

모형실험을 통한 말뚝지지력의 평가 및 치수효과의 비교분석

Evaluation of Pile Bearing Capacity and Scale Effect Using
Model Pile Test

이	인	모*1	임	병	석*3
Lee,	In - Mo		Lim,	Byeong - Seock	
이	정	학*2	이	명	환*4
Lee,	Jeong - Hark		Lee,	Myung - Whan	

Abstract

Model pile tests in calibration chamber are performed in order to study the two factors that the pile bearing capacity is significantly influenced by. Those factors are the critical depth concept and the scale effect caused by pile diameters.

Firstly, the predicted values of end bearing capacity from the various static formulae were compared with the measured ones from model pile tests. Secondly, the critical depth concept and the scale effect were investigated by using two different soil conditions in a series of calibration chamber tests: the one is uniform sand; and the other is weathered granites overlaid by sand.

Main results obtained from the model tests can be summarized as follows:

(1) The end bearing capacity was increased with pile penetration depth up to penetration ratio of 7 to 8 when the cell pressure is high, and the critical depth was observed in the current chamber tests with uniform sand layer; (2) The predicted end bearing capacities were mostly larger than the measured, and it was found that the differences between the predicted and the measured values became smaller as the pile penetration ratio was increased; (3) The end bearing capacity of the small diameter pile in weathered granites layer was mostly less than that of the larger pile, while in uniform sand layer it was vice versa.

요 지

실내 모형실험을 통하여 모형말뚝 한계깊이의 확인과 기존 선단지지력의 이론식들을 실내모

*1 정회원, 고려대학교 공과대학 토목환경공학과 부교수

*2 정회원, 고려대학교 대학원 토목환경공학과 박사과정

*3 정회원, (주)고려기초 연구소 연구원

*4 정회원, (주)고려기초 연구소 소장

형실험의 선단지지력 실측치와 비교하여 그 차이를 분석하였으며, 말뚝의 직경차이에서 유발되는 지지력의 차이를 비교하고자 실내 모형실험을 실시하였다. 모형지반을 균질한 모래로 조성한 경우와 국내의 현장조건에 가깝게 모형지반을 조성한 모래/풍화토층 경우로 나누어 모형실험을 실시하여 치수효과를 비교하였다. 실험결과, 모형말뚝의 선단지지력은 모래지반의 경우 응력수준이 높을 때 한계관입깊이 효과를 나타냈으며, 모래/풍화토층의 경우 한계관입깊이를 확연히 확인할 수는 없었으나 그 경향을 보임을 알 수 있었다. 정적지지력 공식으로부터 얻어진 계산치들은 모형실험에 의한 실측치보다 훨씬 큰 값으로 과대평가 하는 경향이 있었다. 직경크기에 따른 지지력의 차이인 치수효과는 모래지반의 경우 확인할 수 있었으나, 모래/풍화토층 지반의 경우에는 오히려 큰 직경의 말뚝이 작은 직경의 말뚝보다 크게 나타나는 경향을 얻었다.

1. 서 론

기초형식으로 많이 쓰이는 말뚝기초는 상부 구조물의 하중을 지지층까지 직접 전달할 수 있는 깊은 기초의 하나로써 근래에 관심의 초점을 받고 있는 토목공사의 안정성 문제에 있어서 하부구조의 안정성을 확보할 수 있는 기초형식으로 자리를 잡아가고 있다. 이러한 말뚝기초의 지지력을 산정하기 위하여 많은 방법들이 제안되어 왔으며, 정역학적 지지력 공식은 많은 문제점들에도 불구하고 그 적용의 간편성과 이를 대신할 만한 방법의 부재 등으로 인해 널리 사용되어 왔으나 그 신뢰성에 많은 문제가 있어 그 결과의 적용에는 높은 안전율의 적용을 불가피하게 한다.

이러한 문제점을 극복하기 위하여 개발된 간편한 말뚝재하시험법(Simple Pile Loading Test ; SPLT)⁽²⁾의 적용에 있어서 선단지지력 산정시 발생하는 치수효과를 규명하고자 본 연구에서는 균질한 모래지반과 모래/풍화토지반을 모형지반으로 하는 실내모형실험을 실시하였다. 또한 말뚝의 관입깊이가 증가함에 따라 지지력의 증가가 어느 깊이 이상이 되면 멈추는 경향을 보인다는 한계관입깊이의 확인과 기존에 제안된 여러 지지력 공식들에서 구한 예측치와 실험값을 비교 분석함으로써 이들의 신뢰성에 대한 연구도 수행하였다.

2. 정역학적 지지력 공식

말뚝의 하중지지 mechanism은 말뚝단부에 전달되는 선단지지력과 흙-말뚝 접촉면에서 얻어지는 주면마찰력의 합으로 상재하중에 저항하게 되며 그 중 선단지지력의 해석방법은

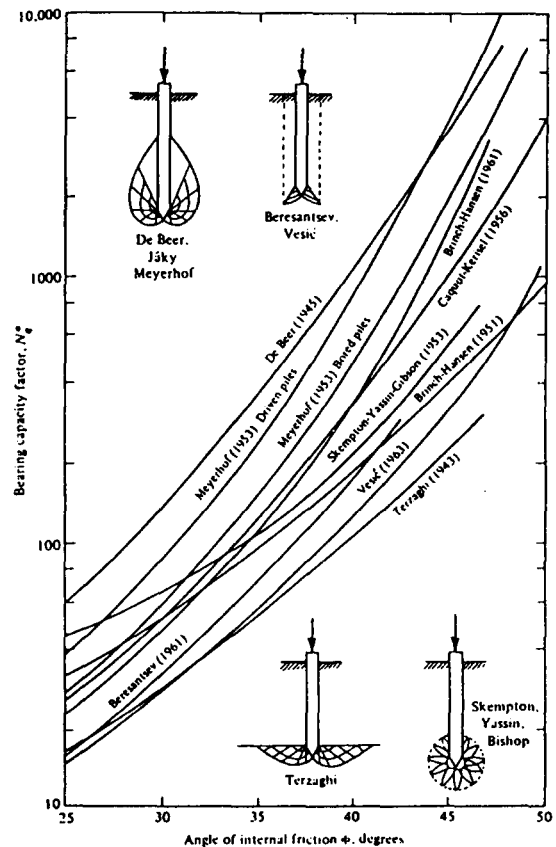


그림 1 여러 제안자들에 따른 지지력 계수의 비교⁽¹²⁾

크게 두가지로 분류할 수 있다. 첫번째는 지반을 소성체로 가정하여 파괴가 일어날때 까지는 일체의 변형을 하지않으며, 지지력계수(N_q)는 지반의 전단특성(ϕ : 내부마찰각)만의 함수로 표시되는 소성이론에 근거한 것이고, 두번째는 지반의 압축특성을 나타내는 탄성계수, 포아송비, 체적변화율과 수평토압계수 등을 지반의 전단특성과 동시에 고려한 공동 확장이론에 근거한 것이다.

소성이론에 근거한 지지력 공식은 지반을 완전한 소성체로 가정하였다는 문제점외에 지반의 압축 특성을 완전히 무시하였다는 점과 횡방향 응력의 영향을 배제하였고 관입깊이가 깊어짐에 따라 지지력이 선형 증가한다는 문제점을 안고 있다. 또한 지지력 계수가 그림 1에 보인 바와 같이 여러 제안자 사이에 큰 차이가 있으며, 말뚝 타입으로 인한 지반의 강도변화에 대한 고려가 불가능한 점등으로 인하여 신뢰성 있는 지지력 산정에 어려움이 있다 하겠다.

이러한 소성이론에 근거한 지지력 산정의 문제점 해결을 위하여 제안된 공동확장이론은 많은 문제점을 상당부분 해소하였으나 공식에 사용되는 계수들의 결정, 예를들어 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⁽⁵⁾ 등으로 인해 이론해석의 한계를 근본적으로 극복하지는 못하였으며 이는 아마도 현재의 기술수준으로는 불가능한 것으로 사료된다. 따라서 본 연구에서는 새로운 지지력산정방법의 도출과 제시보다는 기존의 공식들에 의한 계산치와 실내 실험의 실측치를 비교하고 그 차이를 분석하여 이론식 적용에 있어 신뢰도를 제고하고자 한다.

3. 말뚝직경의 크기에 따른 선단지지력의 차이(치수효과)

말뚝기초가 지지층내에 관입되면 관입깊이

에 따라 지반의 변형형태가 변화하게 되며 한계관입깊이에 도달하면 완전한 변형형태가 형성된다. 따라서 완전한 변형형태 형성 이전의 얇은 관입깊이에서는 낮은 선단지지력이 나타나며 완전한 변형형태가 되면 선단지지력이 최대로 발휘된다. 변형형태는 말뚝직경에 비례하며 한계관입깊이도 말뚝직경과 정비례하는 것으로 알려져 있다.⁽⁶⁾ 따라서 직경이 작은 말뚝은 절대관입깊이가 얇은 경우에도 한계선단지지력에 도달하게 되며 직경이 큰 경우에는 한계 선단지지력을 얻기 위해서는 지지층내에서의 깊은 관입이 필요하다. 1950년대 말의 Kerisel은 말뚝의 선단지지력은 말뚝의 직경이 커지면 상대적으로 낮은 극한값을 갖고 반대로 작은 직경의 관입체에서는 높은 극한 선단지지력이 나타난다는 것을 말뚝관입시험 결과를 통하여 뒷받침 해주고 있다.⁽⁸⁾

이러한 설명들은 지반조건이 균질한 경우에 한하여 적용가능한 해석이며, 모형실험을 통한 이 등의 연구결과에서 균질한 모래지반의 경우 이와 유사한 경향을 제시 하였다.⁽²⁾ 그러나 말뚝기초의 선단부가 위치하는 대부분의 우리나라 지반의 경우에는 N값이 50 정도인 지층으로 이는 대략적으로 풍화토와 풍화암층의 경계선이라고 할 수 있다. 이와같이 기반암 상부에 풍화암, 풍화토층이 존재하는 풍화잔류토의 층상구조를 갖는 지반조건에서는 또 다른 해석이 필요하게 될지도 모르며, 이의 규명을 위하여 본 연구에서는 균질한 지반조건, 즉 실내 chamber에 모래만을 채운 경우와 국내의 대표적 지반조건인 매립토/충적토/풍화토/풍화암/연암/경암의 층상구조를 감안한 모래/풍화토 층으로 지반조건을 모델링하여 말뚝 직경에 따른 선단지지력의 크기를 비교하였다.

4. 모형말뚝실험

4.1 실험장치 및 기구

본 논문에서는 현장지반의 응력수준을 실내 모형지반으로 재현하기 위하여 가압이 가능한 calibration chamber를 이용하여 여러 응력조

건에서의 모형말뚝실험을 실시하였다. 모형토조의 제원과 가압을 위한 membrane의 설치는 그림 2에서 보는 바와 같다. 모형말뚝은 외경 4cm, 길이 50cm의 강철관에 슈우(shoe)를 부착하여 최근에 이 등⁽²⁾에 의해 개발된 간편한 말뚝재하시험을 실내에서 그대로 재현할 수 있게 하였다. 또한, 모래/풍화토층 지반에서 말뚝직경크기에 따른 선단지력의 차이를 비교하기 위해 별도로 외경 1.6cm와 4cm의 강봉을 사용하여 제작하였다. 또한 모형말뚝 선단부 shoe의 각도는 현장에서 사용하는 간편한 말뚝재하시험 시에 사용하는 shoe의 각도인 60°로 하였으며, 이에 대한 상세한 그림 및 사진은 참고문헌 1, 2, 3등에 수록되어 있다.

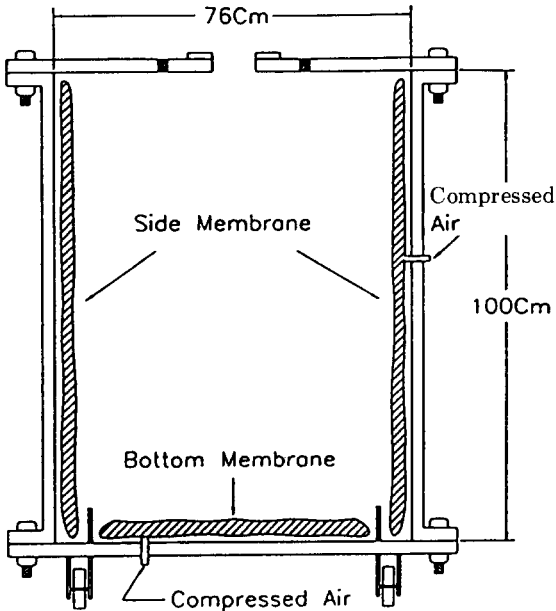


그림 2 모형토조

4.2 실험용 시료

모형 지반조성을 위한 모래시료의 비중은 2.59이고, 함수비는 2% 이하로 건조시켜 실험을 수행하였다. 이 시료의 강도정수는 직접전단시험으로부터 구하였으며, 이때의 내부마찰

각 ϕ 는 첨두강도(peak strength)와 잔류강도(residual strength)의 두 경우에 대하여 모두 구하였다. 그 결과 90% 이상인 경우 첨두강도, $\phi_{Peak} = 40^\circ$ 이고 잔류강도 $\phi_{Residual} = 30^\circ$ 이며, 상대밀도 80% 일때는 $\phi_{Peak} = 38^\circ$, $\phi_{Residual} = 30^\circ$ 의 값을 나타내었다.⁽⁴⁾

풍화토층을 구성하는 모형지반은 경북 김천에서 채취한 시료로서 비중은 2.69이고 다짐실험을 통해 측정된 OMC와 최대건조단위중량(γ_{dmax})은 각각 10.8%, 1.87t/m³이며, 3축압축시험의 시험 결과에서 이 시료의 경우 응력-변형률 거동이 응력 경화(stress hardening) 현상을 나타내기에 강도정수를 변형률 15% 시의 응력에서 산정한 바 점착력은 0.3kg/cm², 마찰각은 39°의 값을 얻었다. 또한 본 실험에 사용된 이 시료들의 입도분포곡선을 산정하면 그림 3과 같다.

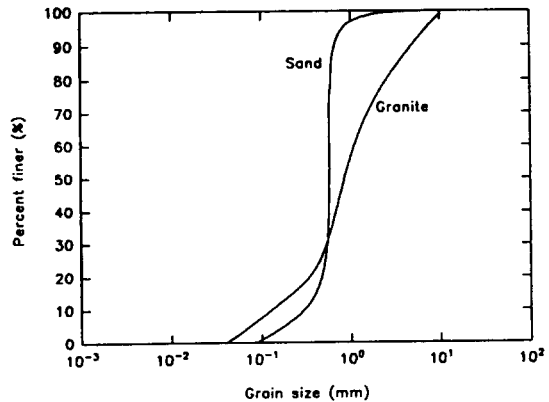


그림 3 입도분포곡선

4.3 지반조성

본 실험의 모형지반조성은 두가지 경우로 나누어 실시하였는데 첫번째의 경우는 균질한 모래만으로 채워진 모형지반이고 두번째의 경우는 모래층과 풍화토층의 이중구조를 갖는 모형지반이다.

첫번째의 조성방법은 raining method가 사용되었다. 본 실험에서는 10번체를 사용하여,

시료상자에서 채까지의 높이는 47cm, 채로부터 모형지반 바닥면까지의 높이는 56cm이며 매층 15cm의 지반조성후 시료상자의 위치를 상향조정하여 상대밀도(Dr)가 90% 이상이 되도록 하였다. 상대밀도가 80%인 지반조성을 위한 위의 두 높이는 각각 23.5cm, 44cm가 되도록 하였다.

두번째의 지반조성은 풍화토 시료를 건조기에서 섭씨 110°로 24시간 건조후 4번체를 통과시켜 다짐실험을 통하여 얻은 OMC와 최대전조단위중량에 맞추어 중량 7.5kg, 낙하고 60cm의 다짐봉을 사용하여 다졌으며, 풍화토층 상층부 8cm 정도는 첫번째의 경우와 같이 raining method로 상대밀도 90% 이상이 되도록 모래를 채워 모래/풍화토층을 조성하였다.

4.4 실험방법

모형말뚝재하시험을 위한 재하장치는 5ton 용량의 유압 잭을 사용하였으며, 재하하중 측정장치는 400kg, 3000kg의 허용하중을 가지는 proving ring을 사용하였다. 또한 말뚝의 변위는 말뚝 두부에 1/100mm까지 측정할 수 있는 다이얼 게이지를 대각선 방향으로 부착하여 측정하였다.

균질한 모래만을 채운 지반의 실험에서는 모형말뚝의 일정높이(40cm)에서 말뚝중량과 같은 4.3kg의 추를 낙하시켜 타입하였으며, 처음 15cm부터 45cm까지 매 5cm 깊이마다 관입시키며 실험을 각각 실시하였다. 또한 지반응력 수준은 연직방향응력(σ_v)이 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0kg/cm²인 경우 횡방향응력(σ_h)은 각각 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.6, 0.8kg/cm²으로 변화시켜 정지 토압계수가 0.4가 유지되도록 하였다.

풍화토층을 모형화시킨 모래/풍화토층은 말뚝의 재하시험의 관입깊이를 큰 모형말뚝의 직경(D) 4cm를 기준으로 4cm, 8cm, 12cm, 20cm, 32cm에 대하여 실험을 하였으며, 말뚝의 타입방법은 모래만을 채운 경우의 실험에서 쓰인 4.3kg의 추를 사용하였다. 각 지반의 응력 수준은 $\sigma_v = 1.0$ kg/cm², 1.5kg/cm²에 대하여

모래지반에서와 같이 정지토압계수가 0.4를 유지할 수 있도록 횡방향응력을 가하여 실험을 실시하였다.

또한 모형지반의 조성과 가압 후 22시간이 지난 뒤에 모형토조 내의 토압이 일정하게 유지된다는 연구결과⁽¹⁾에 따라 실험은 24시간 이상 압력을 유지 시킨 후 수행하였다.

4.5 실험결과

상대밀도 90% 모래지반에 대한 실험결과로부터 말뚝의 선단지지력을 말뚝 두부 침하량이 말뚝직경의 10%에 도달하였을 때의 값으로 산정

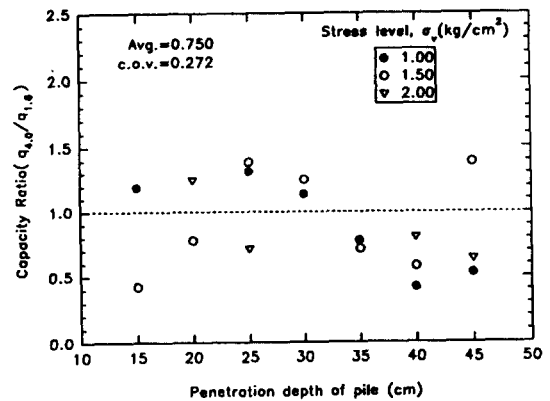


그림 4 상대밀도 80% 모래지반에서의 선단지지력 비

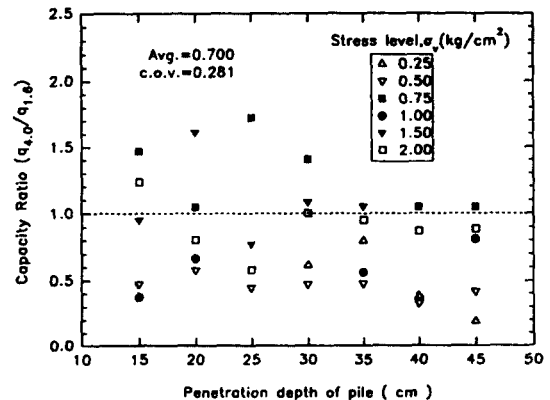


그림 5 상대밀도 90% 모래지반에서의 선단지지력 비

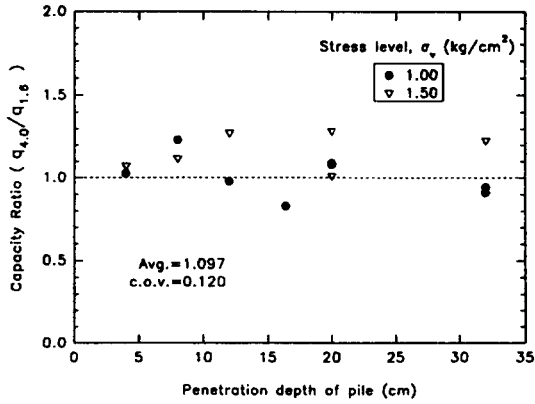


그림 6 모래/풍화토 지반에서의 선단지지력 비

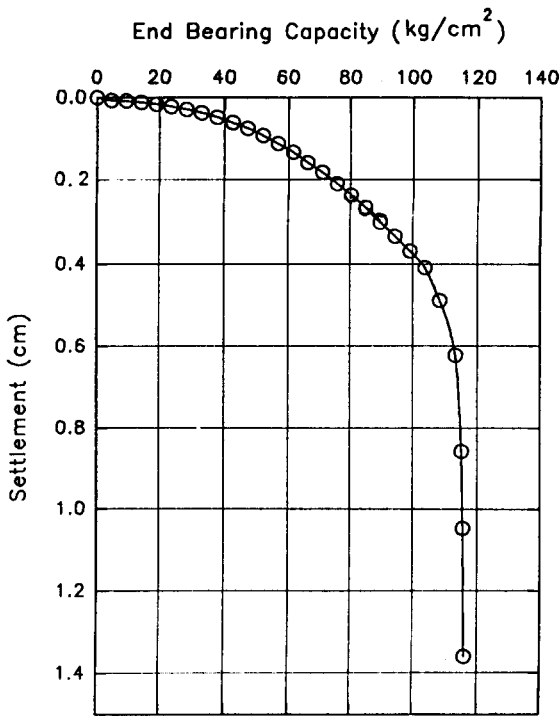


그림 7 모형말뚝재하시험의 하중-침하량 곡선

한 경우⁽¹⁰⁾ 말뚝직경 1.6cm의 선단지지력($q_{1.6}$)에 대한 말뚝직경 4.0cm의 선단지지력($q_{4.0}$) 비인 지지력 비(capacity ratio, $q_{4.0}/q_{1.6}$)의 평균이 0.992임을 보였으나,⁽³⁾ 그림 4와 그림 5에서

보듯이 변형 증가가 계속하여 발생하여도 하중 증가가 없는 경우의 값을 선단지지력으로 해석한 경우의 지지력 비의 평균(average: Avg.)은 상대밀도 80%인 지반에서는 0.75, 90% 지반에서는 0.70을 보였으며, 변동계수(coefficient of variation: c.o.v.)는 각각 0.272, 0.281의 값을 나타내었다.

또한 모래/풍화토 지반의 경우 그림 6에서 보듯이 지지력 비의 평균은 1.097, 변동계수는 0.120의 값을 나타내었으며, 이들 실험의 대표적 하중-침하량 곡선은 그림 7과 같다.

5. 실험결과 해석 및 토의

앞에서 구한 모형말뚝 재하시험의 결과에서 보듯이 모래지반의 경우 작은 직경의 선단지지력에 대한 큰 직경의 선단지지력 비의 평균이 상대밀도 80%인 지반에서는 0.75, 90% 지반에서는 0.70을 보였으며, 변동계수는 각각 0.272, 0.281의 값을 나타냄을 볼 때 균질한 지반에 향타된 말뚝의 경우 분명한 치수효과가 있을 것으로 사료된다. 반면에 모래/풍화토층지반의 경우 선단지지력의 비의 평균이 1.097, 변동계수는 0.120으로서 큰 직경의 말뚝의 지지력이 오히려 약간 큰 값을 나타냄을 볼 때 우리나라의 대표적 지반과 같이 층상구조를 가지며, 말뚝의 관입깊이가 깊어질수록 양호한 상태를 나타내는 지반의 경우에는 치수효과를 확인할 수 없었다.

또한 모래지반의 경우 관입 깊이에 따른 선단지지력의 증가는 낮은 응력수준에서는 일정한 경향이 없이 그 변동 폭이 상당히 크게 나타나고 있으나 높은 응력수준에서는 그림 8에 보인 바와 같이 관입깊이가 증가함에 따라 일정값에 수렴하는 경향을 보이고 있음을 볼 때 모래지반에 대한 본 실험의 한계관입깊이는 말뚝직경의 7~8배 정도로 나타났으며, 모래/풍화토 지반의 경우에는 그림 8에 나타낸 바와 같이 지지력이 일정한 값에 수렴하는 경향은 확인할 수 없으므로 인하여 한계관입깊이의 값을 결정할 수는 없을 것으로 판단된다.

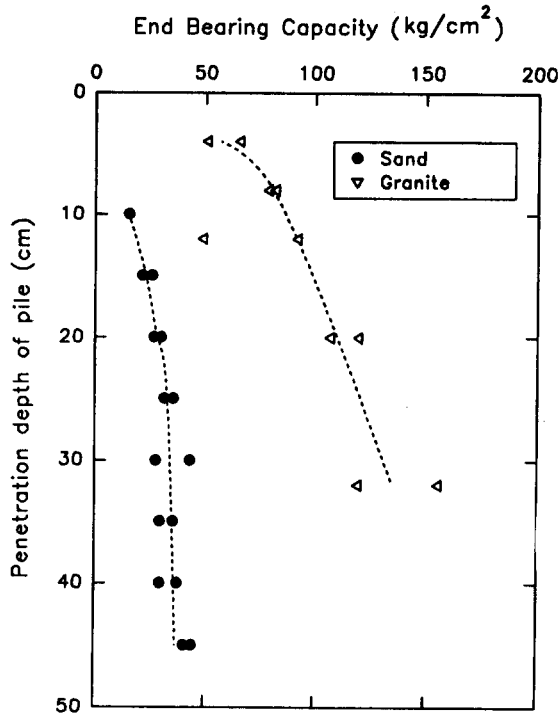


그림 8 관입깊이에 따른 선단지지력의 비교
(D = 4.0 cm)

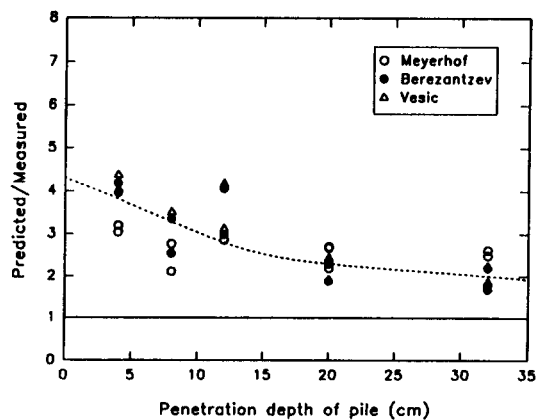


그림 9 여러 제안식과 실측값의 선단지지력 비교

앞의 모형재하시험에서 구한 실측값과 토질 정수를 이용하여 Meyerhof,⁽⁹⁾ Berezantzev,⁽⁶⁾ Vesic,⁽¹¹⁾가 제안한 방법으로 모래/풍화토 지반에 대하여 말뚝의 지지력을 구하여 비교하여

보면 그림 9와 같다. 이 그림에서 보듯이, 제안식은 실측치와 적게는 1.7배에서 크게는 4배 이상의 차이를 보이며, 관입깊이가 깊어질수록 실측치와의 차이가 적어짐을 볼 수 있다. 이러한 결과를 볼 때 모래/풍화토 지반의 경우 말뚝의 한계관입깊이의 값을 정량적으로 구할 수는 없었으나, 한계관입깊이에 접근해 감을 알 수 있었다.

6. 결 론

현장의 응력조건을 재현한 calibration chamber를 이용하여 모형말뚝재하 시험을 실시한 결과 다음과 같은 결과를 얻었다.

- 1) 모래지반의 경우 작은 직경의 선단지지력에 대한 큰 직경의 선단지지력비의 평균은 상대 밀도 80%의 경우 0.75, 90%의 경우 0.70 변동계수는 각각 0.272, 0.281의 값을 나타냄을 볼 때 균질한 지반에 향타된 말뚝의 경우 치수효과가 존재하는 것으로 사료된다.
- 2) 모래/풍화토층지반의 경우 지지력 비의 평균은 1.097, 변동계수는 0.120으로서 큰 직경의 말뚝의 지지력이 오히려 약간 큰 값을 나타냄을 볼 때 말뚝의 관입깊이가 깊어질수록 양호한 상태를 나타내는 지반의 경우에는 치수효과를 확인할 수 없었다.
- 3) 모래지반의 경우 한계관입깊이는 존재하며, 본 실험의 경우 그 값은 말뚝직경의 7~8배 정도일 것으로 판단된다. 한편, 모래/풍화토 지반의 경우 한계관입깊이를 실험결과로는 구할 수 없었으나 관입깊이가 깊어질수록 실측치와의 차이가 적어짐을 볼 때 한계관입깊이에 접근하는 경향을 짐을 알 수 있었다.
- 4) 모형실험을 통하여 얻은 지지력 값과 여러 예측값들과의 차이는 무척 크게 나타나고 있으며, 예측값들이 과대평가되는 경향이 있는 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 삼성종합건설(주) 기술연구소의 연구비 지원으로 이루어 졌으며, 특히 본 연구가 이루어질 수 있도록 도와주신 기술연구소 직원 여러분께 깊은 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. 백세환, 사상호, 이장덕, 이명환(1990). "사질토 지반에서의 말뚝관입으로 인한 흙의 변형에 관한 연구", 대한토질공학회지 제6권, 제3호, pp. 31~40.
2. 이명환, 이장덕, 백세환, 김대영, 윤성진, 이원제 (1990). "간편한 말뚝재하시험(SPLT)의 개요와 적용", 대한토질공학회지 제6권, 제4호, pp. 53~64.
3. 이인모, 이명환, 백세환, 김동현, 이정학(1992). "하중방향(압축-인발)과 말뚝직경이 말뚝지지력에 미치는 영향에 관한 연구", 한국지반공학회지, 제8권, 제3호, pp.13~21.
4. 이인모, 이명환, 백세환, 이정학, 김동현, 임병석 (1992). "모형토조실험을 통한 말뚝지지력의 평가", 한국지반공학회 '92 봄학술발표회 논문집, pp.13~40.
5. Al Awkati, A.,(1975). "On problems of soil bearing capacity at depth", Ph.D.thesis, Duke University, Durham.
6. Berezantsev, V. G., Kristoforov, V. S. & Golubkow, V. N.,(1961). "Load bearing capacity and deformation of piled foundations", Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol.2, pp.11~15.
7. De Beer, E. E.,(1963). "The scale effect in the transposition of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations", Geotechnique, Vol. 13, No. 1, pp.39~75.
8. Kerisel, J.,(1958). "La mecanique des sols, recherches et investigations recentes", Rev. Trav., Paries, pp.874~878.
9. Meyerhof, G. G.,(1976). "Bearing capacity and settlement of pile foundations", J. of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT 3, pp.58~74.
10. Tomlinson, M. J.,(1981). "Pile Design and Construction Practice-3rd Edition", A Viewpoint Publication.
11. Vesic, A. S.,(1977). "Design of pile foundations", National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington, D. C.
12. Winterkom, H. F., Fang, H. J.,(1975). "Foundation Engineering Handbook", Van Nostrand Reinhold Company.

(접수일자 1993. 7. 20)