 때의 말뚝의 변위효과

기초저면 (A_p)과 주면(A_s)의 지지면적은 정의에 의해 흙과 접촉한 말뚝부분을 뜻한다. 개단말뚝이나 H말뚝과 같은 개량된 말뚝의 경우, 단위저항(q_0 와 f_s)은 말뚝단면의 바깥주면 사이의 면적으로 정의되는 마찰지지면적(A_p 와 A_s)을 고려하여 나타낸다. 이것은 파이프의 내부나 H단면의 바깥 플랜지 사이에 충전된 흙의 폐색효과에 의해 합리화 된다.

확장된 저면(종모양의 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 중요하다는 지적은 거의 없지만 몇몇 설계자들은, 저면으로부터 위로 기초저면의 직경까지의 주면 길이는 말뚝주면의 지지면적을 산정함에 있어 배제하는 방법을 추천한다. 그리고 확대된 저면의 측면은 거의 항상 주면마찰을 계산하는데 있어 무시된다.

4.1.1 선단 지지력

주어진 말뚝에 있어서의 단위저항(q_0 와 f_s)과 흙의 특성들 사이의 관계를 알기위한 이론이 현재에도 개발중에 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 깊이에서의 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.

그러나, 최근의 연구에 의하면 선단저항은

수직 지반응력(q_v)에 의해 지배를 받는 것이 아니라 평균 연직 지반응력(σ_0)에 지배를 받는다는 것이 밝혀졌다. 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 공식 식(2)는 다음의 바뀐 형태로 사용된다.

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

위에서 N_c^* 와 N_σ 는 적절한 지지력 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 썩기 I이 존재한다(그림 3).

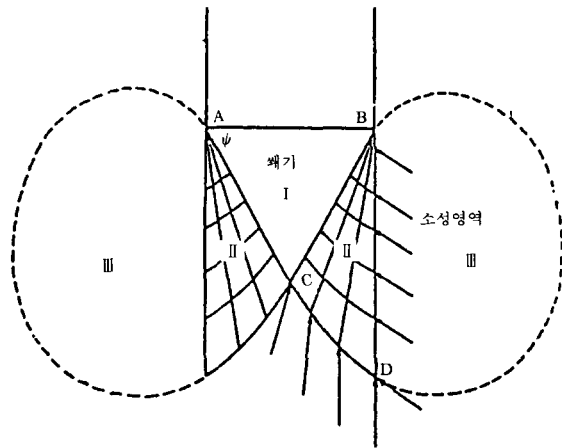


그림 4.3 말뚝선단아래에서의 가정한 파괴양상

비교적 느슨한 흙에 있어서 이 썩기는 다른 가시적인 활동면이 생기지 않게 하는 상태로 토체를 관입한다. 그러나 비교적 조밀한 흙에

있어서는 흙썰기 I이 방사 전단역 II를 소성영역 III의 측면으로 밀어 붙인다. 그러므로 말뚝의 관입은 영역 I, II사이에서의 압축 뿐만 아니라 원형 링(BD)을 따른 흙의 횡방향 팽창에 의해 가능해진다. 부드러운 벤토나이트 점토와 조밀한 모래에 있어서의 이런 특성은 그림 4와 그림 5에 나타나 있다.

그림 6(b)는 조밀한 모래에 관입된 말뚝아래에서의 상당히 압축된 썰기의 형태를 보여주고 있으며 그림 6(a)는 반지름 방향에 대한 모래의 밀도변화를 나타내고 그림 6(c)는 말뚝선단 근처에서의 변위양상을 보여주고 있다. 이들에게서 썰기 I의 기저각도는 ϕ 를 적당한 응력 수준에서의 내부 마찰각으로 본다면 대략 $45^\circ + \phi/2$ 이다. 그러나 썰기의 측면은 오목한 곡률을 가지고, 뾰족한 썰기의 끝 대신에 뿔뚱하고 둥근 선단을 형성하고 있다.

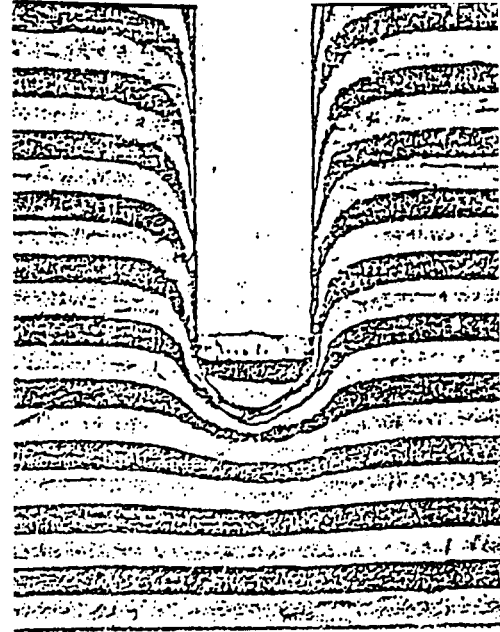


그림 4.4 부드러운 점토에 있어서의 모형말뚝의 파괴양상

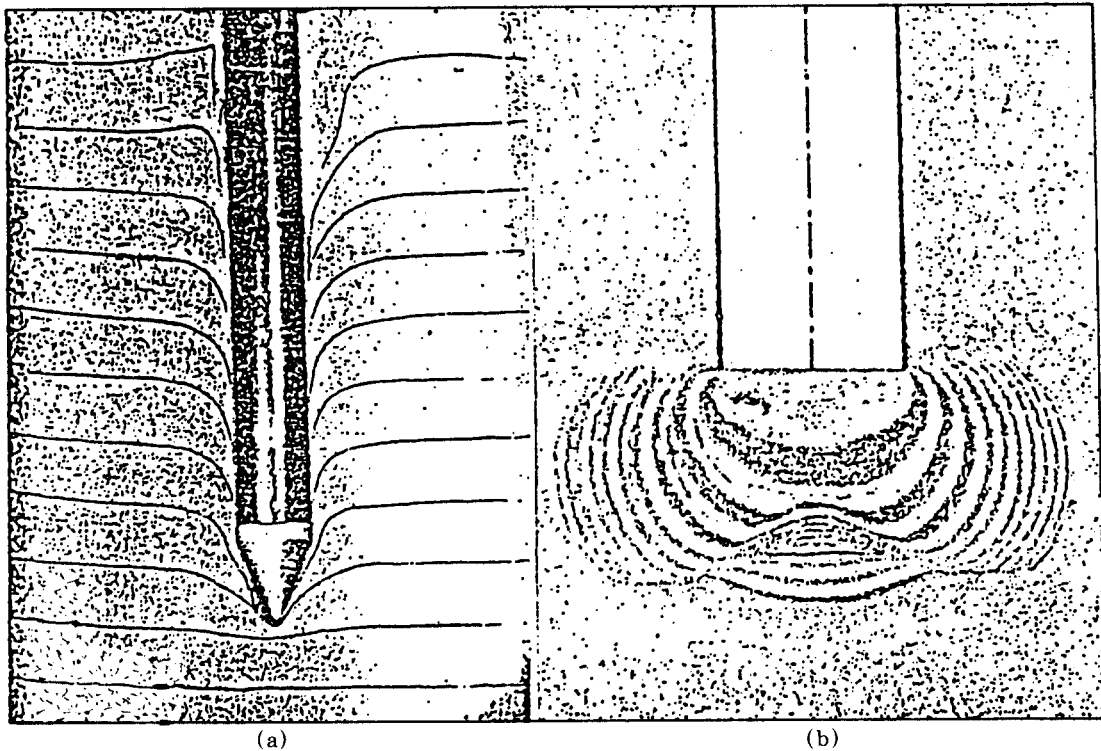


그림 4.5 조밀한 모래에서 말뚝선단 아래의 파괴양상

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

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

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

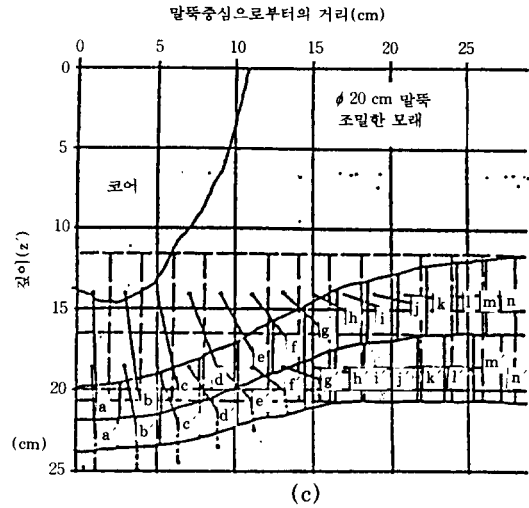
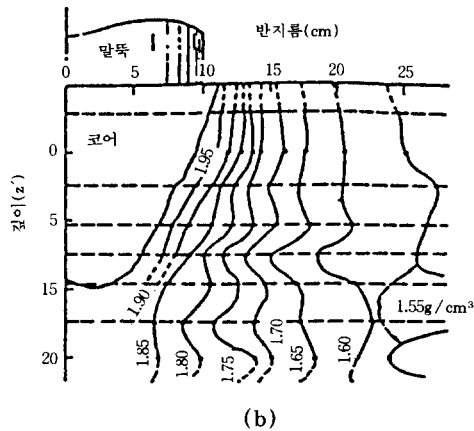
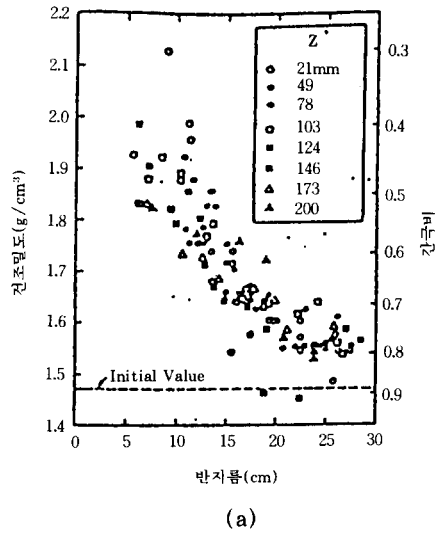


그림 4.6 쐐기의 형태, 모래밀도의 변화, 조밀한 모래에 설치된 지름(ϕ) 20cm 말뚝의 선단아래에서의 변위양상

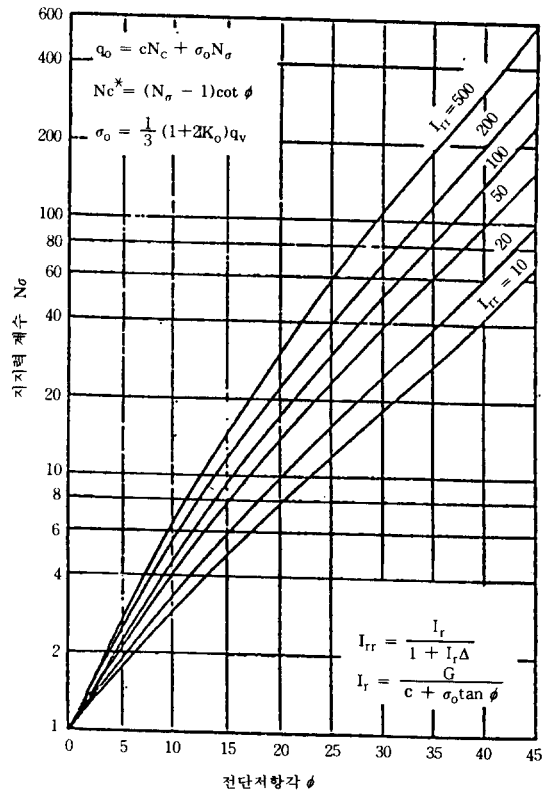


그림 4.7 I_{rr} 과 ϕ 에 따른 지지력계수 N_q 의 변화

그러므로 예를 들어 K_0 의 범위가 0.4와 2.5사이일 경우에 기존의 N_q^* 는 $0.6N_c$ 에서 $2N_c$ 에 비교되어진다. 다양한 말뚝조사에서 관측된 N_q^*

실험값들을 재검토한 것이 그림 8과 표 1에 나타나 있다.

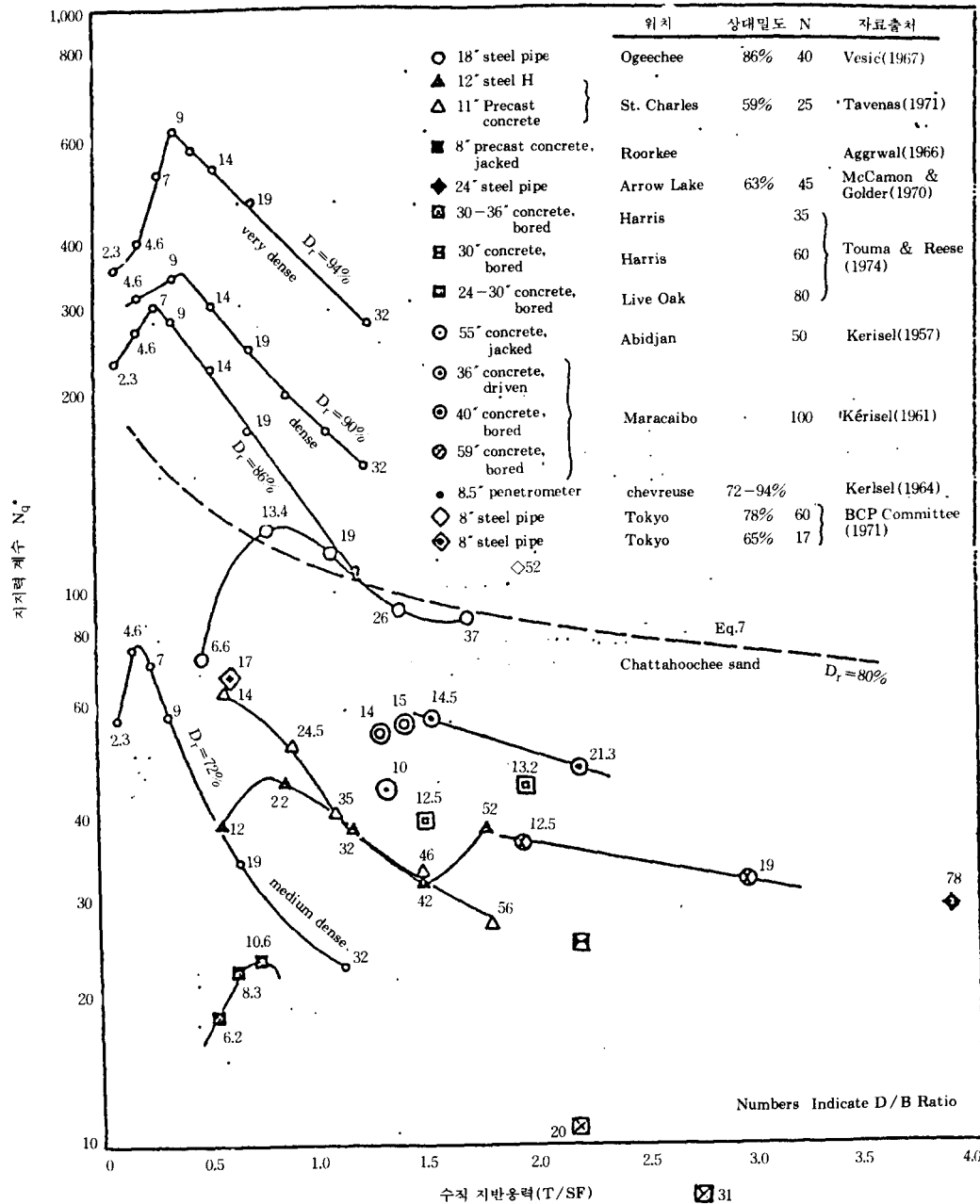


그림 4.8 모래지반에서의 다양한 조사로부터 얻은 N_q^* 실험값들

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

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

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

위의 식이나 그림 7에 나타나 있는 도표를 적용함에 있어서 ϕ 각을 파괴시의 말뚝선단 근처에서의 응력수준과 대응시킨다는 것이 필요하다. 밀도가 중간정도에서 조밀한 모래의 경우 이 값들은 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 L_{rr} 값은 122이다.

같은 모래로서, 1500psi(10mPa)에서 ϕ 값이 32.5이고 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.

4.1.2 주면마찰 저항력

단위 주면저항(f_s)을 계산하는 이론적 방법

은 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(g_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 흙사이의 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 말뚝 설치 방법에 달려있다. 그러나 K_s 는 또한 말뚝 형태(특히, 아래로 가늘어 지는 경우)와 길이에 영향을 받는다. 천공말뚝등에 있어서 K_s 는 정지토압계수(K_0)보다 작거나 같다. 강재 H말뚝이나 개단말뚝(open pipes)과 같이 변위량이 얼마안되는 타입말뚝의 경우, K_s 는 K_0 보다 다소 크지만 조밀한 모래인 경우에도 1.5배를 넘지 않는다. 모래에 타입된 짧은 고변위말뚝(high displacement piles)의 경우, K_s 는 수동 토압계수, $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ 만큼 큰 값일 수 있다. 그러나 K_s 의 크기는 관입깊이가 증가함에 따라 감소하는데, 이것은 그런 말뚝의 선단근처에서의 유효응력이 같은 깊이에서의 초기 지반응력보다 상당히 작은 값일 수 있다는 사실을 반영한다.

정규압밀된 점성토(soft-to-firm clay)에

타입된 말뚝에 있어서 K_s 는 K_0 보다 같거나 약간 크다. 주면저항은 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 조사자들은 모든 점토에 있어서 주면저항을 비배수 전단강도와 비교하게 되었다. 그렇게 서로를 비교한 결과에 의하면 일반적으로 다음 형태의 식을 쓸 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 점성토나 단단한 점성토($s_u \leq 0.5 \text{ ton/ft}^2$)에 대해서는 α 의 값으로 1이 제안되고 있다. London clay에 현장타설된 천

공말뚝의 경우, α 값은 아주 짧은 말뚝의 경우 0.3이고 긴말뚝의 경우 0.6이며 그 평균은 0.45이다. 그림 9는 주면마찰저항력과 비배수 전단강도와의 비교가 단지 한정된 의미를 나타냄을 보여준다.

말뚝의 주면저항은 주면돌레의 유효응력에 지배된다는 명백한 증거가 있다. 부드러운 점토에 타입된 말뚝에 관한 과거의 연구에 의하면 시간이 경과함에 따라 주면저항이 증가하는 것은 말뚝을 타입하는 과정에서 유발되는 과잉 간극수압에 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.

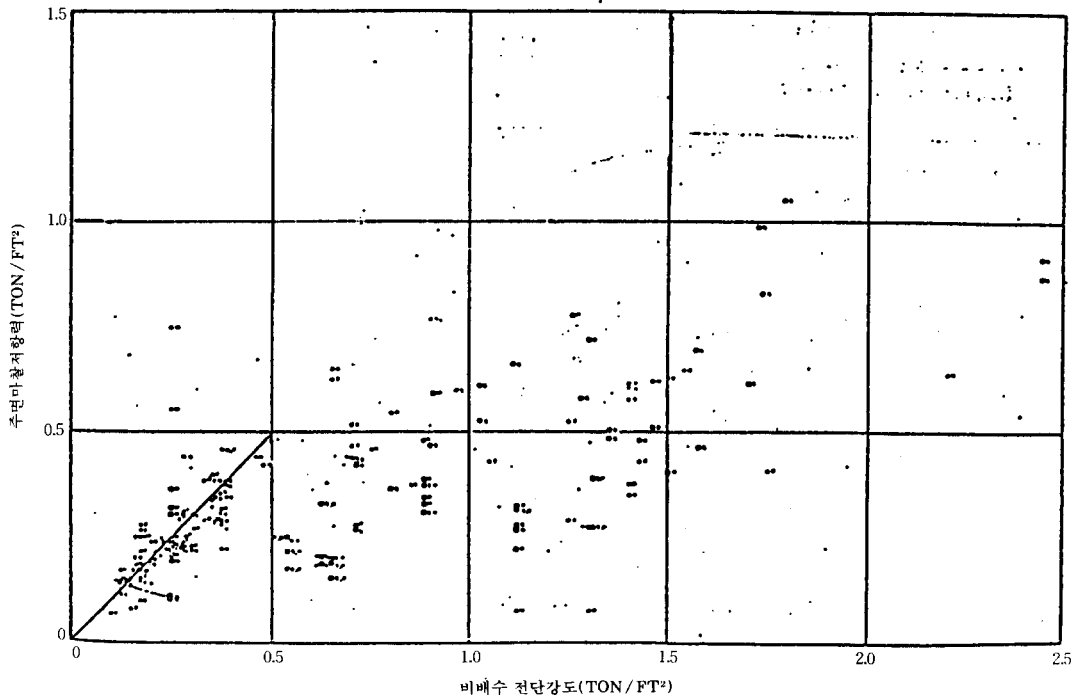


그림 4.9 점토에 설치된 말뚝의 주면저항과 비배수 강도와의 비교

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

위의 식에서 c_h 는 토체의 반지름 방향 압밀 계수이며 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, 그림 10에 또한, 깊은 해성점토 지반에 타입된 두개의 대구경 말뚝의 시간에 따른 지지력의 증가를 이론적으로 예측하는 것으로 보여준다.

소구경 말뚝과 비교해 볼 때 대구경 말뚝의

지지력은 타입된 후 상당한 시간이 경과할 때까지 계속 증가한다는 사실도 알 수 있다. 이것은 하중재하시험을 위해 얼마만큼 시간을 기다려야 하느냐를 결정하는 데 중요한 것이다. 또한, 그림 10으로부터 무리말뚝의 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 Vesic은, 점성토 지반에 설치된 말뚝의 주면저항의 변화를 잘 이해하기 위해서는 시험결과를 유효응력의 향으로 해석하

형태	지름	길이	흙의종류	위치	자료출처
□ Steel H	14	191 219	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	Housel 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)

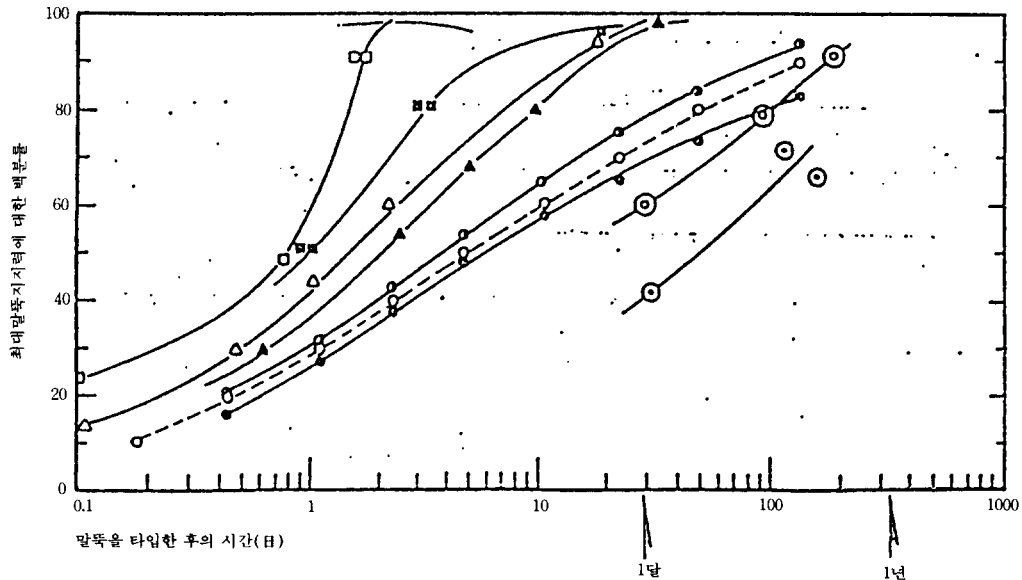


그림 4. 10 점성토에 설치한 마찰말뚝에 있어서 시간에 따른 지지력의 증가를 보여주는 현장자료

거나 식(9)로 해석해야 함을 제안하였다. 이런 방식으로 비교하여 부드러운 점토층에 설치된 모든 말뚝의 주면마찰 뿐만 아니라 딱딱하고 단단한(stiff-to-hard)점토지반에 설치된 천공말뚝의 주면마찰을 식(9)로부터 결정할 수 있다는 것을 알 수 있다. 설계목적상, 식(9)를 다음의 단순화된 형태로 표시할 수 있다.

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

위의 식에서 N_s 는 무차원 지지력 계수이며 각 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 $15^\circ < \phi < 30^\circ$ 일때 N_s 는 0.20에서 0.29사이의 값을 가짐을 알 수 있다.

N_s 의 또다른 표현은, 비록 말뚝주면이 활동

면이 되더라도 지반응력의 수직성분(p_z)이 말뚝의 타입에 의해 변화되지 않는다고 가정함으로써 다음식으로부터 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 여러지역에서 실시한 말뚝재하시험으로부터 얻은 N_s 의 실험값들이 나타나 있다.

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.

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

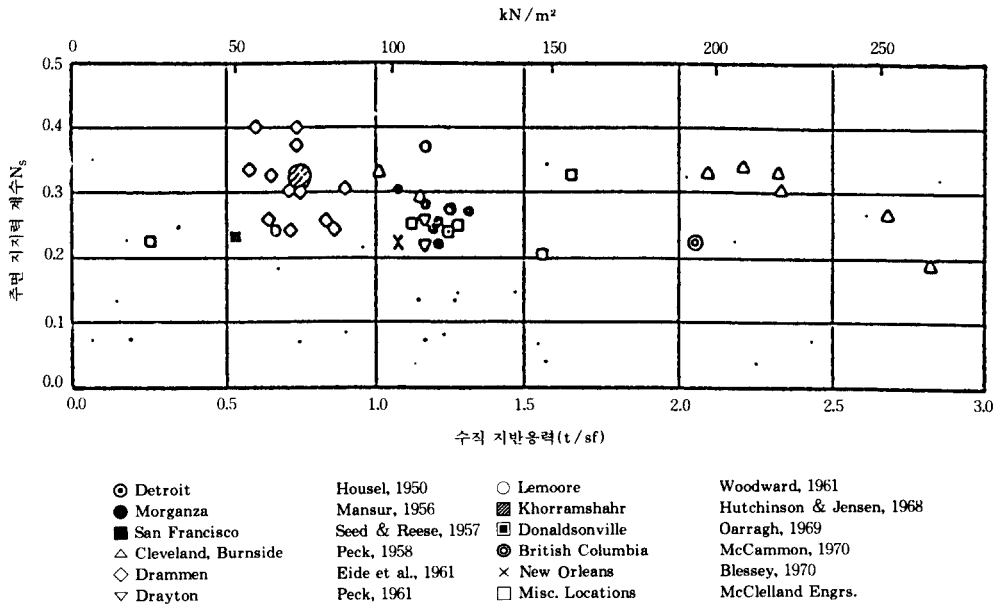


그림 4.11 정규압밀 점토지반에서의 주면지지력 계수 N_s 의 관측값

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 clay에 대해 실시한 많은 시험으로부터 관측한 N_s 값들을 비교해 놓은 것이 그림 12이다.

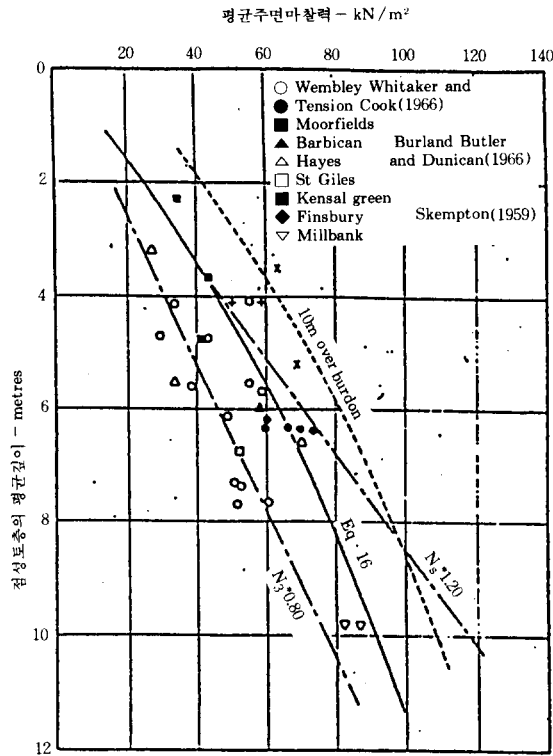


그림 4.12 London clay에 설치한 천공말뚝으로부터 관측된 N_s 값들

London clay에 대해 시험하여 관측한 많은 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, 하중재하시험에 의하면 일반적으로 N_s 값이 큰데 그 이유는 말뚝주면에 증가된 횡방향 응력이 작용하기 때문

이다. 그림 13에는 그런 말뚝들에 하중재하시험을 하여 얻은 몇몇 유용한 자료들이 나타나 있다. 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 나타냈다.)의 그것과 유사하다. 이 감소에 대한 설명은 모래에 설치된 말뚝에 있어서의 그것과 유사하다. 확실히 말뚝주면을 따르는 응력의 상태는 말뚝의 길이나 횡방향 지반응력에 비례하여 증가하지는 않는다.

유사한 효과를 생기게 하는 다른 가능한 요소들에는 과압밀된 점토지반에 있어서 깊이가 증가함에 따라 K_0 가 감소하는 것 뿐만 아니라 말뚝주면과 주면 가까이에 있는 점성토사이의 틈이 커진다는 것을 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 관련 짓는 게 더 쉽다. 그러나 여러 지반에 있어서의 α 값의 변화에 대한 설명은 유효응력 해석과 식(9)와 같은 표현들에 근거하여 이루어져야 한다. 그 이유는 딱딱한 점토층에 설치된 말뚝의 거동은 마찰과 관련된 것이며 기본적으로 조밀한 모래지반에 설치한 말뚝과 유사하다는 명백한 지적 때문이다.

아주 조밀한 모래에 설치된 타입말뚝에 있어서 관측된 N_s 값들은 딱딱한 점토지반에 설치된 말뚝의 그것들과 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 명백한 감소는 더 이상 발생하지 않는다. 밀도가 보통인 지반에서부터 조밀한 모래지반에 설치한 말뚝들로부터 얻은 유용한 시험자료들에서, 말뚝이 모래층을 어느정도 관

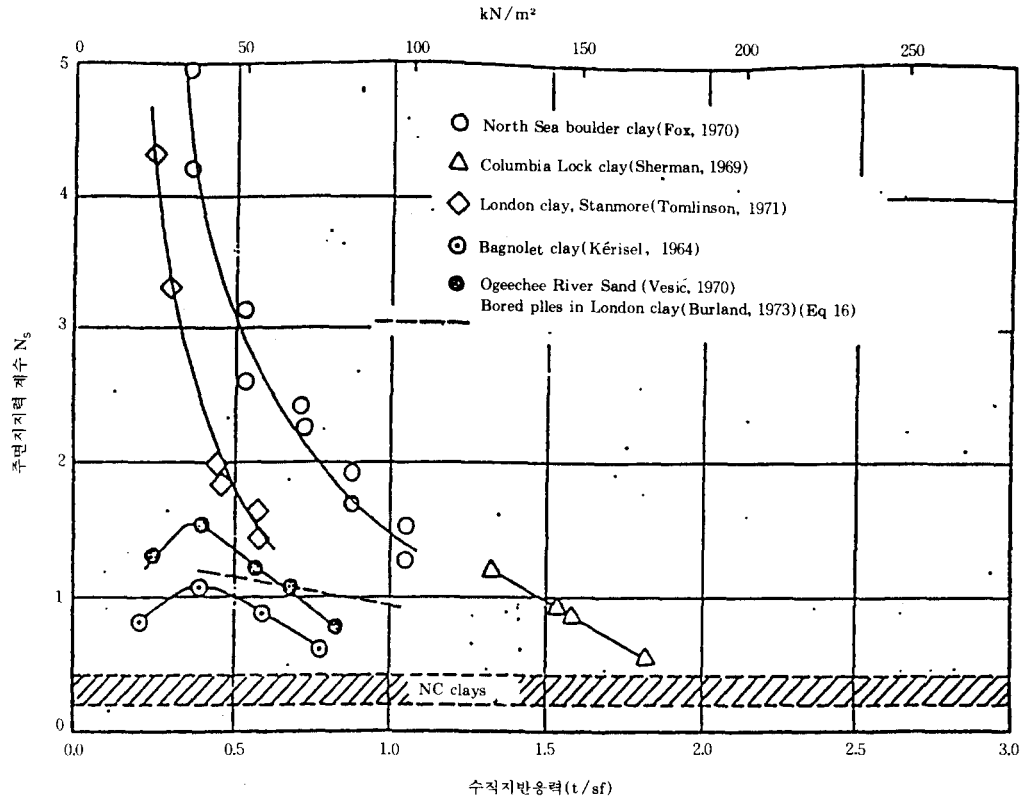


그림 4.13 과압밀된 딱딱한 지반에 설치한 타입말뚝에서 관측된 N_s 값

입한 후에는 주어진 지반에서의 초기 모래밀도와 지반의 과압밀비반의 함수인 f_s 의 값이 거의 일정한 값에 이르는 것을 알 수 있다. Georgia주에서 가져온 세가지 모래에 대한 시험에서 다음과 같은 f_s 값을 얻었다.

$$\text{타입말뚝의 경우 : } f_s = (0.08)(10)^{1.5D_r^{-1}} \quad (16)$$

천공 혹은 압입말뚝의 경우 :

$$f_s = (0.025)(10)^{1.5D_r^{-1}} \quad (17)$$

위의 식에서 f_s 는 tons/ft²으로 나타낸 단위 주면저항이고 D_r 은 모래지반의 상대밀도이다. 다른 여러가지 모래지반에 대한 연구에 의하면 기록된 자료의 평균은 식(16)과 식(17)에 의한 값 보다 거의 1.5배 더 크게 나타난다(그림 14 참조). 또한, 짧고 아래로 가늘어 지는 말뚝의

경우 f_s 의 값이 1.8배 더 크다는 것을 보고되고 있다. 실린더 형태의 말뚝의 경우 f_s 의 값은 깊이가 증가함에 따라 어느정도까지 계속 증가하며, 아래로 가늘어 지는 말뚝의 경우, N_s 값이 깊이가 증가함에 따라 실린더형 말뚝의 경우만큼 빨리 감소하는지의 여부가 불확실한 상태로 남아 있다.

이 주제에 관한 가장 최근의 연구에 의하면 평균 연직응력 σ_0 가 증가함에 따라 국부적으로 측정된 f_s 가 점차적으로 증가함을 나타내는 사실을 주목할만 하다. 그러므로 식(12)의 주면 지지력 공식은 다음과 같이 다시 나타낼 수 있다.

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

위의 식에서 N_s' 은 무차원량의 주면 지지력

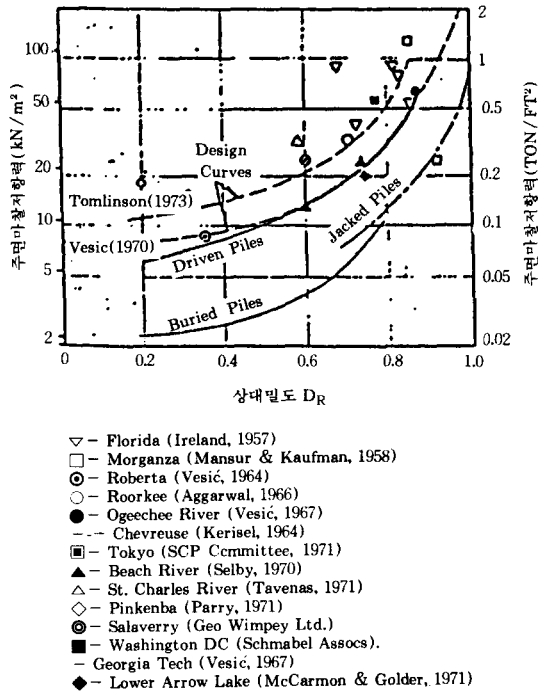


그림 4.14 모래지반에 설치한 말뚝에서의 상대밀도에 대한 주면저항의 변화

계수를 나타내며 K_0 와는 무관하다.

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

4.1.3 현장시험에 의한 선단지지력과 주면마찰저항력의 결정

식 (5)과 식 (18)에 의해 말뚝에 대한 선단저항과 주면저항을 결정하는 데에는 말뚝에 작용하는 하중의 전달과 관련된 토층의 강도와 변형특성에 대한 상세한 지식뿐만 아니라 토층 사이에 있어서의 밀도와 함수비 변화에 대한 지식이 필요하다. 토체로부터 필요한 수의 시

료를 채취하는 것과 설계에 필요한 흙의 특성을 결정하기 위해 적당한 실험실 시험을 하는데는 그 비용이 많이 드는 경우가 많고 비교적 균등한 지반상황에 대한 아주 중요한 구조물의 경우외에는 제대로 비용을 결정하기가 어렵다. 그러므로 대부분의 경우에 있어서는 정적 혹은 동적 관입계나 압력계와 같은 기구를 사용한 현장 관입시험이나 팽창시험으로부터 직접 단위저항 q_0 와 f_s 를 결정하는게 유리할 수도 있다. 위에서 언급한 시험법중에서 가장 신뢰할 만한 것은 정적 콘관입시험이며 시험기로는 재래식(화란식)관입시험기나 현대적 관입시험기(friction sleeve or electric penetrometer) 등이 있다. 정적 콘관입시험기는 모두 기본적으로 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 크기 효과(scale effect)를 고려해 볼때, 콘선단저항(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.

정적 관입시험으로부터 얻은 경험에 의하면 상당히 예민한 점토외에는 마찰투관(套管) 관입계(friction sleeve penetrometer)또는 전자 관입계의 주면저항(f_c)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.

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

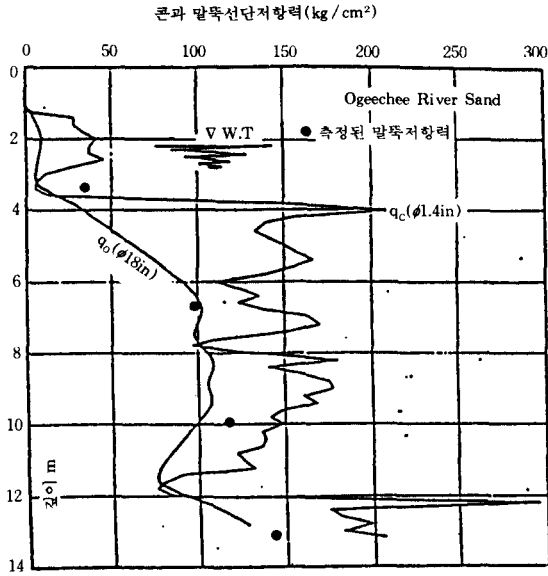


그림 4.15 정적 관입시험결과로부터 직경이 18인치 (450mm)인 말뚝의 선단저항 결정

위의 식에서 ρ 는 무차원값으로 마찰비(friction ratio)라 불리는 백분율로 표시된다. 이 값은 흙의 종류와 역학적 특성들, 특히 ϕ 와 I_{rr} 에 따라 달라진다. 예를들어, 다양한 지반에 설치한 말뚝에 대한 시험에 의하면 다음과 같이 선단저항각(ϕ)(전응력의 향으로 표시한)과의 관련식으로 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 dindex) 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 1/3정도 의 낮은 값을 가진다.

q_0 와 f_s 에 대한 이론적 표현에 근거하여 식 (21)와 식(22)과 같은 상관관계의 존재를 설명할 수 있지만 상관식들을 사용할 때에는 주의

를 기울여야 하고 새로운 상황에 대한 검증을 거친 후에야 사용하도록 해야 한다.

상당히 큰 신뢰성에도 불구하고 정적 콘관입 시험은 미국 북부지역에서는 광범위하게 사용되지 않는데, 정적 콘관입시험이 딱딱한 토층이나 연암을 포함하는 흙의 성상에서는 어느 정도 그의 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 140-lb(64kg)의 해머로 시험기를 타입하여 표준 스푼이 1피트(300mm)관입하는데 필요한 타격 횟수(N)를 측정하는 것이다. 경험에 의하면 타입말뚝의 선단저항 q_0 (ton/ft²)는 다음식과 같이 N값과 관련되어 있다.

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

위의 식에서 $N \leq 15$ 일때는 $\bar{N} = N$ 이며 $N > 15$ 일때는 $\bar{N} = 15 + 1/2(N - 15)$ 이다. 계수 β 는 흙의 종류, 응력수준, 그밖의 여러 가능한 요소들에 영향을 받는다. Meyerhof는 포화된 점토에 있어서는 $\beta = 2$, 모래에 있어서는 $\beta = 4$ 의 값을 제안하였다. 이후의 연구에 의하여 β 값은 흙의 특성들과 평균 연직응력수준에 따라 변한다는 것이 밝혀졌다. 느슨한 세립질의 모래에 있어서는 말뚝의 경우를 제외하고는 위에서 언급한 β 의 값들은 말뚝설계를 위한 최소 안전값을 나타낸다. 밀도가 중간정도인 운모질 실트와 같은 흙에서는 2에서 3사이의 β 값이 보고되고 있다. 주면저항(f_s)과 N값 사이의 직접적인 관련식이 제안되고 있지만 ρ 의 값을 결정하여 식(20)을 이용하는 것이 더 바람직하다.

표준관입시험은 그 시험의 조잡함과 부정확성 때문에 자주 비판을 받는다. 시험방법상의 오차와 해머의 자유낙하를 조절 하는데 있어서 시험기를 작동시키는 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 타격횟수는 정적하중재하를 받는 흙의 실제 지지력과 강성을 대표하지 못하는 경우가 빈번하다. 현재로서는 이 시험의 결과를 설계에 사용하기 위해 시험 해머의 자유낙하를 일정하게 하는 매커니즘을 제대로 규명하는게 꼭 필요하다.

특정한 지역에서 광범위하게 사용되는 압력계 시험은 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)와 식 (6)에 의해 q_0 를 얻고 p_u 가 실린더형 공동에 있어서의 극한 압력과 같다고 가정하면 식 (24)에 의해 λ 의 이론적인 값을 얻을 수 있다. 계산에 의하면 ϕ

=0(비배수 조건)일때 λ 가 약 2가 된다는 것을 보여주고 있다. $c = 0$ (비점성토)일때의 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.

압력계 시험의 주된 이점은 시험을 하는 과정에 지반내에 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 셀프보어링(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 정적 콘시험의 그것보다 훨씬 더 크기 때문에 크기효과를 더 직접적으로 고려해야 한다.

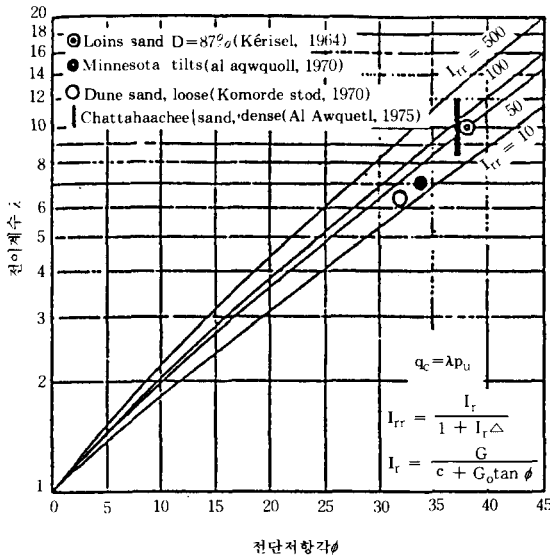


그림 4.16 비점성토에 대한 전이계수 λ ($\lambda = q_0/p_u$)

4.1.4 극한하중 산정방법의 요약

지지층의 강도와 변형특성을 신뢰성 있게 결정할 수 있는, 상당히 규칙적인 흙의 성상을 가진 지반에서의 말뚝의 극한 선단저항은 식 (5)나 식 (2)에 의해 계산될 수 있고 극한 주면저항은 식 (12)에 의해 계산될 수 있다. 정규압밀 지반에 타입된 말뚝의 경우 지지력계수 (N_s)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 수 있는 경우에는 모래지반에서의 N_0^* 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, 압력계 시험등이 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.

4.2 무리말뚝 효과

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

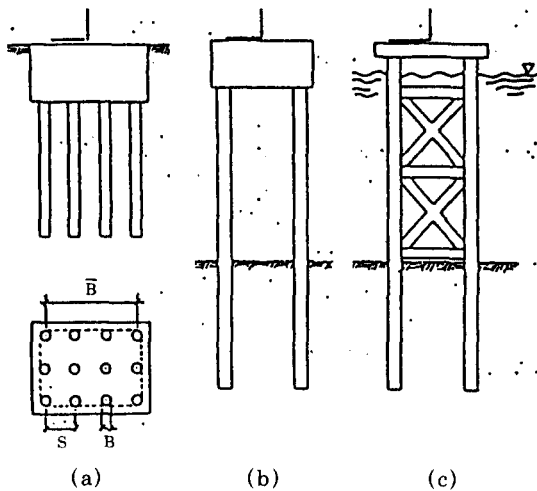


그림 4.17 전형적인 무리말뚝 모양

캡은 보통 보강콘크리트 블럭으로 될 수 있는 한 개개의 말뚝에 하중을 균등하게 분포시킬 수 있도록 적절히 설계되어야 한다. 횡단보는 흙으로부터 나온 기둥과 같은 말뚝들을 포

함하는 구조체의 일부로서 흙과 접촉하지 않고 캡의 기능과 유사한 기능을 한다. 트러스형태 구조는 보통 기둥과 같이 말뚝에 생기는 절점 작용(joint action)을 확실히 하기 위해서 설계된다.

말뚝의 간격은 많은 실제적인 고려사항과 더불어 안정성과 경제성을 고려해서 결정된다. 이상적으로는 무리말뚝의 지지력이 개개의 말뚝의 지지력의 합보다 적지 않도록 말뚝을 배치해야 한다. 이를 충족시키려면 말뚝무리의 바깥주변이 개개의 말뚝주변의 합보다 크거나 같아야 한다(그림 17에서 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 말뚝무리를 구성하는 말뚝의 개수를 나타낸다. 그러나 말뚝무리를 구성하는 말뚝이 9개보다 많은 경우에는 말뚝의 간격이 말뚝지름의 4배보다 커야하는데 이 경우는 보통 비경제적이기 때문에 잘 사용되지 않는다.

또 한편으로는 흙이 교란되는 정도를 감소시키고 더불어 말뚝을 위치시키고 정렬시킬 때 생기는 오차를 참작하기 위해 말뚝의 최소간격은 말뚝지름의 2.5배가 되어야 한다. 최적의 말뚝간격은 보통 $3d$ 에서 $3.5d$ 의 범위내에서 선택된다.

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

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

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

또한, 무리말뚝의 침하량(\bar{w})은 보통 같은 비 교 작용하중하에서의 단말뚝의 침하량보다 크다. 일반적으로

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

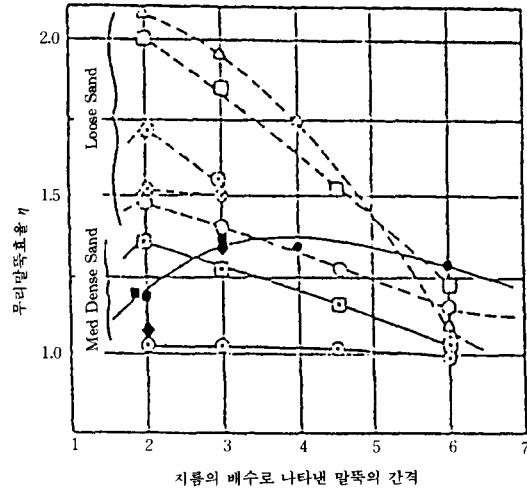
위의 식에서는 ξ_g 는 무리 침하계수이다. 이 계수도 또한 흙의 종류와 전체 흙의 성상 그리고 무리말뚝의 크기와 형상, 시공방법과 같은 많은 매개변수들에 영향을 받는다.

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

Terzaghi와 Peck은 무리말뚝의 지지력이 무리말뚝의 외부주면에 의해 정의되는 블럭기초의 그것보다 클 수 없다는 것을 제안했다. 이 개념은 일반화되어 어떤 무리말뚝의 지지력은, 말뚝무리의 바깥주면을 따른 주면저항과 그 주변에 의해 정의되는 가상적인 기초저면의 저항을 합하여 계산될 수 있다는 것이 제안되었다. 이런 식으로 하면 모래지반에 있는 무리말뚝에 있어서는 효율이 1보다 크게 된다.

실제크기 말뚝무리의 실제적인 지지력에 관해, 체계화된 자료들이 극히 적다. 점토지반에 설치한 무리말뚝에 대한 실제크기 시험이 보고된 경우는 5개 밖에 알려져 있지 않으며 모든 경우에 효율은 거의 1과 같았다. 모래지반에 설치한 실제크기 말뚝에 대한 6개의 조사내용이 문헌에 나타나 있는데 그림 18에 나타나 있듯이 모두의 경우에 있어서 효율은 1보다 컸다.

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 시험에서는 효율이 1보다 다소 작았다. 그러나 작은 크기 모형시험으로부터 정량적으로 얻은 값은 의문의 여지가 있다. 모



SYMBOL IN GROUP	NO. OF PILES	PILE DIAMETER	PENETRATION IN BEARING STRATUM(DIA)	SOIL TYPE	SOURCE
▲	4	4"	20	LOOSE SAND	KEZDI(1957)
●	4	4"	15	MED DENSE SAND	VESIC(1968)
■	9	4"	15	MED DENSE SAND	VESIC(1968)
◆	4	4"	3	DENSE SAND OVERLAIN BY LOOSE SAND	VESIC(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)
⊠	9	12"	20	LOOSE SAND	KISHIDA (1967)

그림 4.18 모래지반에 있는 사각형 무리말뚝에서 관찰된 효율

든 유용한 자료를 요약해보면 적어도 말뚝의 간격이 말뚝지름의 2.5배를 넘어서는 한, 무리말뚝의 지지력에 관한 다음의 기본적인 인식들은 명백한 것 같다.

- 무리 말뚝의 극한 선단하중은 개개의 말뚝의 극한 선단하중의 합과 같다고 볼 수 있다.
- 점성토에서의 무리말뚝의 극한 말뚝축하

중은 개개의 말뚝주면의 합에 대한 말뚝무리 바깥주면(그림 17의 점선)의 비를 곱한 개개의 말뚝의 극한 말뚝축하중의 합보다 클 수 없다.

그러나 점성토에서 말뚝의 축하중과 무리말뚝의 축하중을 비교해 볼 때 말뚝타입에 의해 유발된 간극수압의 소산이 개개의 말뚝의 경우보다 무리말뚝의 경우에 더 느리다는 사실을 명심해야 한다(그림 10참조).

•비점성토에서의 무리말뚝의 극한 말뚝축하중은 개개의 말뚝 축하중의 합보다 클 수 있다. 이것은 많은 수의 말뚝을 비교적 작은 면적 안에 타입함으로써 생기는 다짐효과의 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).

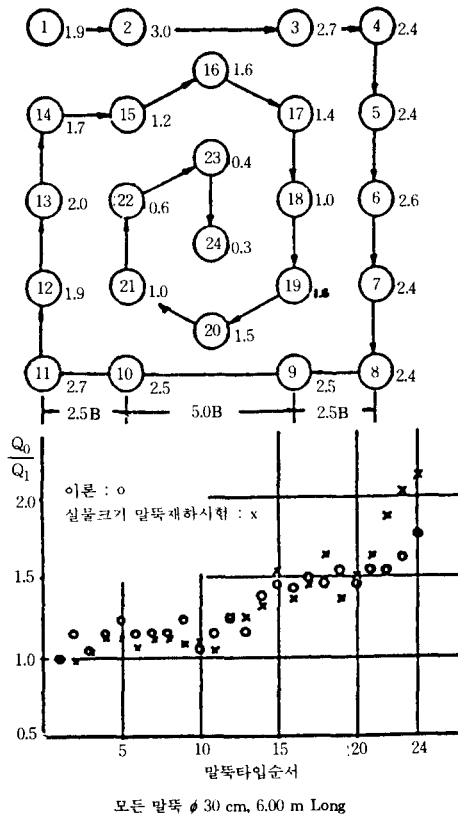


그림 4.19 느슨한 모래지반에 있는 말뚝의 효율에 미치는 타입순서의 효과

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

•말뚝캡은 말뚝무리의 바깥주면밖에 있는 흙에 의해 지지되어 무리말뚝 전체의 지지력에 기여한다. 그러나 침식이나 말뚝을 둘러싼 흙의 침하에 의한 지지능력의 상실등과 같은 잠재적인 위험을 고려해 볼 때, 설계를 할 경우가 증가된 지지력을 이용하는 것은 바람직하지 못하다.

큰 무리말뚝의 경우, 허용설계하중은 종종 침하량을 고려하여 결정된다. 지난 몇년동안 무리말뚝에 있어서의 일반적인 하중전이 매커니즘에 대한 인식이 상당히 증가했지만 모든 관측사실을 설명하기가 어렵고 아무 조건 없이 추천될 수 있는 무리말뚝의 침하량에 대한 이론을 제시하기가 쉽지 않다. 모래지반에 있는 무리말뚝에 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 식들중에서 가장 간단한 것은 무리 침하계수를 다음의 식으로부터 계산하는 것이다.

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

위의 식에서 \bar{B} 는 무리말뚝의 폭을 나타내며 B는 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 생기에도 불구하고 말뚝의 선단지지의 기능이 우세하다면 말뚝의 탄성변형으로 인한 침하량에 미치는 무리효과는 아주 작다. 천공말뚝을

다를 경우에는 그런 효과가 없다.

• 무리 침하효과는 일반적으로 주면지지말뚝(마찰지지말뚝)의 역할이 우세한 경우에 있어서 더 크다. 식 (26)은 균등한 모래지반에 말뚝지름의 15배까지 근입된 말뚝에 대한 시험에 근거한 것이기 때문에 지지층내에 15B보다 작은 관입깊이를 갖는 말뚝에 대해서는 무리효과를 과대평가할 수 있고, 역으로 길고 가는 말뚝의 경우에는 무리효과를 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_s 를 결정하기 위한, 설득력있는 이론적 방법은 Poulos의 연구에서 찾을 수 있다. 그러나 앞에서 단말뚝의 하중전이와 침하해석을 논의할때 언급한, 이 방법에 사용된 기본적인 가정들의 단점을 고려해 볼 때, 이 연구로부터 얻은 사실들은 의문의 여지가 있다.

무리말뚝의 지지력과 침하에 영향을 미치는 다양한 요소들에 대한 지식이 적은 편이므로 앞으로는 좀 더 안전하고 경제적인 설계를 위하여 실제크기 무리말뚝에 대한 정확한 관찰과 더불어 많은 연구가 필요하다.

참 고 문 헌

1. CHELLIS, R.D., Pile Foundations. 2nd ed., McGraw-Hill, New York(1964) 704pp.
2. VAN DER VEEN, C., "The Bearing Capacity of a Pile." Proc. 3rd Internatl. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Vol. 2, Zurich(1953) 8-90.
3. VESIC, A.S., "Load Transfer, Lateral Loads and Group Action of Deep Foundations." Performance of Deep Foundations, ASTM Spec. Tech. Publ. No. 444(1969) pp.5-14.
4. VESIC, A.S., "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand." Hwy. Res. Record No. 39(1963) pp.112-53.
5. VESIC, A.S., "Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundations in Sand." Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Proc. Symposium, Duke Univ. Apr. 5-6, 1965, pp. 53-68.
6. VESIC, A.S., "Design of Pile Foundation." National Cooperative Highway Research Program Synthesis 42, Transportation Research Board(1977)
7. SANGLERAT, G., "The Penetrometer and Soil Exploration." Elsevier, Amsterdam(1972).
8. DE BEER, E.E., "The Scale Effect in the Transposition of the Results of Deep Sounding Tests on the Ultimate Bearing Capacity of Piles and Caisson Foundation." Geotechnique, Vol. XI, No. 1(Mar. 1963) pp.39-75
9. POULOS, H.G., and Davis, E.H. "Analysis of the Settlement of Pile Group." Geotechnique, Vol. XVIII, No. 4 (Dec. 1968)pp. 449-71.
10. ELLISON, R.D., D'APPOLONIA, E., and THIERS, G.R., "Load-Deformation Mechanism for Bored Piles." Jnl. Soil Mech., Vol. 97, No. SM4, ASCE(Apr. 1971) pp.661-78.
11. POULOS, H. G., "Load-Settlement Prediction of Piles and Piers." Jnl. Soil Mech. Found., Vol. 98, No. SM9, ASCE(Sept. 1972) pp. 879-97.