

모형토조실험을 통한 말뚝지지력의 평가

- Evaluation of Pile Bearing Capacity using Calibration Chamber Test -

이 인 모*1 이 명 환*2
백 세 환*3 이 정 학*4
김 동 현*4 임 병 석*5

ABSTRACT

Static formulae based on limiting equilibrium theories often provide misleading predictions of pile bearing capacity in cohesionless soils due to the incorrect basic assumptions or oversimplification of actual soil conditions. Soil conditions prior to pile driving are significantly changed after pile installation and imposition of high stress levels. Therefore soil parameters at failure rather than those obtained at initial conditions should be used in application of static formulae. In this research, model pile test data were analyzed and compared with the predicted values obtained from the various static formulae. The results showed that the proper choice of soil parameters remarkably improve the reliability of static formulae.

*1 정희원, 고려대학교 공과대학 토목환경공학과 부교수

*2 정희원, 고려대학교 생산기술연구소 위촉연구위원

*3 정희원, 한국과학기술원 토목공학과 박사과정

*4 정희원, 고려대학교 공과대학 토목환경공학과 박사과정

*5 정희원, 고려대학교 공과대학 토목환경공학과 석사과정

1. 서론

말뚝의 지지력을 산정하기 위하여 많은 방법들이 제안 되어 왔으나 말뚝재하시험을 제외하면 그 결과에 대한 신뢰도는 매우 낮은 실정이다. 정역학적 지지력공식은 많은 문제점들에도 불구하고 그 적용의 간편성과 이를 대신할만한 신뢰성 있는 방법의 부재등으로 인해 널리 사용되어 왔으나 대부분 실측치를 과대 평가하는 경향이 있어 그 결과의 적용에는 높은 안전율의 적용을 불가피하게 한다. 이는 지지력공식의 이론적 배경 자체가 극복하기 힘든 가정의 모순에서 출발하는데도 원인이 있으나 공식에 사용되는 강도정수의 값을 보다 합리적으로 결정하지 못하는 데도 그 원인이 있다. 말뚝의 타입과 하중의 재하는 지반 조건에 상당한 변화를 유발하며 이러한 경향을 무시하고 항타 이전의 지반조사결과로부터 얻어진 강도정수의 값을 해석에 일률적으로 적용하는 것은 무리가 있으나 이러한 영향을 정량화하기 힘들므로 기존의 연구에서는 배제되어 왔다. 현재의 기술수준에서 말뚝의 지지력에 영향을 미치는 모든 요소들을 정확히 고려한 범용적인 이론식의 도출은 불가능하나, 정확한 강도정수의 선택을 통해 기존의 공식들을 적용함에 있어서 발생하는 오류를 상당부분 감소시킬 수 있을 것으로 사료된다. 본 연구에서는 이미 학계에 보고된 바 있는 간편한 말뚝재하시험의 신뢰성규명을 위한 실내 모형실험의 결과에 기존의 이론식들을 적용하여 그 차이를 분석하고 원인을 규명함으로써 이론식 적용에 있어서의 신뢰성 제고를 이루고자 하였다. 또한 실내실험 결과를 여러 각도에서 재해석하여 하중의 작용 방향이 주면마찰력에 미치는 영향과 선단부의 직경차이로부터 유발되는 치수효과 (scale effect) 에 대해서도 아울러 검토하고자 한다.

2. 정역학적 지지력 공식의 이론적 배경과 문제점

말뚝의 하중지지 mechanism 은 그림 1 에 보인 바와 같이 말뚝 단부에 전달되는 선단지지력과 흙-말뚝 접촉면에서 얻어지는 주면마찰력의 합으로 상재하중에 저항하게 되며 다음 식과 같이 간단히 나타낼 수 있다.

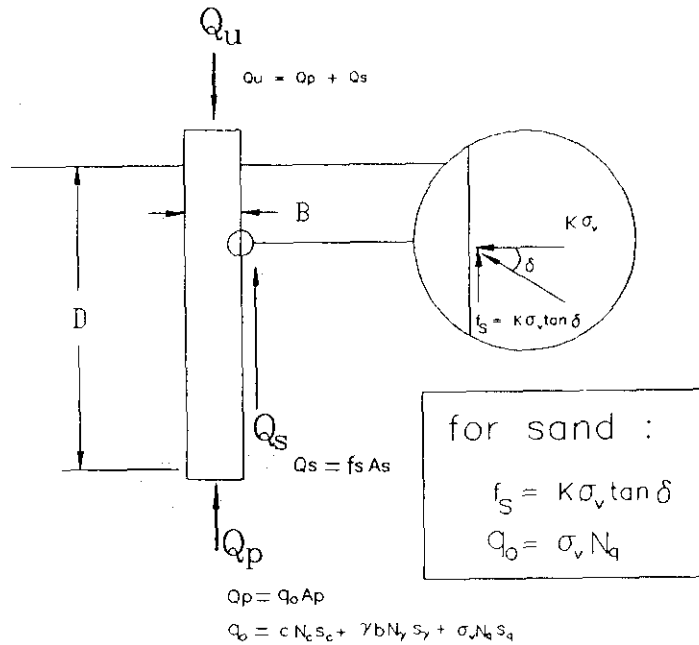


그림 1 말뚝의 하중 지지 mechanism

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (1)$$

Q_u : 말뚝의 극한지지력

Q_p : 말뚝의 선단지지력

Q_s : 말뚝의 주면마찰력

식 (1)에서 말뚝 선단지지력의 해석방법은 크게 두가지로 분류되는데 한가지는 지반을

소성체로 가정하여 파괴가 일어날 때까지는 일체의 변형을 하지않고, 지지력계수(N_q)는 지반의 전단특성(ϕ : 내부마찰각)만의 함수로 표시되는 것이고, 다른 한가지는 지반의 압축특성(E: Young's modulus), 포아송 비(ν), 체적변화율(Δ), 수평토압계수(K)등을 지반의 전단특성과 동시에 고려한 것이다. 전자의 범위에 드는 공식들은 소성파괴이론에 근거한 Terzaghi의 얇은 기초 지지력 공식(식 2)을 시발로 하여 Meyerhof, Berezantzev, Coyle & Castello 등이 있으며 후자에 해당 되는 것이 공동확장이론에 근거한 Vesic 공식이다.

소성파괴이론에 근거한 이론적인 정역학적 지지력 공식은 다음 식과 같이 표시되어진 다.

$$Q_p = A_p(cN_c + \sigma_v'N_q + 0.5\gamma'DN_r) \quad (2)$$

여기서, c : 흙의 점착력

σ_v' : 말뚝 선단부 위치에서의 지반의 유효수직응력

γ' : 흙의 유효 단위 중량

D : 말뚝의 직경

N_c, N_q, N_r : 지지력계수

A_p : 말뚝의 단면적

식 (2)를 사질토 지반에 적용시킬 경우 점착력 $c=0$ 이 되고, 마지막 항은 두번째 항과 비교하여 무시할 수 있을만큼 적으므로 식 (2)는 다음과 같이 간략한 형태로 표시될 수 있다.

$$Q_p = A_p\sigma_v'N_q \quad (3)$$

식 (3) 에서 보듯이 선단지지력은 유효수직응력(σ_v')과 지지력계수(N_q)만의 함수이다. 지지력계수(N_q)는 지반의 내부마찰각 (ϕ)과 직접 관련하여 그림 2 와 같이 여러 학자들 사이에 다양한 관계가 제안되고 있다.

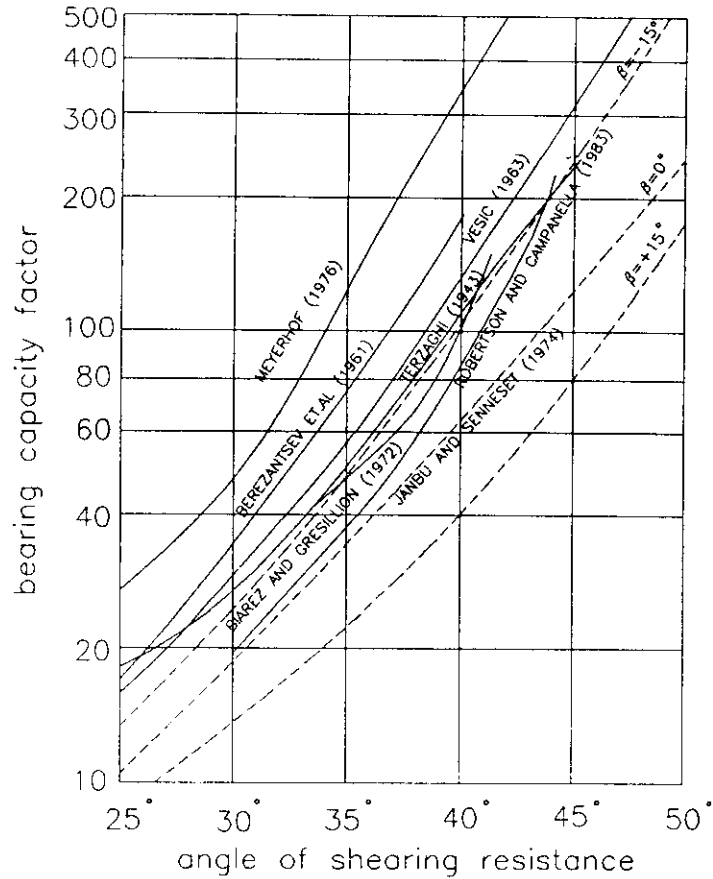


그림 2 여러가지 제안식들에 의한 지지력계수 비교

본 실내실험에서는 응력수준을 정확히 조절할 수 있으므로 지지력 공식으로부터 Q_p 를 산정하기 위해서는 정확한 지지력계수(N_q)의 결정이 선행되어야함을 알 수 있다. 소성이론에 근거한 지지력 공식은 지반을 완전한 소성체로 가정하였다는 문제점외에 다음과 같은 해석상의 문제점을 안고 있다.

첫째, 지반의 전단특성만을 고려하고 압축특성을 완전히 무시하였다는 점이다.

이는 지반을 완전한 강성체 (rigid body) 로 가정한데서 기인하지만 지반의 압축특성은 말뚝지지력을 산정함에 있어서 무시되어서는 안되는 중요한 요소라는 사실이 많은 실험결과에 의해 증명되었다(Robertson & Campanella, 1983; Nauroy & Le Tirant, 1983; Lee, M. W., 1987 등).

둘째, 횡방향 응력의 영향이 배제되었다는 점이다.

기존의 연구결과들은 대부분 말뚝의 지지력이나 정적관입시험의 결과를 해석함에 있어

유효수직응력의 영향만을 고려하지만 정적관입시험의 경우 횡방향 응력에 의한 해석이 더 우수한 결과를 제공한다는 주장도 제기된 바 있다(Houlsby & Hitchman, 1988). 이러한 주장이 아니더라도 말뚝 선단부의 응력상태의 변화는 단순히 수직응력의 함수만이 아닌 횡방향 응력의 영향이 포함되어야 하며 공동확장이론에서 사용되는 평균주응력에 의한 해석이 실제와 잘 부합되는 것으로 사료된다(Vesic, 1977; Lee, M. W., 1987; 백세환외 등).

세째, 그림 2 에 보인 여러가지 $\phi - N_q$ 관계에서 알 수 있듯이 각 제안자들에 따라 차이가 크고 지지력계수가 내부마찰각의 변화에 대해 너무 예민하므로 ϕ 의 결정방법에 따라 지지력은 매우 큰 차이를 보일 수 있다.

네째, 기존의 연구 결과에 따르면 본 실내실험과 같은 균일한 모래지반에서는 지지력계수 N_q 는 일정한 값을 갖게 되며 따라서 말뚝의 선단지지력은 이론적으로 유효수직응력에 선형비례하여야한다. 이와 같은 이론해석은 그림 3 과 같은 말뚝재하로 인한 지반의 변형형태에 근거하고 있으나 실제 실험에서는 이와는 상이한 결과들이 보고되었다. 1950년대 말 볼란서의 Kerisel의 모형실험에 의해 말뚝 선단지지력과 관입깊이의 관계가 이론해석의 경우처럼 선형비례하지 않고 일정한 관입깊이까지는 선형비례하나 그 이상이 되면 일정한 값에 수렴한다는 사실이 보고되었다 (Kerisel, 1958). 이와 같이 선단지지력이 관입깊이에 따라 증가하지 않고 일정한 값에 도달하는 한계관입깊이의 존재는 이후 수많은 실내 및 현장 실험에서 확인된 바 있다(De Beer, 1963; Vesic, 1964, 1970 등).

다섯째, 지반조건은 말뚝의 타입과 하중의 재하로 인해 급격히 변화하므로 항타이전의 지반조사결과로부터 얻어진 강도정수의 값을 이론해석에 일률적으로 적용한다는 것은 무리가 있다. 말뚝의 관입으로 인한 지반조건 변화는 크게 두가지로 나누어지는데 그 하나는 지반의 상대밀도가 크게 변화하는 것이고 다른 하나는 말뚝 선단부의 응력수준이 급격히 증가하는 것이다. 양자가 모두 내부마찰각에 영향을 미치지만 특히 응력수준의 증가에 의한 내부마찰각의 감소는 그 변화가 매우 심한 것으로 보고된 바 있어 (Baligh, 1976) 내부마찰각의 결정에 있어 항타와 하중 재하로 인한 변화가 반드시 고려되어야 한다.

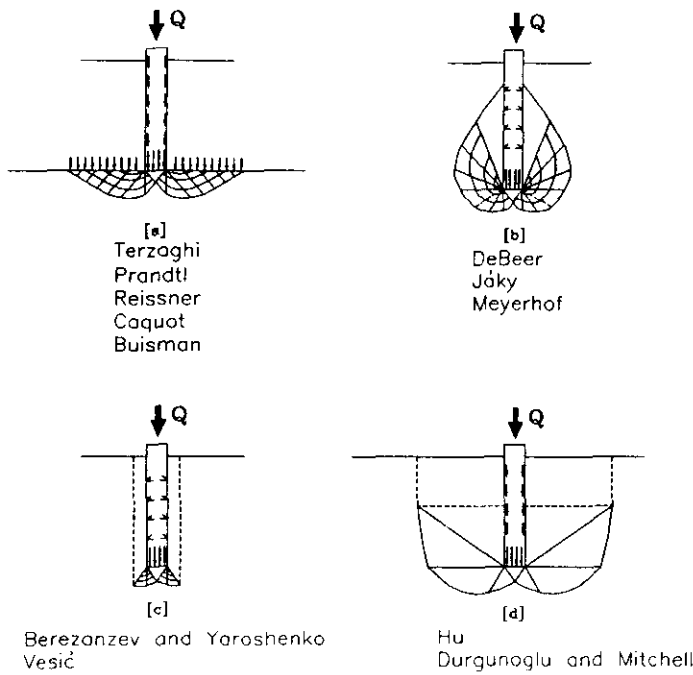


그림 3 여러가지 변형형태들

이와 같이 정역학적 지지력공식은 많은 문제점에도 불구하고 그 적용의 간편성으로 인해 널리 사용되어 왔으나 실제 현장 말뚝의 재하시험결과는 기존 공식들의 신뢰도가 극히 낮음을 보여주고 있으며 특히 지반이 매우 조밀한 경우에 이론값은 실제의 지지력을 상당히 과대평가할 수 있으므로 많은 주의를 요한다.

공동확장이론에 근거한 Vesic 의 제안식은 이와 같은 문제점을 상당부분 해소하였으나 공식에 사용되는 계수들의 결정, 예를 들어 부피의 변화량이나 횡방향응력의 결정이 현실적으로 매우 어렵다는 단점이 있다. 또한 가상의 공동내부에 존재하지 않는 강성체(말뚝)가 실제로는 존재한다는 점, 공동의 확장으로 인한 소성구간의 변형형태가 완전한 구형이나 원통형이 아니라는 실험결과(Robinsky & Morrison, 1964; Al Awkati, 1975)등으로 인해 이론 해석의 한계를 근본적으로 극복하지는 못하였으며 이는 아마도 현재의 기술수준으로는 불가능한 것으로 사료된다. 따라서 본 연구에서는 새로운 지지력 산정방법의 도출과 제시보다는 기존의 공식들에 의한 계산치와 실내실험의 실측치를 비교하고 그 차이를 분석하여 원인을 규명함으로써 이론식 적용에 있어 신뢰도를 제고하고자 하였다.

3. 실험장치 및 기구

실험장치, 지반조성 및 실험방법 등은 이미 학계에 보고된 바 있으나 (이인모 외, 1991) 편의상 다음에 이를 다시 정리하였다.

본 논문에서는 현장지반의 응력수준을 실내모형지반으로 재현하기 위하여 가압이 가능한 calibration chamber를 이용하여 여러 응력조건에서의 모형말뚝실험을 실시하였으며, 모형토조에서 가능한 가압조건은 그림 4와 같다 (Parkin & Lunne, 1982).

일반적으로 응력제어방법(BC1)은 현장지반에서 횡방향 응력수준의 하한치를, 변위제어방법(BC3)은 상한치를 나타내는 것으로 알려져 있으나 변위제어법을 사용할 경우 토조의 설계와 작업이 복잡해질 우려가 있어 본 실험에서는 응력제어방법을 사용하였으며, 모형토조의 제원과 가압을 위한 membrane의 설치는 그림 5에서 보는 바와 같다.

모형말뚝은 외경 4 cm의 강철관에 슈우(shoe)를 부착하여 최근에 개발된 간편한 말뚝재하실험 (Simple Pile Load Test ; SPLT)을 실내에서 그대로 재현할 수 있도록 하였다 (이명환 외, 1990a)

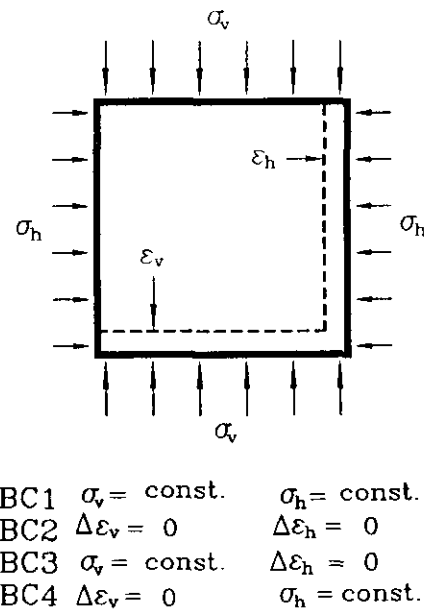


그림 4 모형 토조 내부의 가압조건

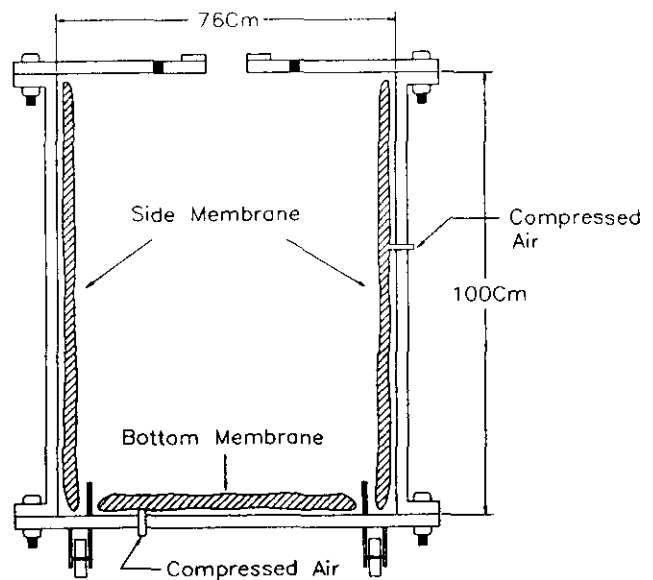


그림 5 모형 토조

토조의 윗판은 토조와 볼트연결하도록 되어있으며 토조의 윗판에 모형말뚝의 관입을 위한 구멍 외에 8개의 볼트구멍을 설치하여 재하실험시 토조의 윗판에 반력부재를 설치할 수 있도록 하였다.

4. 실험용 모래

모형 지반조성을 위한 모래시료의 비중은 2.59이고, 함수비는 2 % 이하로 건조시켜 실험을 수행하였으며, 상대밀도 90 % 이상으로 지반조성을 하였을 때의 모형지반의 단위중량은 1.58 t/m^3 이며 상대밀도 80 %의 경우는 단위중량이 1.54 t/m^3 이었다.

시료의 강도정수는 직접전단시험으로부터 구하였으며, 상대밀도가 90 % 이상일 때와 80 % 일때의 결과를 그림 6, 7에 수록하였으며, 이때의 내부마찰각 ϕ 는 첨두강도(peak strength)와 잔류강도(residual strength)의 두 경우에 대하여 모두 구하였다. 그 결과 상대밀도 90 % 이상인 경우 $\phi_{\text{peak}}=40^\circ$ 이고 $\phi_{\text{residual}}=30^\circ$ 이며, 상대밀도 80 % 일 때는 응력수준이 1.8 kg/cm^2 이하인 경우 $\phi_{\text{peak}}=38^\circ$, 그 이상인 경우 $\phi_{\text{peak}}=25^\circ$ 이며, $\phi_{\text{residual}}=30^\circ$ 로써 상대밀도 90 % 이상일 경우일 때와 같다. 또한 본 시료의 입도분포곡선은 그림 14와 같고 압축지수(C_c)는 1.352, 균등계수(C_u)는 1.8이며 통일분류법으로 시료를 구분하면 SP이다.

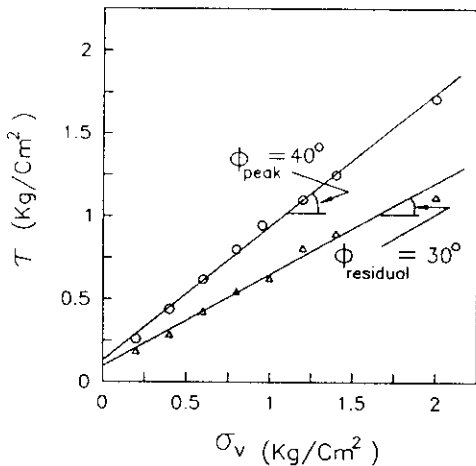


그림 6 상대밀도 90% 이상

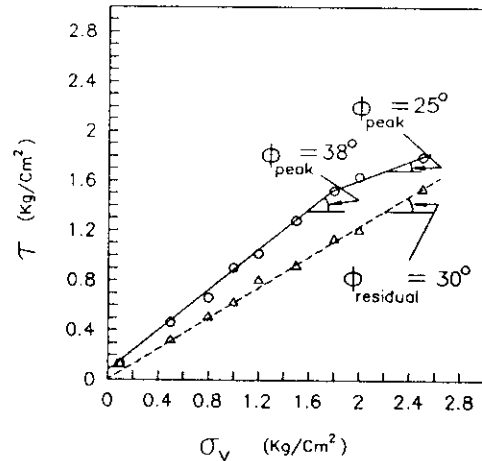


그림 7 상대밀도 80%

직접전단시험에 의한 내부마찰각

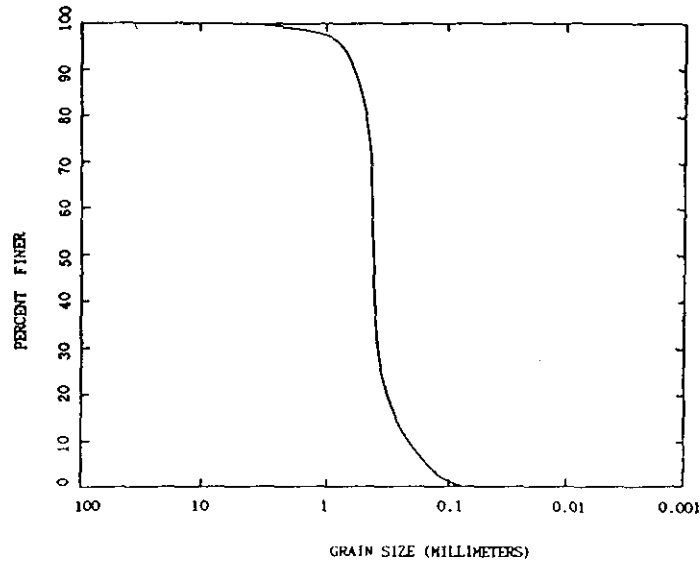


그림 8 입도 분포 곡선

5. 지반조성

본 실험의 모형지반조성에는 raining method가 사용되었다. 이 방법은 일정한 높이에서 일정한 눈금의 체를 통과하여 모래입자를 자유낙하시킴으로써 원하는 밀도의 지반을 얻게 된다. 이 때 얻어지는 지반의 밀도는 체의 눈금을 일정하게 유지할 경우 시료입자의 자유낙하고에 비례하여 점차로 증가하나 일정 높이 이상이 되면 어느 한계값에 도달한다고 한다(Lee M. W., 1987).

본 실험에서는 10번체를 사용했으며, 상대밀도(D_r)가 90 % 이상일 때의 시료상자에서 체까지의 높이는 47 cm, 체로부터 모형지반 바닥면까지의 높이는 56 cm이며 매층 15 cm의 지반 조성후 시료상자의 위치를 상향조정하여 일정한 자유낙하고를 유지하도록 하였다. $D_r=80\%$ 일때는 위의 두 높이를 각각 23.5 cm, 44 cm 로 유지하였다.

모형지반의 조성후 최초 가압 후 약 22시간이 지난뒤에 토조내의 토압이 일정하게 유

지된다는 연구 결과에 따라 (백세환외, 1990a) 24시간 동일압력을 유지시킨 후 모형
말뚝실험을 수행하였다.

6. 실험 방법

모형말뚝은 일정높이(40 cm)에서 말뚝 중량과 같은 4.3 Kg의 추를 낙하시켜 타입하였
으며, 처음 15 cm부터 45 cm까지 매 5 cm 깊이마다 관입 시키며 다음 5단계실험을 각
각 실시하였다. 먼저 1단계에서는(그림 9) 현장의 SPLT를 그대로 재현 하는데, 이 경
우에는 선단지지력보다 주변마찰력이 먼저 파괴에 도달하게 되므로 인발저항력을 얻
을 수 있다.

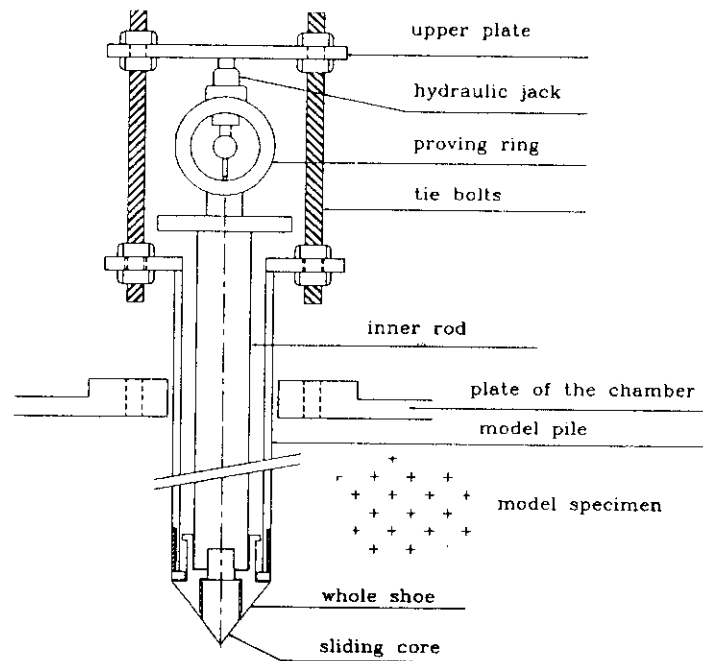


그림 9 모형 말뚝의 제원및 제 1 단계 실험

다음 제 2단계로서 축소된 선단부의 지지력을 측정하는데, 이때 토조의 윗판에 반력볼트를 설치하고 이를 반력용 상부 원판과 연결시켜 chamber의 무게를 반력으로 사용하여 축소된 선단부로부터 선단지지력을 얻어낸 다음 3단계에서는 말뚝과 분리될 수 있는 슈우(shoe)의 전체 단면적을 관입시켜 실제 선단지지력을 측정한다. 이때 슈우를 말뚝으로 부터 파괴하중이 결정되기에 충분한 변위만큼 분리시킨다. 4단계에서는 내부 강봉을 제거하고 말뚝전체를 관입 시키는데, 이때 슈우가 말뚝 몸체와 분리되어 있으므로 이 변위만큼은 주면마찰력만이 저항할 것으로 기대되므로 압축재하시 말뚝의 주면마찰저항을 결정할 수 있다. 또한 말뚝의 몸체가 침하하여 분리된 슈우와 접촉하게 되는 순간부터는 마지막 5단계로 주면마찰력과 선단지지력이 함께 저항하는 말뚝의 극한지지력을 구할 수 있게 된다. 각 단계별 선단부의 모양과 결정되어지는 지지력 요소들은 그림 10과 같다.

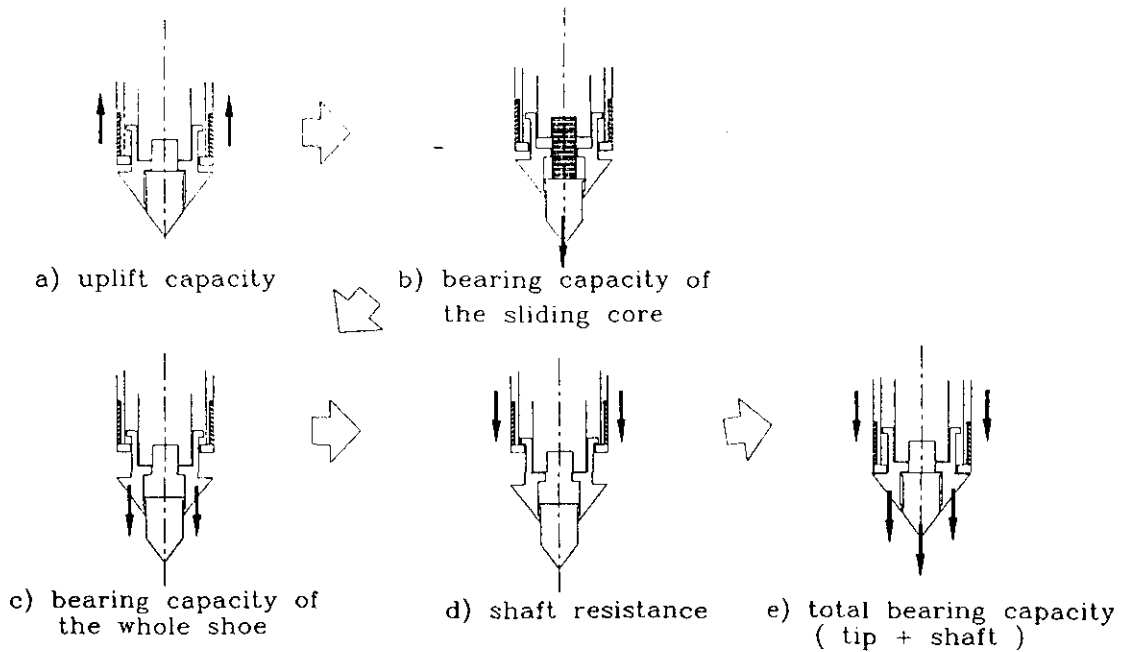


그림 10 각 실험단계별 선단부의 거동과 결정되어지는 지지력 요소들

7. 정역학적 공식에 의한 모형말뚝의 지지력 계산치와 실측치와의 비교

본 논문에서는 정역학적 공식에 의한 지지력 계산치와 실측치를 비교하였으며 Meyerhof, Berezantzev, Vesic, Coyle & Castello, Terzaghi의 제안식이 채택되었다. 위에서 거론된 정역학적 지지력공식들은 지지력계수 N_q 를 흙의 내부마찰각 ϕ 와의 경험적인 관계로부터 직접 도출하여 선단지지력 Q_p 를 산정하게 되므로 지지력 공식의 적용에 있어서는 무엇보다도 정확한 ϕ 값의 선택이 선행되어야한다. 연구에 사용된 ϕ 값은 그림 6 와 그림 7 에서 보듯이 직접전단시험으로부터 결정하였으며 수직응력이 커질 수록 전단저항값이 낮아지는 경향을 보이므로 직선이 꺾인 부분에 대해서는 0점을 기준으로 한 secant값을 채택하였다.

ϕ 값과 지지력계수 N_q 와의 관계는 그림 2에서 보듯이 각 제안자들에 따라 다양하게 제안되어 있으며 각 제안자들의 차이가 크고 ϕ 값에 따른 N_q 의 변화도 예민함을 알 수 있다 (그림 2). 소성이론에 근거하지 않은 공동확장이론 (Cavity Expansion Theory)의 적용(Vesic 방법)에 있어서는 그 적용의 복잡성과 공식에 사용되는 지반의 압축특성을 대표하는 계수들의 결정이 현실적으로 매우 어려우므로 실험을 생략하고 Vesic 본인이 추천하는 계수들을 사용하였다 (Das, 1983) (표 1참조).

표 1 흙의 종류에 따른 강성계수

흙의종류	모 래	실트 및 점토 (배수상태)	점토 (비배수 상태)
I_r	70 - 150	50 - 100	100 - 200

우선 전단강도로부터 얻어진 내부마찰각(ϕ_{peak})을 적용하여 얻어진 각 공식에 의한 계산치와 실험 실측치를 비교하면 그림 11, 12와 같다. 상대밀도 90 % 이상인 경우 실측치는 응력수준이 증가함에 따라 증가율이 점차 감소하여 일정한 값에 수렴하는 경향이

있지만 계산치들은 응력수준의 증가에 따라 선형증가하므로 응력수준이 높아질수록 실측치와의 차이가 커진다. 특히 Meyerhof 와 Berezantzev의 값들은 실측치와 커다란 차이를 나타내고 있다.

본 실내실험에서는 직접전단시험으로부터 ϕ_{peak} 값이 얻어졌으므로 이 값이 삼축실험으로부터 얻어진 값보다 크게 평가될 수 있다. 또한 직접전단시험 조건을 plane strain 조건과 유사하다고 가정하면(Das, 1983), plane strain조건 보다는 본 실내 chamber test의 가압조건이 삼축실험과 유사한 조건으로 사료되므로 삼축실험을 통해 얻은 내부마찰각 (ϕ_t)을 지지력공식에 적용하여 실측치와 비교하는 것이 실제 조건과 더 부합할 것으로 사료된다. ϕ_t 와 ϕ_{peak} 의 차이는 기존의 연구결과에 의하면 대략 $0^\circ - 8^\circ$ 사이에 분포하며 낮은 응력수준에서는 크고 높은 응력수준에서는 그 차이가 적은 것으로 알려져 있다 (Lee, 1970). 따라서, 그 평균차이를 4° 로 가정하고 앞서 계산한 이론식에 적용한 ϕ_{peak} 에 일률적으로 4° 를 감하여 다시 지지력계수 N_q 를 결정하여 선단지지력을 계산하고 그림 13, 14에서 처럼 비교하였다. 그림 11, 12와 그림 13, 14를 비교하면 ϕ_t 의 적용이 실측치에 더 근접한 것을 확인할 수 있으나 여전히 실측치와 큰 차이를 보이고 있다. 이와 같이 계산치와 실측치가 큰 차이를 보이는 것은 정역학적 이론식이 극복할 수 없는 이론적인 배경에 일차적인 원인이 있지만 지지력에 영향을 미치는 많은 요소들을 효과적으로 고려하지 못한 점과 각 제안자들의 $\phi - N_q$ 관계가 대부분 각자의 경험적인 방법에 의존하여 도출되었으므로 범용적인 적용에 무리가 있기 때문이다. 공동확장이론에서는 지반의 전단특성외에 압축특성까지를 고려하였으며 평균주응력의 해석개념을 도입하였으나 현실적으로 이러한 요소들의 결정이 매우 어렵다는 단점이 있다. 말뚝의 타입과 하중재하에 의한 지반조건의 변화를 무시하고 말뚝의 관입과는 무관하게 얻어진 지반의 강도 정수(ϕ)를 이론식에 일률적으로 적용하는 것은 무리가 있다고 사료된다. 말뚝의 관입으로 인하여 선단부의 응력은 크게 증가하며 이러한 응력수준의 증가로 인해 내부마찰각이 상당히 감소한다는 사실은 기존의 연구 결과로부터 증명되었으며(Baligh, 1976), 실제 파괴시의 말뚝 선단부의 상태는 지반의 한계상태(critical state)와 유사하므로 ϕ_{peak} 보다는 ϕ_{cv} (ϕ at constant volume)가 보다 실제조건과 가까운 것으로 사료된다.

Relative density > 90% $\phi = \text{peak}$

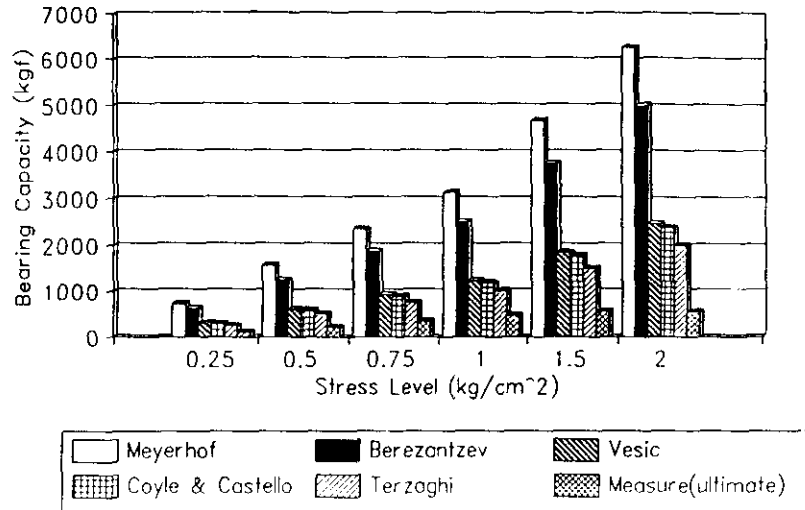


그림 11 ϕ_{peak} 에 의한 계산치와 실측치의 비교
(상대밀도 90 % 이상)

Relative density = 80% $\phi = \text{peak}$

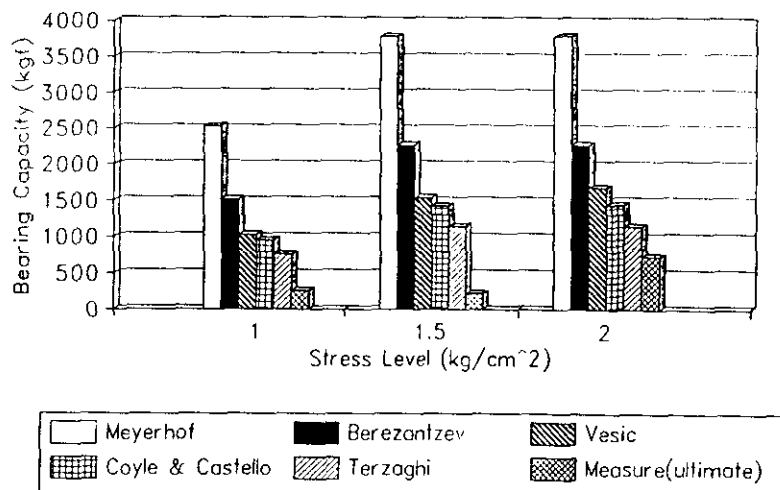


그림 12 ϕ_{peak} 에 의한 계산치와 실측치의 비교
(상대밀도 80 %)

Relative density > 90% phi = triaxial

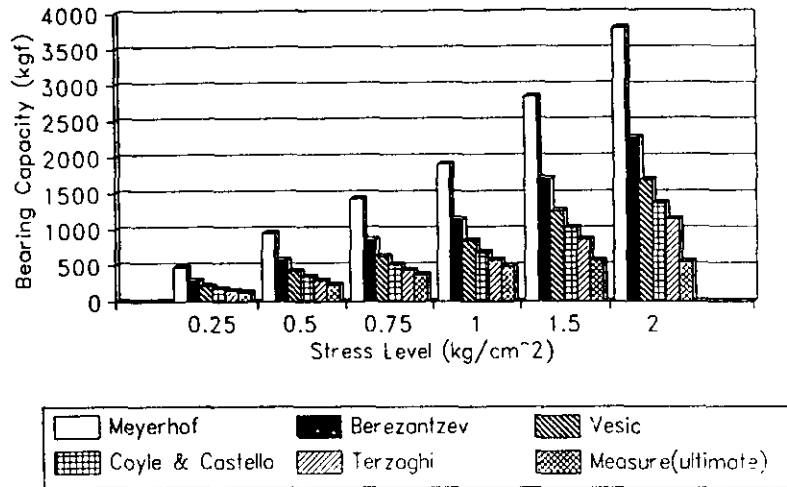


그림 13 ϕ_t 에 의한 계산치와 실측치의 비교

(상대밀도 90 % 이상)

Relative density = 80% phi = triaxial

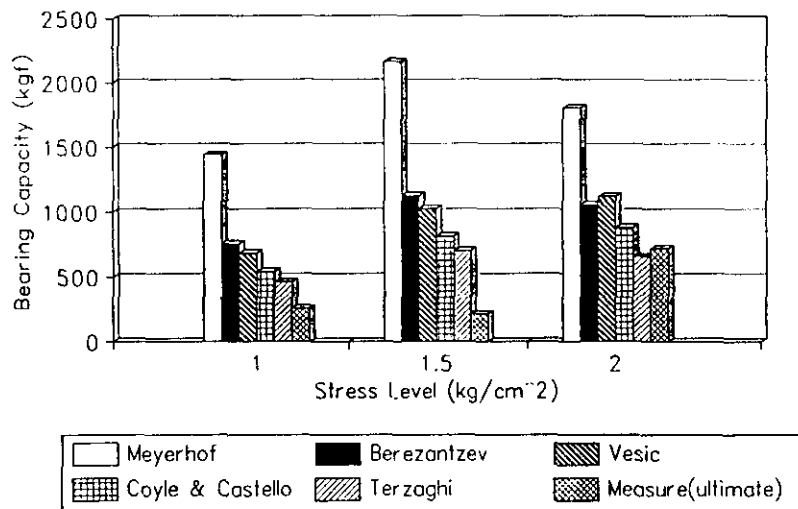


그림 14 ϕ_t 에 의한 계산치와 실측치의 비교

(상대밀도 80 %)

따라서, 본 논문에서는 계산치와 실측치와의 차이는 주로 내부마찰각(ϕ)의 과대평가로 부터 유발된다고 간주하고 지지력 공식에 적절한 ϕ 값을 선택해보는 것이 보다 의미가 있다고 판단. 우선적으로 ϕ_{peak} 값 대신에 직접전단시험으로 잔류강도를 측정하고 이로 부터 얻어진 내부마찰각 ($\phi_{residual}$)을 지지력 공식에 적용하여 그림 15, 16 과 같이 비교하였다.

그림에서와 같이 Meyerhof는 실측치와 여전히 그 차이를 크게 유지하고 있지만, 기존의 다른 제안식들은 실측치와 상당히 근접하는 경향을 보인다. $\phi_{residual}$ 을 전단이 진행됨에 따라 더이상의 부피 변화가 일어나지 않을 때의 한계값, 즉 ϕ_{cv} 와 동일시할 수는 없지만 본 실험에 사용된 모래의 균질성과 직접전단시험의 신뢰성을 고려한다 하더라도 큰 무리가 없을 것으로 사료된다. 이 결과로부터 기존의 정역학적 지지력 공식의 적용에 있어 ϕ_{peak} 와 지지력계수와의 관계를 사용하는 것은 상당한 무리가 있으며, $\phi_{residual}$ 값이 실제 말뚝선단부의 전단특성을 보다 잘 대표한다고 볼 수 있겠다.

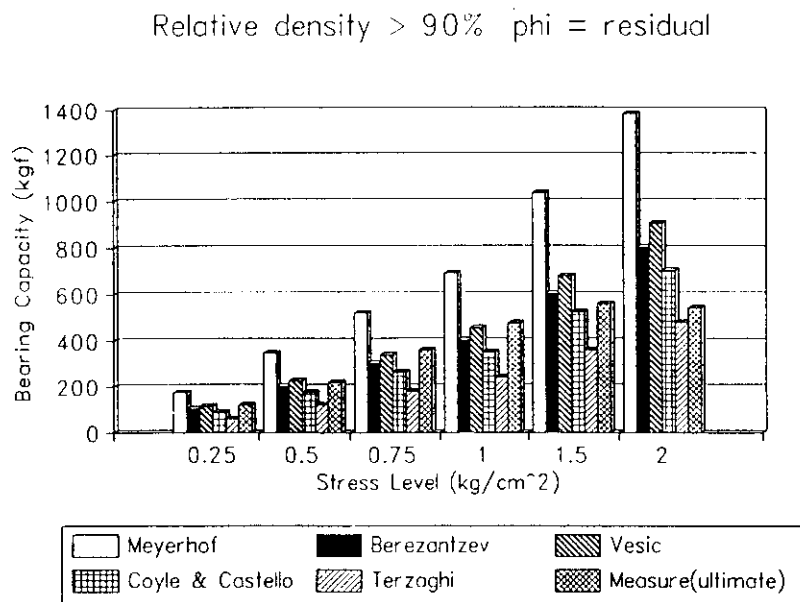


그림 15 $\phi_{residual}$ 에 의한 계산치와 실측치의 비교
(상대밀도 90 % 이상)

Relative density = 80% ϕ = residual

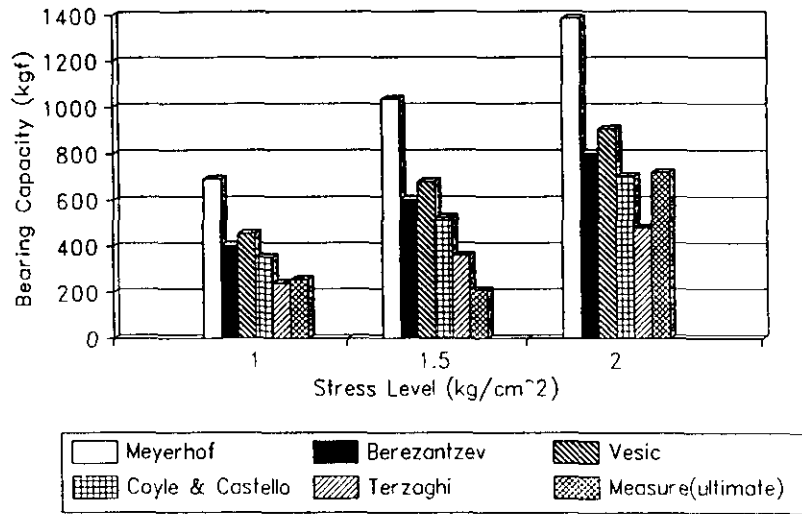


그림 16 $\phi_{residual}$ 에 의한 계산치와 실측치의 비교
(상대밀도 80 %)

8. 실험 결과 및 해석

(1) 한계 깊이

말뚝의 선단지지력은 앞에서 언급한 바와 같이 근입깊이가 커질수록 선형증가하다가 어느 깊이 이상에서는 일정한 값에 이르는 것으로 알려져 있으며 이를 한계깊이 (critical depth)라고 한다.

이와 같은 한계깊이의 존재는 많은 현장 및 실내실험에서 확인 되어 (Kerisel, 1958; De Beer, 1963; Meyerhof, 1976) 이 개념이 실무 설계에까지 적용될 수 있는 계기가

되었으나 현재도 많은 논란이 있는 부분으로 한계깊이가 나타나지 않는 경우와 (Janbu & Senneset, 1974; Treadwell, 1975) 관입깊이가 증가할수록 지지력의 증가율이 오히려 커지는 실험결과도 보고된 바 있다(Durgunoglu, 1972). 따라서 정확한 결론을 내리기는 어려우나 한계관입깊이 이후에도 유효수직응력의 영향을 완전히 배제하기는 힘들 것으로 사료되므로 지지력의 증가율이 둔화되기 시작하는 깊이로 이해되는 것이 합리적일 것으로 판단된다.

본 실내실험의 결과도 45cm 관입까지 한계깊이의 존재는 확인할 수가 없었다(그림 17). 다만 10cm 관입때까지는 모형말뚝에 대한 실험이 거의 불가능하여 이에 대한 자료를 얻을 수 없기에 이곳에서의 지지력 변화는 추후에 연구되어야 한다. 또한, 10cm 이상의 깊이에서는 관입깊이에 따른 지지력의 변화도 뚜렷한 경향을 보이지 않는 점으로 미루어 관입깊이가 지지력에 미치는 영향이 극히 미미함을 알 수 있다. 관입깊이의 변화에도 불구하고 지지력의 차이가 거의 없다는 사실은 De Beer의 이론(1963)에서 주장하는 바와 같이 선단부가 지지층내에서 적어도 말뚝직경의 10배 이상은 근입장을 확보하여야 완전한 변형형태에 이르게 되므로 충분한 근입장을 확보하기 이전에는 지지력이 관입깊이에 비례하여 계속 증가하여야 한다는 사실과는 상이한 결과를 보인다. 그러나 간접적인 방법으로 선단지지력과 유효수직응력과의 관계를 그려보면 선단지지력의 한계값이 나타남을 알 수 있다(그림 18). 이러한 한계값은 전체선단부에 비해 sliding core의 경우(그림 19)가 보다 뚜렷하게 확인되고 있다. 따라서 실내실험에서의 한계값이 개념의 적용은 한계응력수준의 개념으로 대체하여 생각함이 오히려 합리적일 것으로 사료된다.

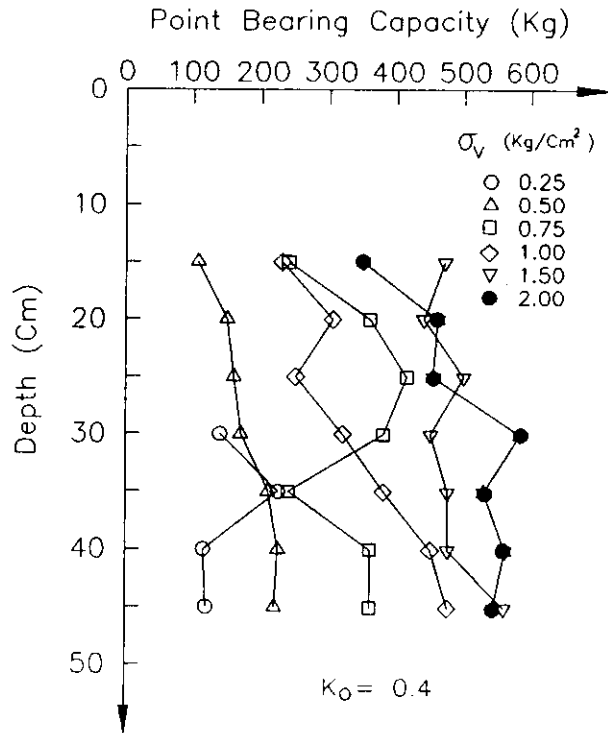


그림 17 관입 깊이와 선단지지력과의 관계
(상대 밀도 90% 이상, 전체 선단부)

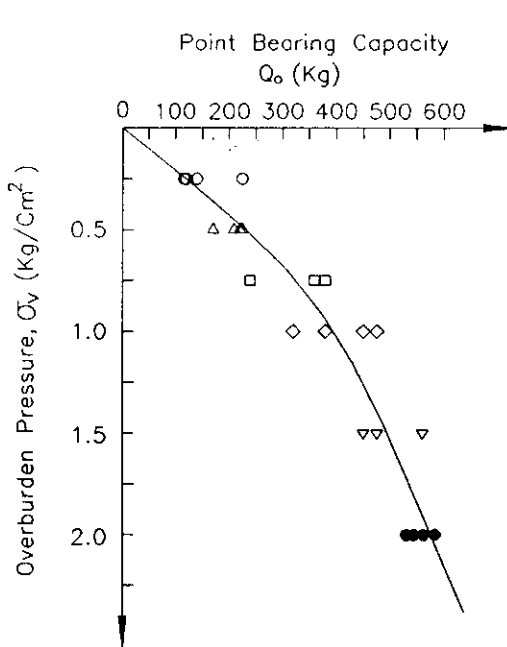


그림 18 전체 선단부

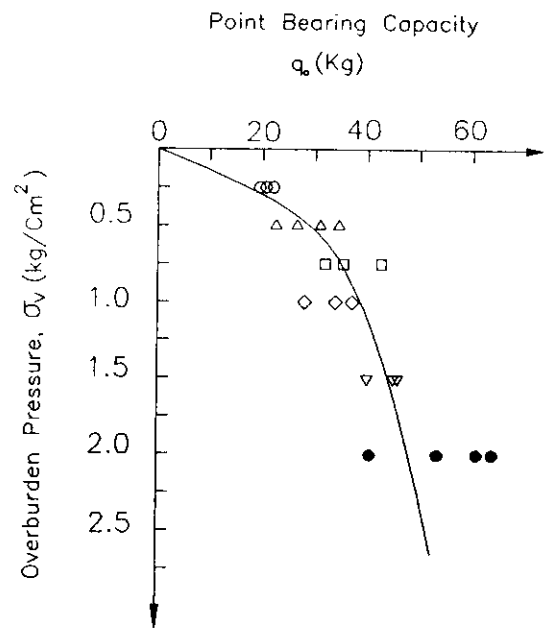


그림 19 축소된 선단부

응력수준과 선단지지력과의 관계

(2) 하중의 작용방향이 주면마찰력에 미치는 영향

축방향 압축하중이 작용하는 대부분의 말뚝기초에서는 말뚝설치 방향으로 전단이 일어나게 되며 재래식 말뚝재하시험 과정은 이 조건을 만족시킨다. 본 실내실험 1단계에서는 말뚝선단부 침하의 반력으로 주면마찰이 작용하게 되어 말뚝 주면부에는 인발하중이 작용하게 되는 조건이 된다. 일반적으로 인발저항력은 하중에 대한 압축주면 마찰저항에 비교하여 적은 값을 갖는다고 알려져 있으며 McClelland(1972, 1974)가 제안한 압축주면마찰저항의 70%만을 사용하는 것이 설계에서 보편적으로 받아들여지고 있는 듯 하다. (Coyle & Castello, 1981)

본 실내실험에서는 인발하중과 압축하중하에서의 주면마찰저항을 비교해 보았다. 우선 상대밀도가 90% 이상인 경우 관입깊이에 대한 두 마찰저항의 비는 그림 20과 같이 평균비가 0.78로써 인발저항력이 작은 값을 나타냄을 알 수 있다. 분포 경향은 관입깊이에는 크게 영향을 받지 않는 것으로 보이며 응력수준에 대해서는 그림 21과 같이 분포하여 응력수준이 커질 수록 그 비가 1에 접근함을 보여준다. 상대밀도 80%의 경우는 그림 22, 23에 보인 바와 같이 평균비가 1에 가까움을 볼 수 있으며, 응력수준의 영향은 크지 않은 것으로 보인다. 결과를 종합하여 보면 상대밀도가 높을수록 인장시에 비하여 압축시 주면마찰력이 커지는 경향이 있다. 90% 상대밀도의 경우 인발저항력이 압축시 주면마찰력의 약 80% 정도임을 보여준다.

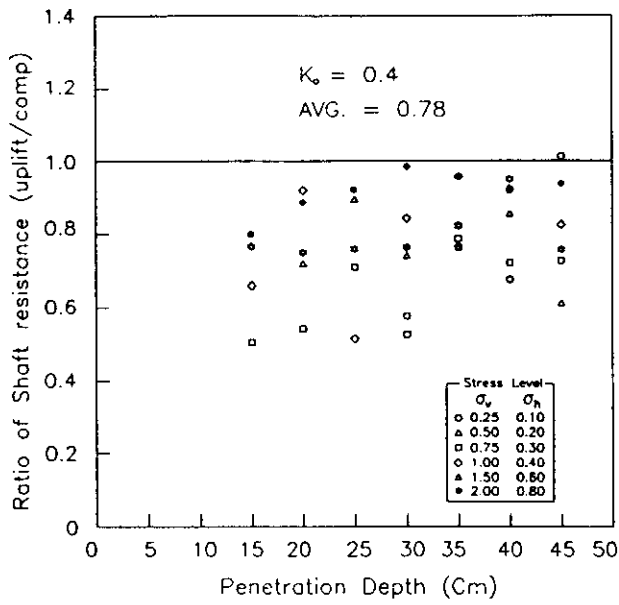


그림 20 관입깊이에 따른
마찰저항비의 분포

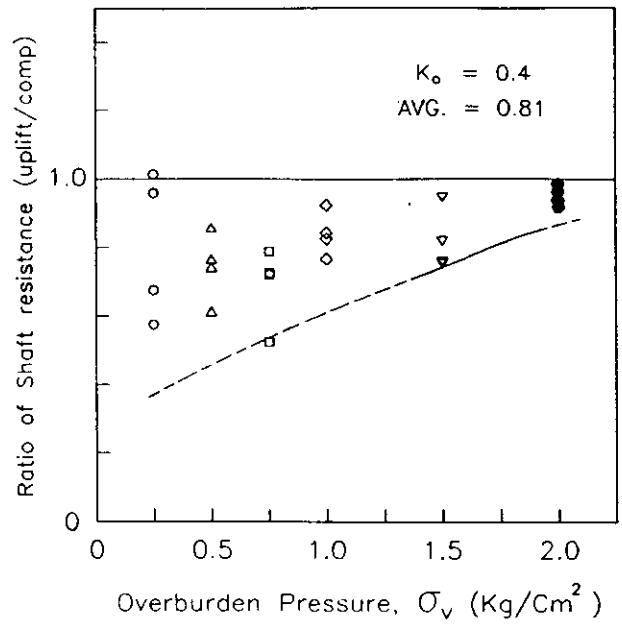


그림 21 응력수준에 따른
마찰저항비의 분포

(상대밀도 90 % 이상의 경우)

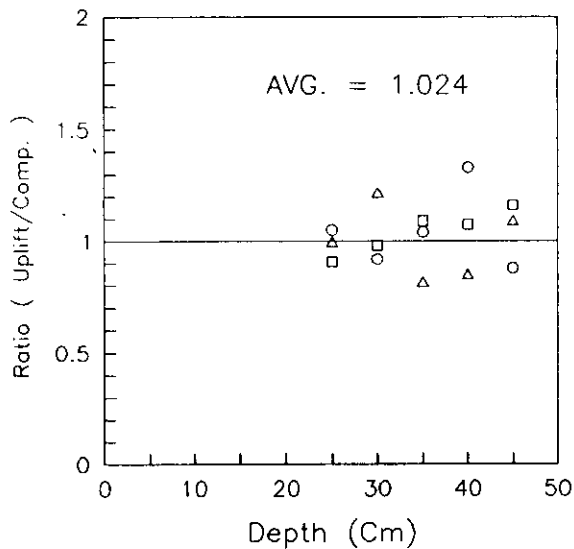


그림 22 관입깊이에 따른
마찰저항비의 분포

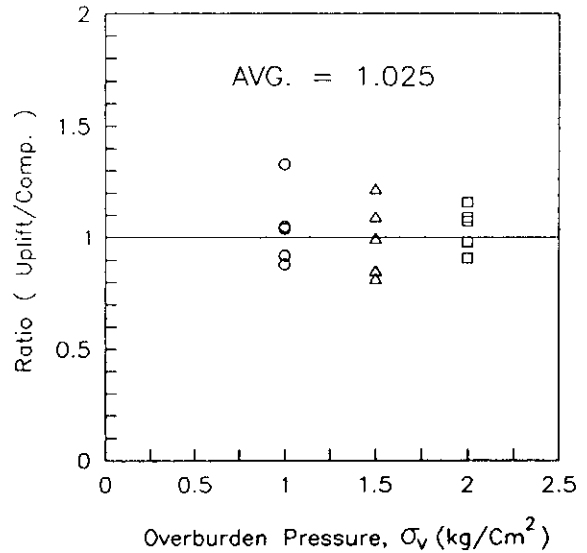


그림 23 응력수준에 따른
마찰저항비의 분포

(상대밀도 80 % 의 경우)

(3) 축소된 선단부와 전체 선단부의 지지력 비교

축소된 선단부에 연직하중을 재하하여 극한 선단지지력을 측정하고 그결과로 부터 설계에 필요한 전체선단부의 지지력을 결정하기 위해서는 말뚝의 크기가 선단지지력에 미치는 영향을 규명해야 한다. 이와 같은 치수효과(scale effect)를 설명하기 위해서는 기본적으로 말뚝에 하중이 가해짐으로써 발생하는 지반변형형태, 말뚝관입깊이와 선단 지지력의 관계, 말뚝크기와 선단지지력의 관계가 상호 유기적으로 설명되어야 한다 (De Beer, 1963). 본 실내실험 결과를 보면 상대밀도 90%이상인 경우, 관입깊이에 따른 축소된 선단부와 전체 선단부의 지지력비의 분포는 평균 1.42로 나타났으며 그 분산도가 매우 크다(그림 24). 응력수준에 대한 양자의 비는 낮은 응력수준에서 축소된 선단부의 지지력이 전체 선단부의 지지력에 비해 크게 나타나지만, 응력수준이 높아질 수록 그 차이는 점차 줄어드는 것을 볼 수 있다.(그림25) 이러한 경향은 관입 깊이 30cm이상의 응력수준별 비에서(그림 26) 더욱 뚜렷히 나타나 수직응력이 1.0 kg/cm^2 이상에서는 그 차이가 거의 없음을 알 수 있다.

상대밀도 80% 인 경우에는 앞의 경우 처럼 관입깊이별이나 응력수준별에 따라(그림 27, 28) core의 선단지지력과 전체선단부 지지력비의 일정한 경향이 보이지 않으며 그 평균비는 90%이상인 경우보다 적은 1.34 정도를 보이고 있다.

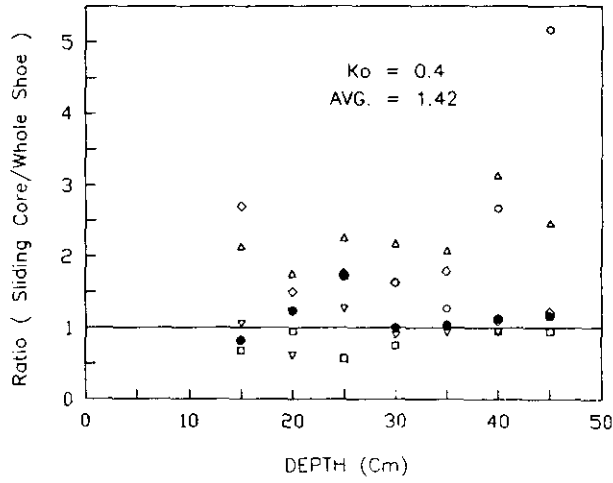


그림 24 관입깊이에 따른

선단지지력비의 변화

(상대밀도 90 % 이상)

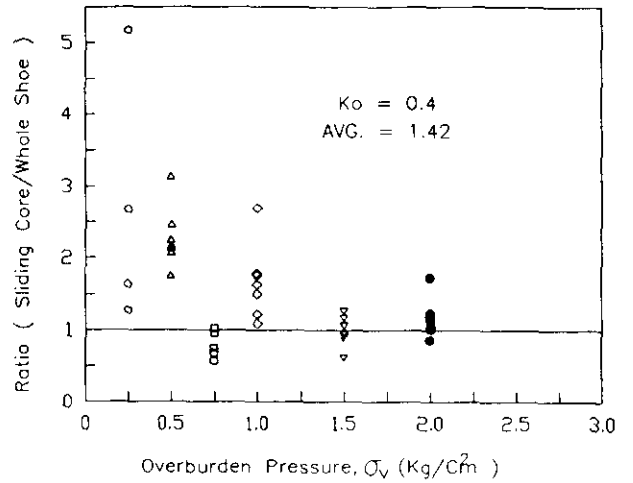


그림 25 응력수준에 따른

선단지지력비의 변화

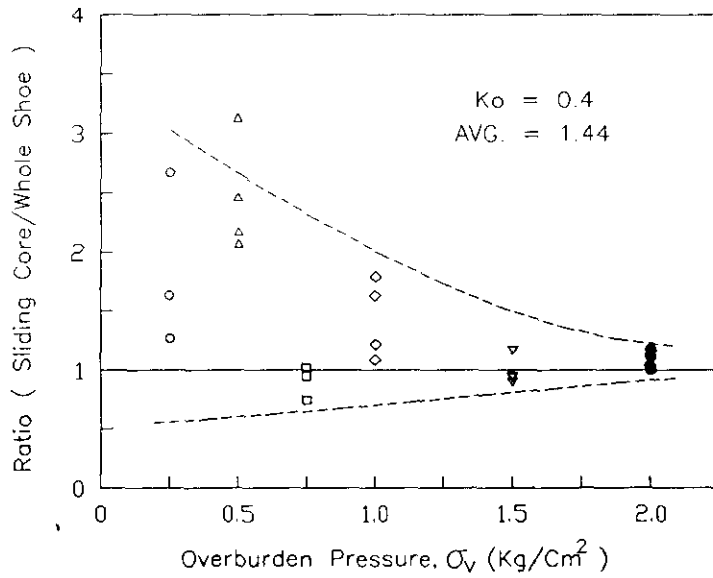


그림 26 응력수준에 따른 선단지지력비의 변화

(관입깊이 30 Cm 이상)

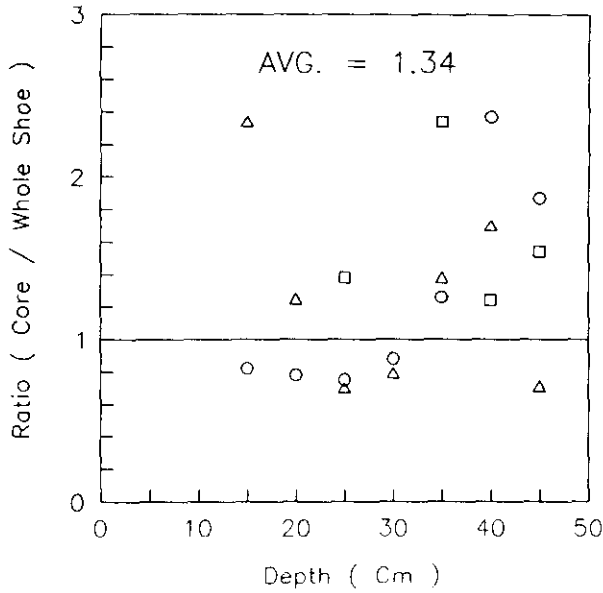


그림 27 관입깊이에 따른
선단지지력비의 변화

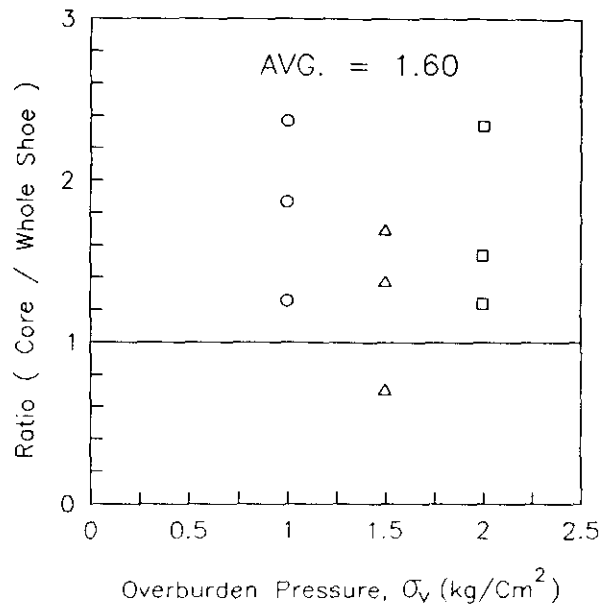


그림 28 응력수준에 따른
선단지지력비의 변화

(상대밀도 80 %)

11. 결론

1. 기존의 정적 지지력 공식으로부터 얻어진 계산치들은 본 모형실험에서 얻어진 실측치보다 훨씬 큰 값을 갖게되는 즉, 실측치를 과대평가하는 경향이 있으며 이는 주로 지반조건의 변화를 고려하지 않은 강도정수를 이용하여 지지력계수를 산정하였기 때문으로 사료된다. 따라서 지반의 내부마찰각은 한계상태의 ϕ_{cv} 혹은 잔류치인 $\phi_{residual}$ 을 사용하는 것이 바람직하며, ϕ_{peak} 를 사용하는 것은 실측치보다 큰 값을 나타내므로 과다설계가 될 수 있음을 보여준다.
2. 선단지지력은 선단부의 크기에 관계없이 일정한 응력수준 이상이 되면 그 증가율이 현격하게 둔화된다. 이는 현장지반조건에서의 한계관입깊이와 유사한 현상으로 볼 수

있다. 다만, 모형지반에서의 관입깊이에 따른 지지력의 변화는 뚜렷한 경향을 볼 수 없었다. 다시 말하여 현장에서 선단부에서의 관입깊이비의 증가에 따라 지반변형형태가 발전되므로, 일정한 관입깊이에 도달해야만 극한지지력이 일정한 크기에 이른다는 기존의 이론들은 본 실험에서는 확인되지 않았다.

3. 상대밀도 90% 이상인 경우 말뚝의 인발저항력은 압축시 주면마찰력의 80% 값을 보인다. 그러나 이 차이는 응력 수준이 커질수록 줄어드는 경향을 보였으며, 또한 상대밀도가 적어짐에 따라서 역시 그 차이가 적어짐을 알 수 있었다.

4. 축소된 선단부에 의해 측정된 선단지지력은 전체 선단부의 지지력에 비해 큰 값을 보이지만 응력수준이 높아질수록 그 차이는 줄어들어 관입깊이 30cm 이상인 경우 점차로 같아지는 경향을 볼 수 있으며, 또한 상대밀도가 적어짐에 따라 그 비가 적어짐을 알 수 있었다. 대체적으로 전체 선단지지력은 core로부터 얻어진 값의 70%로 산정하는 것이 합리적으로 보인다.

참고 문헌

1. 백세환, 사상호, 이장덕, 이명환, " 사질토 지반에서의 말뚝관입으로 인한 흙의 변형에 관한 연구," 대한토질공학회지 제6권 제3호, 1990a, PP. 31-40.
2. 백세환, 윤성진, 이원재, 이명환, " 간단한 말뚝재하시험 (SPLT)의 개요," 대한토목학회 학술발표회 개요집, 1990b, PP. 381-384.
3. 백세환, 이명환, 이원재, " 사질토 지반에서의 정적관입저항과 기준응력과 의 관계, " 대한토질공학회지, 제6권 제4호, 1990c, PP. 33-42.

4. 이인모, 이명환, 백세환, 김동현, " 하중방향의 상이함(압축-인발)과 말뚝직경의 크기가 말뚝 지지력에 미치는 영향 - 실내모형시험을 통한 분석," 대한토목학회 학술발표회 개요집, 1991, PP.633-640
5. Al Awkati, A., " On problems of soil bearing capacity at depth," Ph. D. thesis , Duke University, Durham, 1975.
6. Cheeks, J.R., " Analytical methods to predict pile capacities, " Behavior of Deep Foundations, ASTM STP 670, Raymond Lundgren Ed., 1979, PP.199-208.
7. Coyle, H.M. and Castello, R.R. , " New design correlations for piles in sand," Journal of Geotechnical Engineering Div., ASCE, Vol.107, GT7, July, 1981, PP.965-986.
8. De Beer, E.E., "The scale effect in the transposition of the the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations," Geotechnical Vol.13, No.1, 1963, pp. 39-75.
9. Durgunoglu, H. T., "Static penetration resistance of soils," Ph.D. thesis, University of California at Berkeley, 1972.
10. Kerisel, J., "La mecanique des sols, recherches et investigations recentes," Rev. Trav., Paries, 1958, pp. 874-878.
11. Lee, M. W., "End bearing capacity of a pile in cohesionless soils," Ph.D. thesis, University of Birmingham, 1987.

12. McClelland, B., " Design and performance of deep foundations,"
Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported
Structures, ASCE, held at Purdue Univ., June, 1972.

13. McClelland, B., " Design of deep penetration piles for ocean
structures," Journal of Geotechnical Engineering Div. ASCE,
Vol. 100, GT7, July, 1974.

14. Meyerhof, G.G., "Bearing capacity and settlement of pile foundations,"
Journal of geotechnical Engineering Div., ASCE, Vol. 102, GT3, 1976,
pp. 58-74.

15. Nauroy, J.F. and Le Tirant, P., " Model tests of piles in calcareous
sands, " Proc. of the Conference on Geotechnical Practice in Offshore
Engineering, Austin, Texas, 1983, pp. 356-369.

16. Parkin, A. K. and Lunne, T., " Boundary effects in the laboratory
calibration chamber of a cone penetrometer for sand," NGI publication
No. 138, 1982, pp. 307-312.

17. Vesic, A.S., " Bearing capacity of deep foundations in sand," Highway
Research record 39, Highway Research Board, National Research Council,
Washington D.C., 1963, pp. 112-153.

18. Vesic, A.S., " Ultimate loads and settlements of deep foundations in
sand, " Proceedings, Symposium on Bearing Capacity and Settlement of
Foundations, Duke University, Durham, 1967, PP. 53-68.