

# 모래지반에서 말뚝형태를 고려한 비배토말뚝의 지지력 산정

## Estimation of Bearing Capacity of Non-Displacement Piles in Sand Considering Pile Shape

백 규 호<sup>1</sup> Paik, Kyu-Ho  
이 준 환<sup>2</sup> Lee, Jun-Hwan  
김 대 홍<sup>3</sup> Kim, Dae-Hong

### Abstract

In order to investigate the effect of the pile shape on the bearing capacity of non-displacement piles, a series of model pile load tests were performed using a calibration chamber and three model piles with different shape. Results of the model tests showed that the bearing capacity of tapered piles was affected by its taper angle as well as the stress states and relative density of soil. Based on the results of model pile load tests, a new design equation for estimation of the bearing capacity of non-displacement piles was proposed, and it takes into account the effect of the taper angles on the bearing capacity of non-displacement piles.

### 요 지

말뚝의 형상이 비배토말뚝의 지지력에 미치는 영향을 규명하기 위하여 가압토조와 형상이 다른 세개의 모형말뚝을 이용해서 일련의 모형말뚝재하시험을 수행하였다. 시험결과에 따르면 테이퍼말뚝의 지지력은 지반의 응력상태와 상대밀도 뿐만 아니라 말뚝의 테이퍼 각도에도 영향을 받는 것으로 나타났다. 그리고 모형시험의 결과에 근거해서 비배토말뚝의 지지력을 예측할 수 있는 새로운 지지력 산정식을 제안하였으며, 그 제안식에는 말뚝의 테이퍼 각도가 지지력에 미치는 영향이 반영되었다.

**Keywords** : Model pile load test, New design equation, Non-displacement pile, Shape of pile, Tapered pile

### 1. 서 론

최근들어 구조물이 대형화되고 도심지에서 소음규제가 강화되면서 구조물의 기초로 현장타설말뚝이나 속파기공법을 이용한 비배토말뚝(non-displacement pile)의 사용이 증가하고 있으며, 한편으로는 말뚝의 지지력을 극대화하기 위하여 말뚝의 형상에 따른 지지력 특성의 변화를 조사하는 연구도 진행되고 있다(Ladanty와

Guichaoua 1985; Rybnikov 1990; Wei와 El Naggar 1998; El Naggar와 Wei 1999). 그 결과 말뚝의 지지력과 구조적인 안정성 측면에서 테이퍼말뚝이 원통형말뚝보다 우수하다는 연구결과가 보고되고 있다(El Naggar와 Wei 1999; Zil'berberg와 Sherstnev 1990). 그러나 현재까지 테이퍼말뚝의 지지력을 산정할 수 있는 적절한 형태의 지지력 산정식은 제안되지 못하였으며, 테이퍼말뚝의 지지력 산정과 관련한 연구도 매우 제한적으로 수

1 정회원, 관동대학교 토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Eng., Kwandong Univ., pkh@kwandong.ac.kr, 교신저자)

2 정회원, 연세대학교 사회환경시스템공학부 부교수 (Member, Associate Prof., School of Civil and Environmental Eng., Yonsei Univ.)

3 정회원, 한국전력공사 전력연구원 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Korea Electric Power Research Institute)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

행되었다.

테이퍼말뚝에 대한 주변마찰력의 산정과 관련하여 Norlund (1963)는 테이퍼말뚝이 침하할 때 주변 지반이 방사방향으로 밀리는 것을 고려해서 말뚝의 벽면에 수동 토압이 작용한다는 가정하에 테이퍼말뚝의 주변마찰력을 산정하였다. 캐나다 기초설계기준(Canadian Geotechnical Society 1992)에서는 테이퍼말뚝의 주변마찰력 산정 시 지반의 수평토압계수를 30-50%까지 증가시켜서 적용할 것을 제안하고 있다. Kodikara와 Moore(1993)는 테이퍼말뚝의 주변마찰력이 3단계에 걸쳐 발휘되는 것으로 가정하였고, 공동확장이론을 이용해서 각 단계별 말뚝의 주변마찰력을 산정하였다. 그리고 El Naggar와 Sakr(2000)는 Kodikara와 Moore(1993)의 제안식에서 말뚝과 지반간에는 상대변위가 발생하고 주변지반은 탄성거동을 하는 2단계에서의 주변마찰력 산정식을 식 (1)과 같은 일반적인 지지력 산정식의 형태로 전환하고, 이것을 테이퍼말뚝에 대한 주변마찰력 산정식으로 제안하였다.

$$f_s = K_t K_s \sigma'_v \tan \delta \quad (1)$$

이 과정에서 El Naggar와 Sakr(2000)는 테이퍼말뚝의 지지력 특성을 반영한 테이퍼계수( $K_t$ )를 도입하였고, 이 제안식이 모래 지반에 타입된 테이퍼말뚝의 주변마찰력을 비교적 정확하게 산정하는 것으로 보고하였다. 그러나 현재까지 제안된 지지력 산정식들 중에서 비배토 조건으로 시공된 테이퍼말뚝에 적용할 수 있는 지지력 산정식은 찾기 어려우며, 기존의 현장타설말뚝에 대한 산정식들도 모두 원통형 말뚝에 대한 것으로 테이퍼말뚝에는 적용하기 어려운 실정이다.

반면 주변마찰력의 경우와 달리 테이퍼말뚝의 선단 지지력 산정과 관련해서는 현재까지 진행된 연구가 거의 전무한 실정이며, El Naggar와 Sakr(2000)와 Sakr 등(2004)은 기존의 원통형말뚝에 대하여 제안된 지지력 산정식들을 이용해서 테이퍼말뚝의 선단지지력을 산정하였다. 그러나 백규호 등(2006a, b)과 Sakr 등(2004)의 연구결과에 따르면 테이퍼말뚝의 단위 선단지지력은 원통형말뚝과 다를 뿐만 아니라 말뚝의 테이퍼 각도에 영향을 받는 것으로 나타났다. 따라서 비배토 테이퍼말뚝의 선단지지력을 올바르게 산정하기 위해서는 테이퍼말뚝의 선단지지력 특성을 제대로 반영한 지지력 산정식이 필요하다.

본 논문에서는 모래지반에서 비배토 테이퍼말뚝의 선단지지력과 주변마찰력 특성을 조사하기 위하여 가압토조에 조성된 모형지반의 응력조건과 상대밀도를 변경하면서 원통형말뚝과 테이퍼 각도가 다른 2개의 테이퍼말뚝을 이용해서 총 14회의 모형말뚝시험을 수행하였다. 그리고 시험결과를 이용해서 테이퍼말뚝의 단위 선단지지력과 단위 주변마찰력을 산정할 수 있는 경험적인 지지력 산정식을 제안하였다. 제안식의 시험결과에 대한 대표성을 확인하기 위해서 제안식으로부터 얻어진 지지력 예측치가 모형시험의 측정치와 비교되었으며, 동시에 기존의 지지력 산정식들로부터 계산된 지지력 예측치도 함께 비교되었다.

## 2. 모형말뚝재하시험

### 2.1 지반조성과 모형말뚝

말뚝의 형상에 따른 지지력의 변화를 조사하기 위해서 가압토조를 이용한 모형말뚝시험을 수행하였다. 모형지반은 낙사법(raining method)을 이용해서 상대밀도가 55%와 86%인 상태로 조성되었으며, 지반조성을 위해서 주문진 표준사가 사용되었다. 모형지반에 대한 강도정수를 결정하기 위하여 직접선단시험을 수행하였으며, 그 결과가 표 1에 정리되었다.

모형시험에서 비배토말뚝을 재현하기 위해서 먼저 가압토조에 모형지반을 60cm 높이로 조성한 상태에서 가이드 프레임을 이용해서 모형말뚝을 토조의 중심부에 거치하였다. 그리고 모형말뚝의 선단이 모형지반과 완전히 밀착되도록 하기 위해서 모형말뚝을 모형지반에 5cm 압입시켰으며, 그 이후에 나머지 65cm 높이의 모형지반을 조성하였다. 그 결과 지반조성이 완료된 상태에서 모형말뚝의 최종 관입깊이는 70cm 였다. 이러한 방법으로 모형지반을 조성한 후 가압토조의 바닥과 측면에 설치된 고무막에 일정한 크기의 압축공기를 17시간 동안 가해서 모형지반을 압밀시켰다. 따라서 본 모형

표 1. 모형지반의 강도정수

상대밀도 (%)	내부마찰각 (°)		벽면마찰각 (°)	
	$\phi_p$	$\phi_c$	$\delta_p$	$\delta_c$
55	35.2	28.0	18.9	16.9
86	42.4	28.0	22.2	16.9

(주) 아래첨자 p와 c는 각각 침투강도와 잔류강도에 대한 값을 의미함

시험에서는 완전 비배토말뚝(non-displacement pile)을 재현하였으며, 말뚝의 설치에 따른 주변지반의 응력변화를 고려했을 때 모형말뚝의 정성적인 거동은 비배토 말뚝과 유사할 것으로 판단된다.

모형시험에서는 그림 1과 같이 직경이 60mm인 원통형말뚝과 평균직경은 원통형말뚝과 거의 동일하고 테이퍼 각도가 각각 1°와 1.5°인 두개의 테이퍼말뚝이 모형말뚝으로 사용되었으며, 말뚝은 내구성과 제작의 편의성 등을 고려해서 금속파이프로 제작되었다. 모형말뚝에는 말뚝의 하중전이분포를 측정하기 위해서 지반에 매입될 700mm 부분에 대해서 9개 위치에 대칭으로

18개의 스트레인게이지를 부착하였다. 그리고 그림 2와 같이 4개의 스트레인게이지를 이용해서 제작된 하중계를 말뚝의 선단에 부착함으로써 말뚝재하시험이 수행되는 동안 하중전이분포를 통하지 않고서도 말뚝의 선단지지력을 직접 측정할 수 있도록 하였다.

## 2.2 시험방법

모형말뚝재하시험은 표 2와 같이 모형지반의 상대밀도와 응력상태, 모형말뚝의 형상을 변경하면서 총 14회를 실시하였다. 표의 첫번째 열에 있는 시험명에서 첫번째 문자는 모형지반의 상대밀도를 의미하는 것으로 H와 M은 각각 상대밀도가 86%와 55%인 것을 나타내고, 두번째와 세번째 문자는 각각 모형지반에 가해진 연직응력과 수평응력의 크기를 의미하는 것으로 L, M, H가 가리키는 응력수준은 표의 세번째와 네번째 열에 나타나 있다. 그리고 시험말뚝을 나타낸 6번째 열에서 C는 원통형말뚝을 가리키며, T1과 T2는 각각 테이퍼 각도가 1°와 1.5°인 테이퍼말뚝을 가리킨다.

모형말뚝에 대한 연직재하시험이 수행되는 동안 말뚝의 전체지지력은 말뚝 두부에 설치된 하중계를 통해서 측정되었다. 그리고 말뚝의 선단지지력은 말뚝 선단에 부착된 하중계에 의해 측정되었고, 주면마찰력은 전체지지력과 선단지지력의 차이로 계산되었다. 말뚝재하시험은 급속재하방식으로 수행되었으며, 각 하중단계별 유지시간은 15분으로 하였다. 말뚝의 침하량은 말뚝 두부에 대칭으로 설치된 2개의 LVDT에 의해 측정되었으며, 재하시험은 시험말뚝의 침하량이 24mm에 이를 때까지 계속되었다.

## 2.3 토조의 크기효과에 대한 보정

토조를 이용한 모형시험에서 측정된 말뚝의 지지력은 제한된 크기의 토조로 인해 발생하는 토조의 크기효

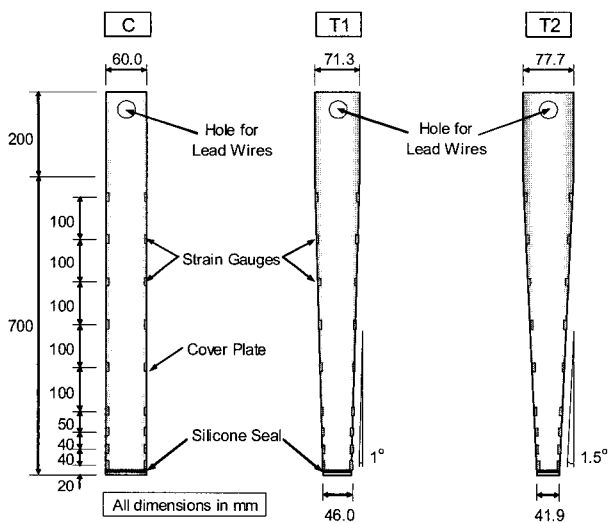


그림 1. 모형말뚝의 형상과 재원

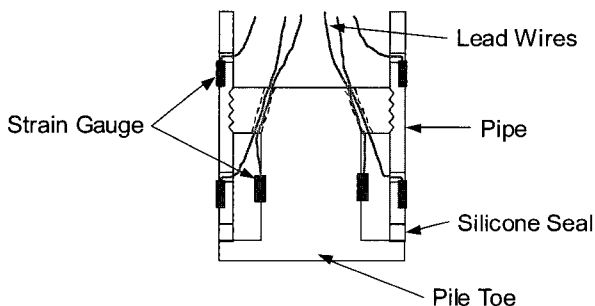


그림 2. 말뚝 선단부 상세도

표 2. 모형시험의 지반조건과 말뚝조건

시험명	상대밀도(%)	연직응력(kPa)	수평응력(kPa)	$K_0$	시험말뚝
HLL	86	55.9	39.2	0.7	C, T1
HML	86	98.1	39.2	0.4	C, T1, T2
HHL	86	147.1	39.2	0.27	C, T1
HMM	86	98.1	68.6	0.7	C, T1
HMH	86	98.1	98.1	1.0	C, T1
MML	55	98.1	39.2	0.4	C, T1, T2

과(chamber size effect)때문에 지반조건이 동일한 현장에서 얻어지는 말뚝 지지력과 다르게 된다. 토조의 크기효과에 대한 연구의 대다수는 배토말뚝(displacement pile)의 거동을 보이는 콘관입시험을 이용해서 이루어졌으며, 그 결과 토조의 크기효과는 모형말뚝에 대한 토조의 직경비가 작을수록 그리고 지반의 상대밀도는 커지고 구속응력이 작을수록 커지는 것으로 보고되었다(Houlsby와 Hitchman 1988, Salgado 등 1988). 반면 Lee와 Salgado (2000)는 비배토말뚝의 경우에 모형말뚝에 대한 토조의 직경비가 12 이상이고 말뚝의 침하량이 말뚝직경의 10% 이하이면 토조의 크기효과는 작다는 것을 보고하였다.

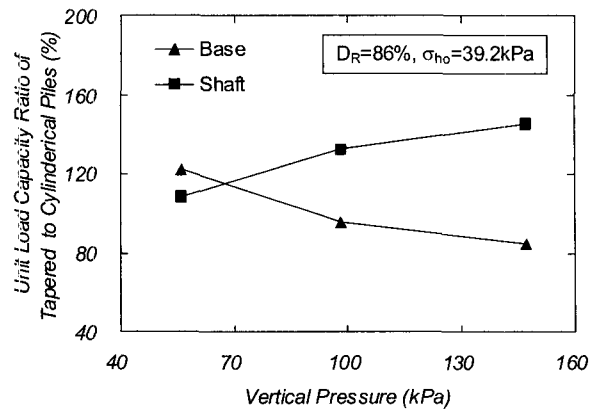
본 모형시험에서 모형말뚝은 비배토말뚝으로 사용되었으며, 모형말뚝의 평균직경에 대한 토조의 직경 비는 약 12.9였다. 그리고 말뚝의 두부가 말뚝직경의 10%에 해당하는 만큼 침하했을 때 말뚝에 가해지는 하중을 말뚝의 극한지지력으로 정의하였다. 따라서 Lee와 Salgado(2000)의 연구결과에 근거해서 본 모형시험에서는 토조의 크기효과가 작다고 간주했으며, 모형시험에서 측정된 말뚝의 극한지지력은 토조의 크기효과에 대하여 보정하지 아니하였다.

## 2.4 시험결과

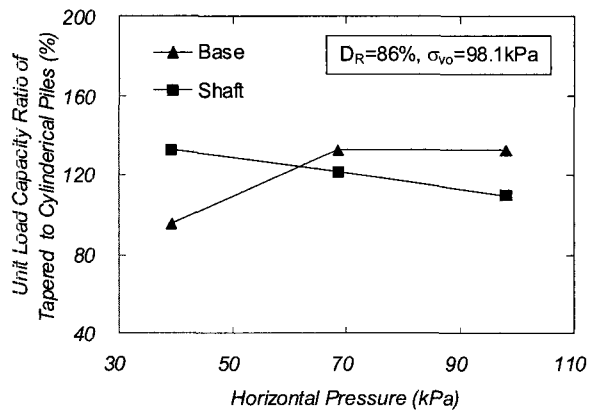
말뚝의 형상에 따른 지지력의 변화를 조사하기 위해서 모든 시험결과는 원통형말뚝의 단위 지지력에 대한 테이퍼말뚝의 단위 지지력 비로 표시되었다. 그림 3은 지반조건에 따른 원통형말뚝(C)과 테이퍼 각도가 1°인 테이퍼말뚝(T1)의 단위 지지력 비의 변화를 나타낸 것이다. 그림 3(a)와 (b)와 같이 상대밀도가 86%인 경우에 지반의 연직응력이 증가하면 원통형말뚝에 대한 테이퍼말뚝의 단위 주면마찰력 비는 증가하지만 단위 선단지지력 비는 감소하였다. 그리고 지반의 수평응력이 증가하면 원통형말뚝에 대한 테이퍼말뚝의 단위 주면마찰력 비는 감소한 반면 단위 선단지지력 비는 증가하였다. 또한 그림 3(c)와 같이 지반의 연직과 수평응력이 각각 98.1kPa과 39.2kPa일 때 지반의 상대밀도가 커지면 원통형말뚝에 대한 테이퍼말뚝의 단위 주면마찰력 비는 134%에서 132%로 약간 감소하지만 단위 선단지지력의 비는 136%에서 96%로 크게 감소하였다.

그림 4는 상대밀도가 86%인 지반에서 원지반의 수평 토압계수( $K_0$ )에 따른 원통형말뚝에 대한 테이퍼말뚝의 단위 지지력 비의 변화를 보인 것이다. 그림에서 보듯이

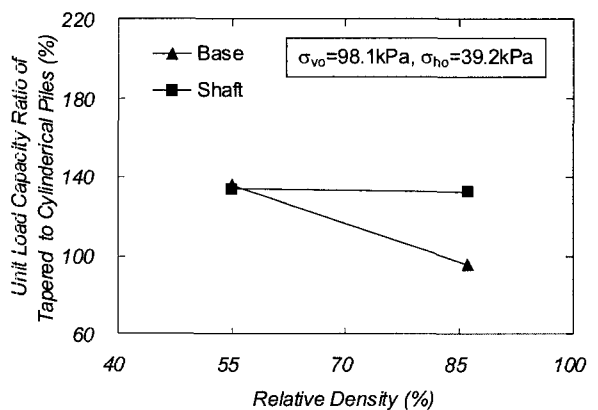
테이퍼말뚝의 단위 주면마찰력은 지반의  $K_0$ 와 무관하게 원통형말뚝보다 크지만  $K_0$ 가 커짐에 따라 원통형말뚝의 단위 주면마찰력에 근접하는 경향을 보였다. 반면 테이퍼말뚝의 단위 선단지지력은 지반의  $K_0$ 가 0.27에서 1.0으로 커짐에 따라 원통형말뚝에 대한 단위 선단지지력의 85%에서 136%까지 증가하였으며, 지반의  $K_0$ 가 커질수록 원통형말뚝에 대한 테이퍼말뚝의 단위 선단



(a) 연직응력



(b) 수평응력



(c) 상대밀도

그림 3. 지반조건에 따른 원통형말뚝과 테이퍼말뚝(T1)간의 단위지지력 비 변화

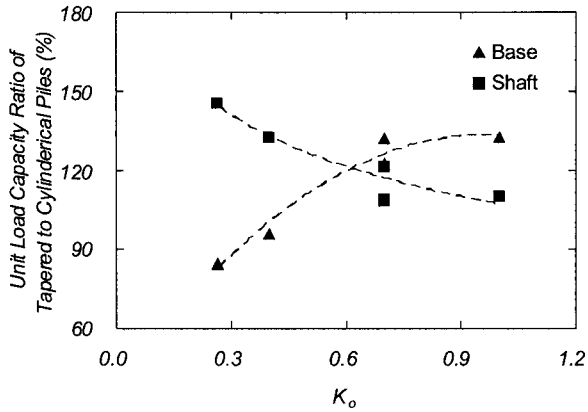
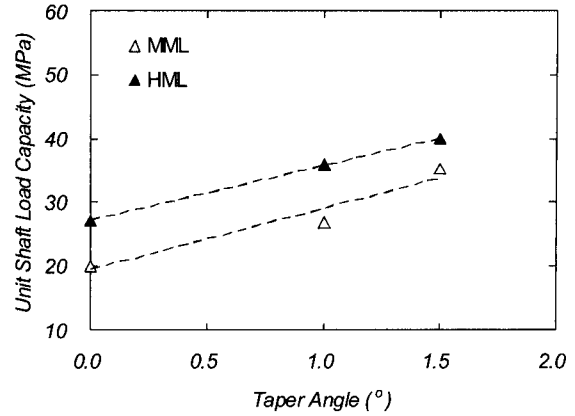


그림 4. 지반의 수평토압계수에 따른 원통형말뚝과 테이퍼말뚝(T1)의 지지력 비 변화

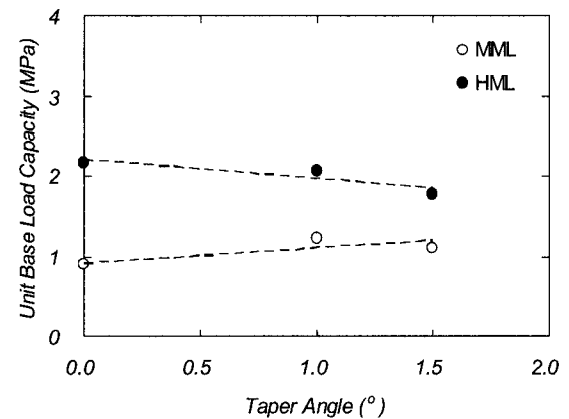
지지력 비의 증가율은 감소하는 경향을 보였다.

그림 5는 지반의 상대밀도가 55%와 86%일 때 말뚝의 테이퍼 각도에 따른 단위 지지력의 변화를 나타낸 것이다. 말뚝의 단위 주면마찰력은 그림 5(a)와 같이 지반의 상대밀도와 무관하게 말뚝의 테이퍼 각도가 커질수록 증가하였다. Norlund(1963)는 이러한 시험결과에 대한 원인으로 테이퍼말뚝의 침하시 발생하는 주변지반의 방사방향 압축으로 인한 지반의 내부마찰각 증가를 들었으며, Ladanyi와 Guichaoua(1985) 그리고 Kodikara와 Moore(1993)는 말뚝의 침하에 따른 주변지반의 수평방향 구속응력 증가를 들었다. 그러나 말뚝의 테이퍼 각도에 따른 단위 선단지지력의 변화는 그림 5(b)에서 보이듯이 지반의 상대밀도에 따라 그 경향이 달라졌다.  $D_R=55\%$ 인 지반에서는 테이퍼 각도가 커짐에 따라 말뚝의 단위 선단지지력도 함께 증가하였으나,  $D_R=86\%$ 의 지반에서는 테이퍼 각도가 커질수록 말뚝의 단위 선단지지력이 감소하는 경향을 보였다.

이상의 시험결과에서 보듯이 테이퍼말뚝의 지지력은 지반의 응력조건과 상대밀도 뿐만 아니라 말뚝의 테이퍼 각도에도 큰 영향을 받으며, 주면마찰력의 경우에는 원통형말뚝과 달리 지반의 수평응력 뿐만 아니라 연직응력에 의해서도 그 크기가 달라지는 것으로 나타났다(백규호 등 2006a, 2006b). 따라서 원통형말뚝은 물론 테이퍼말뚝까지 적용할 수 있는 주면마찰력과 선단지지력에 대한 지지력 산정식을 개발하기 위해서는 주요 영향인자로 지반의 수평응력과 연직응력 및 상대밀도와 함께 말뚝의 테이퍼 각도도 고려해야 하는 것으로 나타났다.



(a) 단위 주면마찰력



(b) 단위 선단지지력

그림 5. 테이퍼 각도에 따른 단위 주면마찰력과 단위 선단지지력의 변화

### 3. 말뚝형태를 고려한 지지력 산정식

#### 3.1 선단지지력

Kulhawy 등(1983)은 임의의 형상을 갖는 얇은 기초의 지지력 산정식을 식 (2)와 같이 제안하였다.

$$q_u = cN_c \xi_{cs} \xi_{cd} \xi_{cr} + \sigma'_{vb} N_q \xi_{qs} \xi_{qd} \xi_{qr} + \frac{1}{2} \gamma B N_r \xi_{rs} \xi_{rd} \xi_{rr} \quad (2)$$

이 식을 사질토 지반에 설치된 말뚝에 적용하면 점착력(c)은 0이고 말뚝의 직경(B)은 근입깊이(D)에 비해 매우 작기 때문에 첫번째와 세번째 항이 무시될 수 있으므로 식 (2)는 다음과 같이 표시될 수 있다.

$$q_u = \sigma'_{vb} N_q \xi_{qs} \xi_{qd} \xi_{qr} \quad (3)$$

여기서  $\sigma'_{vb}$ 는 말뚝의 선단에 작용하는 유효연직응력이고  $N_q$ 는 무차원의 지지력계수로 식 (4)와 같이 계산된다.

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \exp(\pi \tan \phi) \quad (4)$$

그리고  $\xi_{qs}$ 와  $\xi_{qd}$ ,  $\xi_{qr}$ 은 각각 원형기초에 대한 형상계수, 깊이계수, 강성계수로 식 (5)와 같이 정의된다 (Kulhawy 1991).

$$\xi_{qs} = 1 + \tan \phi \quad (5a)$$

$$\xi_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \left( \frac{\pi}{180} \right) \tan^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) \quad (5b)$$

$$\xi_{qr} = \exp \left[ (-3.8 \tan \phi) + \frac{(3.07 \sin \phi)(\log_{10} 2I_r)}{(1 + \sin \phi)} \right] \leq 1 \quad (5c)$$

식 (5c)에서 정의된 강성계수를 구하기 위해서는 강성지수(rigidity index,  $I_r$ )를 계산해야 한다. Vesic(1975)은 기초 하부지반의 체적변형율(volumetric strain,  $\Delta$ )이 0일 때의 강성지수를 기본강성지수(basic rigidity index,  $I_r$ )라 하고 식 (6)과 같이 정의했다.

$$I_r = \frac{E}{2(1 + \nu)\sigma'_v \tan \phi} \quad (6)$$

여기서 E는 모래지반의 탄성계수로 지반의 조밀도에 따라 표 3의 값을 사용할 수 있고, 일반적으로 0.1-0.4의 값을 갖는 사질토의 포아송비( $\nu$ )는 Trautmann과 Kulhawy(1987)가 제안한 다음 식으로부터 구할 수 있다.

$$\nu = 0.1 + 0.3\phi_{rel} \quad (7)$$

그리고  $\phi_{rel}$ 은 상대마찰각으로  $\phi_{rel}=(\phi-25^\circ)/20^\circ$ 과 같이 계산된다. 반면  $\Delta \neq 0$ 일 때 Vesic(1975)이 제안한 강성지수는 식 (8)과 같으며,

$$I_r = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta} \quad (8)$$

체적변형율  $\Delta$ 는 다음과 같이 계산된다(Trautmann과 Kulhawy 1987).

$$\Delta = 0.005(1 - \phi_{rel})(\sigma'_v / p_a) \quad (9)$$

표 3. 모래지반의 탄성계수(Kulhawy 1991)

모래 상태	느슨	보통	조밀
탄성계수, E(MPa)	5-20	20-50	50-100

여기서  $p_a$ 는 대기압으로 101kPa의 값을 가지며,  $(\sigma'_v/p_a)$ 는 10을 넘지 않는다. 또한 최종 강성지수  $I_{rc}$ 은 식 (8)에서 계산된 값과 식 (10)으로부터 계산되는 한계강성지수(critical rigidity index,  $I_{rc}$ )의 비교를 통해서 결정된다.

$$I_{rc} = 0.5 \exp[2.85 \cot(45^\circ - \phi/2)] \quad (10)$$

즉  $I_r > I_{rc}$  이면  $\xi_{qr}$ 이 되고,  $I_r < I_{rc}$ 이면  $\xi_{qr}$ 은 식 (5c)의 결과와 같게 된다.

한편 모형시험에서 측정된 선단지지력( $q_{um}$ )과 식 (3)으로부터 계산된 선단지지력( $q_{uc}$ )의 상관관계를 조사하기 위하여 식 (11)과 같이 계산된 J값과 말뚝의 테이퍼 각도( $\alpha$ )간의 관계를 도식한 결과 그림 6과 같이 지반의 상대밀도를 고려한 J값은 원지반의 수평토압계수( $K_o$ )와 말뚝의 테이퍼 각도에 영향을 받는 것으로 나타났다.

$$J = \left( \frac{q_{um}}{q_{uc}} \right) \left( \frac{D_R(\%)}{100} \right) \quad (11)$$

그리고 그림 7은 그림 6에 보이는 J값과  $\alpha$ 간의 직선

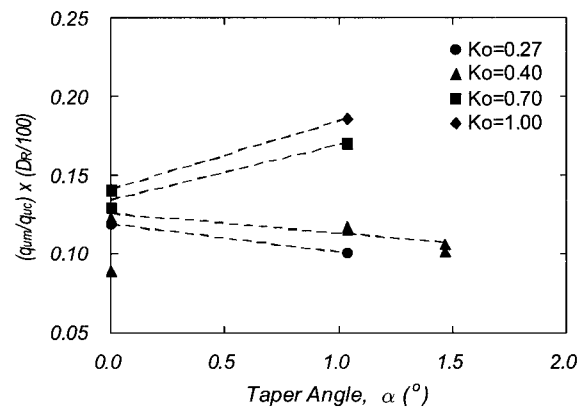


그림 6. J값과  $\alpha$ 간의 관계

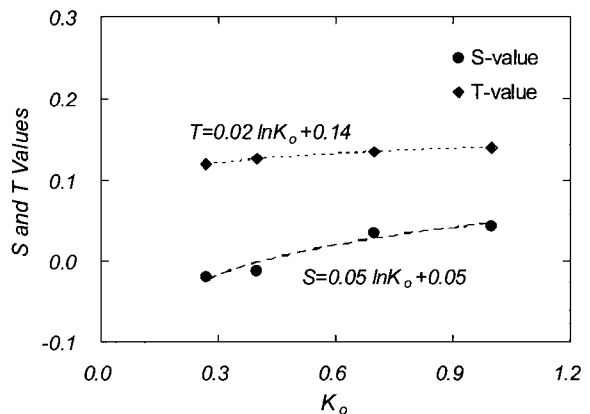


그림 7. S 및 T값과  $K_o$ 간의 관계

관계식의 기울기(S)와 절편(T)을  $K_o$ 에 대하여 도시한 것으로, S와 T는 그림에 보이듯이  $K_o$ 의 함수로 표시될 수 있었다. 따라서 식 (11)의 J값은 다음과 같이 표현될 수 있으며,

$$J = (0.05 \ln K_o + 0.05)\alpha + (0.02 \ln K_o + 0.14) \quad (12)$$

식 (11)에 (12)를 대입해서 정리하면 다음 식이 얻어진다.

$$\frac{q_{um}}{q_{uc}} = [(0.05 \ln K_o + 0.05)\alpha + (0.02 \ln K_o + 0.14)] \left( \frac{100}{D_R(\%)} \right) \quad (13)$$

이 식은 말뚝의 선단지지력 측정치는 식 (3)으로부터 계산된 선단지지력에 식 (13)의 값을 곱함으로써 구할 수 있다는 것을 의미한다. 따라서 식 (13)의  $q_{uc}$ 에 식 (3)을 대입해서 정리하면 식 (14)와 같은 새로운 선단지지력 산정식을 얻을 수 있다.

$$q_u = \sigma'_{vb} N_T N_q \xi_{qs} \xi_{qd} \xi_{qr} \quad (14)$$

여기서  $N_T$ 는 말뚝의 선단지지력에 대한 테이퍼말뚝의 영향을 반영한 테이퍼계수로 식 (15)와 같이 정의되며,  $\alpha$ 는 도(degree) 단위로 표시된 말뚝의 테이퍼 각도이고  $D_R$ 은 %단위로 표시된 지반의 상대밀도,  $K_o$ 는 원지반의 수평토압계수이다.

$$N_T = [(0.05 \ln K_o + 0.05)\alpha + (0.02 \ln K_o + 0.14)] \left( \frac{100}{D_R(\%)} \right) \quad (15)$$

### 3.2 주면마찰력

일반적으로 사질토 지반에 설치된 직경이 B이고 근입심도가 D인 원통형 현장타설말뚝의 주면마찰력 산정식은 다음과 같이 표시된다(Kulhawy 1991; Canadian Geotechnical Society 1992).

$$Q_{sc} = \pi B \int_0^D \sigma'_v(z) K_o \tan \delta dz \quad (16)$$

여기서  $K_o$ 는 말뚝이 설치되기 이전에 원지반의 수평토압계수이고  $\sigma'_v(z)$ 는 지표면으로부터 z의 깊이에 작용하는 유효연직응력,  $\delta$ 는 말뚝의 벽면마찰각이다. 그리고 식 (16)을 그림 8에 보이는 지표면에서 말뚝의 직경이

$B_T$ 이고 테이퍼 각도가  $\alpha$ 인 테이퍼말뚝에 적용하면  $\alpha$ 가 크지 않은 경우에 대해서 식 (16)은 식 (17)과 같이 표시될 수 있다.

$$Q_{sc} = \int_0^D \sigma'_v(z) K_o \tan \delta [\pi(B_T - 2z \tan \alpha) dz] \quad (17)$$

이 식을 본 연구에서 수행한 모형시험에 적용한 결과 식 (17)은 지반조건과 말뚝의 테이퍼 각도에 따라 말뚝의 주면마찰력을 25-55%까지 과소평가하는 것으로 나타났다.

그림 9는 식 (17)로부터 계산된 주면마찰력( $Q_{sc}$ )과 모형시험에서 측정된 주면마찰력( $Q_{sm}$ )의 비를 말뚝의 테이퍼 각도( $\alpha$ )에 대하여 나타낸 것이다. 선단지지력의 경우와 달리 ( $Q_{sm}/Q_{sc}$ )와  $\alpha$ 간의 관계는 지반의  $K_o$ 에만 영향을 받을 뿐  $D_R=55\%$ 와  $86\%$ 에서 실시한  $K_o=0.4$ 의 경우에서 보듯이 지반의 상대밀도와는 거의 무관한 것

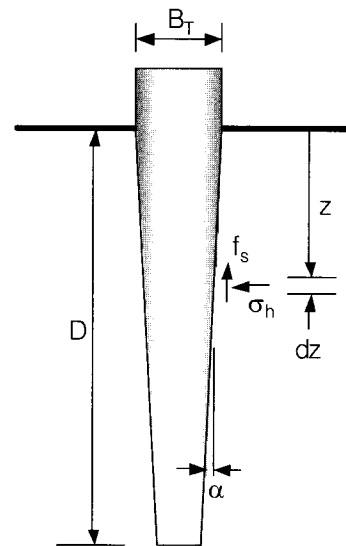


그림 8. 테이퍼말뚝에서 주면마찰력 산정법

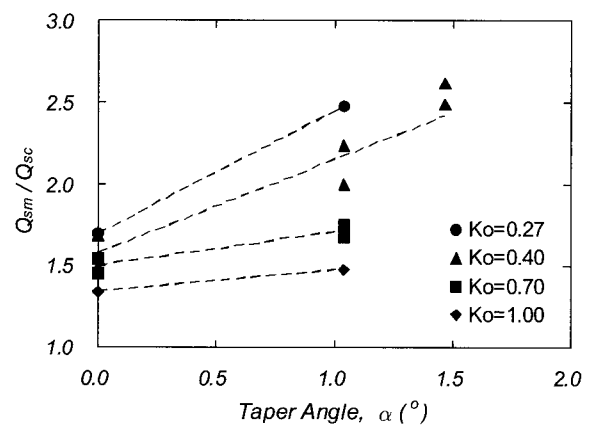


그림 9. ( $Q_{sm}/Q_{sc}$ )과  $\alpha$ 간의 관계

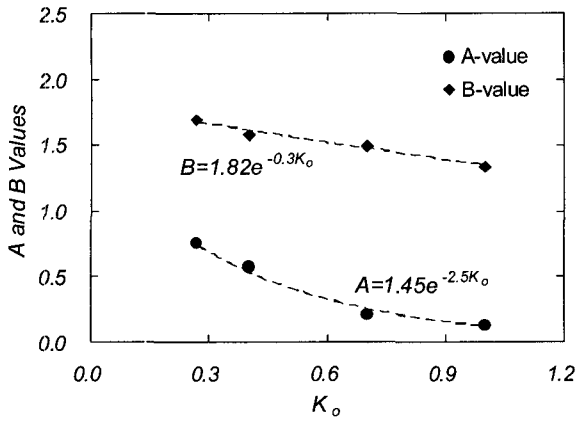


그림 10. A 및 B값과  $K_0$ 간의 관계

으로 나타났다. 그리고 그림 9에 보이는  $(Q_{sm}/Q_{sc})$ 와  $\alpha$ 간의 직선관계식의 기울기(A)와 절편(B)을  $K_0$ 에 대해 도식한 결과 그림 10이 얻어 졌으며, A와 B값은 그림과 같이  $K_0$ 에 대한 지수함수로 표시될 수 있었다. 따라서  $(Q_{sm}/Q_{sc})$ 와  $\alpha$ 간의 관계는 식 (18)과 같이 표시될 수 있으며,

$$\frac{Q_{sm}}{Q_{sc}} = [1.45 \exp(-2.5K_0)]\alpha + 1.82 \exp(-0.3K_0) \quad (18)$$

이 식은 식 (17)에 식 (18)의 값을 곱하면 말뚝의 주면마찰력 추정치를 구할 수 있다는 것을 의미한다. 결국 식 (18)의  $Q_{sc}$ 에 식 (17)을 대입해서 정리하면 다음과 같은 새로운 주면마찰력 산정식이 얻어진다.

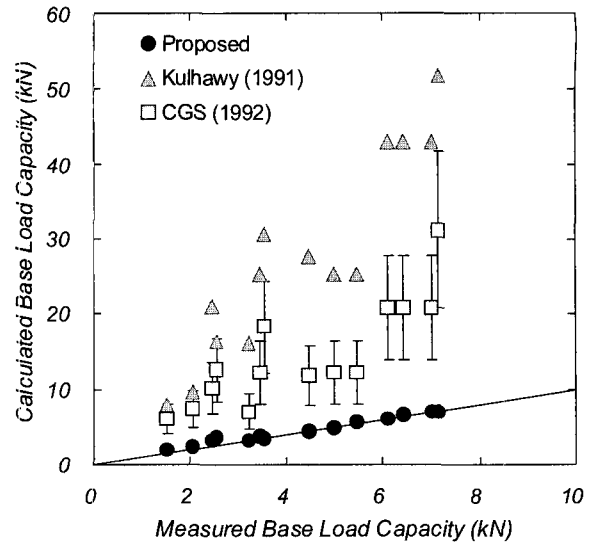
$$Q_{sc} = \pi \int_0^D \sigma'_v(z) K_0 K_T \tan \delta (B_T - 2z \tan \alpha) dz \quad (19)$$

여기서  $K_T$ 는 말뚝의 주면마찰력에 대한 테이퍼 각도의 영향을 반영한 테이퍼계수로 식 (20)과 같이 계산되며,  $K_0$ 와  $\alpha$ 는 원지반의 수평토압계수와 도(degree) 단위로 표시된 말뚝의 테이퍼 각도이다.

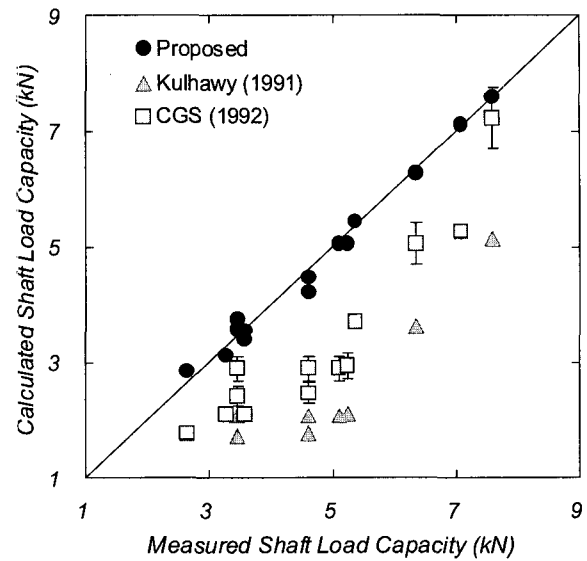
$$K_T = 1.45 \exp(-2.5K_0)\alpha + 1.82 \exp(-0.3K_0) \quad (20)$$

#### 4. 제안식의 대표성 검증

본 연구에서 수행된 모형시험의 결과에 대한 제안식의 대표성을 검증하기 위해서 식 (14), (15), (19), (20)을 이용해서 얻어진 원통형 및 테이퍼말뚝의 지지력 계산치와 모형시험에서 얻어진 측정치를 비교하였다. 이와 함께 기존의 지지력 산정식으로부터 계산된 지지력도



(a) 선단지지력



(b) 주면마찰력

그림 11. 지지력 측정치와 예측치간의 비교

모형시험의 측정치와 함께 비교되었다. 그림 11(a)에서 보듯이 원통형의 현장타설말뚝에 대한 지지력 산정식인 Kulhawy(1991)의 제안식은 비배토의 원통형말뚝과 테이퍼말뚝의 선단지지력을 4.6-8.6배까지 그리고 캐나다의 기초설계기준(Canadian Geotechnical Society 1992)은 지지력 산정식에 적용하는 지지력계수에 따라 1.6-6.9배까지 선단지지력을 과대평가하였다. 그러나 본 연구에서 제안된 식 (14)와 (15)는 상대밀도가 55%인 지반에 대해서는 선단지지력을 최대 40%까지 과다하게 그리고 상대밀도가 86%인 조밀한 지반에 대해서는 7%의 편차 이내에서 말뚝의 선단지지력을 예측하였다.

한편 주면마찰력의 경우 그림 11(b)와 같이 Kulhawy



(1991)의 제안식은 원통형은 물론 테이퍼말뚝에 대해서도 지지력을 32-62%까지 과소평가하였고, 캐나다의 기초설계기준(Canadian Geotechnical Society 1992)도 지반조건과 말뚝의 형태에 따라 달랐지만 최대 50%까지 주면마찰력을 과소평가하는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 현재 사용되고 있는 현장타설말뚝에 대한 지지력 산정식의 대부분이 말뚝의 주면마찰력을 상당히 과소평가한다는 Price 등(1992)과 Rollins 등(2005)의 연구결과와도 일치하는 것이다. 반면 식 (19)와 (20)은 실측치와 최대 9%의 편차내에서 비배토 원통형과 테이퍼말뚝의 주면마찰력을 산정하였다. 이상에서 보듯이 본 연구에서 제안된 비배토말뚝의 선단지지력과 주면마찰력에 대한 지지력 산정식은 다양한 지반조건에 설치된 테이퍼말뚝의 정성적인 거동을 잘 반영하고 있는 것으로 나타났다. 그러나 제안식에 대한 정확도 검증을 위해서는 제안식의 결과를 현장시험의 측정치와 비교하는 것이 필요하며, 이를 위해 현재 다양한 규모의 원통형말뚝과 테이퍼말뚝에 대한 현장시험을 계획하고 있다.

## 5. 결 론

본 논문에서는 비배토말뚝의 형상에 따른 지지력 특성의 변화를 조사하기 위해서 원통형말뚝과 테이퍼 각도가 다른 두개의 테이퍼말뚝을 이용해서 모형말뚝시험을 수행하였다. 시험결과에 따르면 테이퍼말뚝의 지지력은 지반의 응력조건과 상대밀도 뿐만 아니라 말뚝의 테이퍼 각도에 따라서도 크게 달라졌다. 특히 원통형말뚝과 달리 테이퍼말뚝의 주면마찰력은 지반의 수평응력 뿐만 아니라 연직응력에도 영향을 받는 것으로 나타났다.

그리고 모형시험의 결과에 근거해서 모래 지반에 설치된 비배토 원통형 말뚝과 테이퍼말뚝의 선단지지력과 주면마찰력을 산정할 수 있는 지지력 산정식을 도출하였으며, 제안된 지지력 산정식은 모형시험이 수행된 지반조건에서 다양한 형태를 갖는 비배토말뚝의 정성적인 거동을 잘 반영하고 있는 것으로 나타났다. 또한 본 연구에서 제안된 지지력 산정식의 정확도를 검증하기 위해서 현재 다양한 규모의 현장시험을 실시하고 있으며, 이에 대한 연구결과는 추후 별도의 논문을 통해 보고할 계획이다.

## 감사의 글

본 논문은 한국전력공사 전력연구원의 연구비 지원에 의해 수행된 “가공송전용 강관주 철탐기초 설계기준 수립 연구”의 결과 중 일부로, 상기 기관의 연구비 지원에 감사드립니다.

## 참 고 문 헌

1. 백규호, 이준환, 김대홍 (2006a), “모래지반에 현장타설된 테이퍼말뚝의 연직거동 특성”, *한국지반공학회논문집* (심사중).
2. 백규호, 이준환, 김대홍 (2006b), “모래지반에서 테이퍼 각도가 테이퍼말뚝의 연직거동에 미치는 영향”, *한국지반공학회논문집* (심사중).
3. 한국전력 (2006), *가공송전용 강관주 철탐기초 설계기준 수립연구*, 한국전력.
4. Canadian Geotechnical Society (1992), *Canadian foundation engineering manual*, 3rd Ed., pp.283-289.
5. El Naggar, M. H. and Wei, J. Q. (1999), “Axial Capacity of Tapered Piles Established from Model Tests”, *Canadian Geotech. J.*, Vol.36, pp.1185-1194.
6. El Naggar, M. H. and Sakr, M. (2000), “Evaluation of Axial Performance of Taper Piles from Centrifuge Tests”, *Canadian Geotech. J.*, Vol.37, pp.1295-1308.
7. Houslsby, G. T. and Hitchman, R. (1988), “Calibration Chamber Tests of a Cone Penetrometer in Sand”, *Geotechnique*, Vol.38, No.1, pp.39-44.
8. Kodikara, J. K. and Moore, I. D. (1993), “Axial Response of Tapered Piles in Cohesive Frictional Ground”, *J. of Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE*, Vol.119, No.4, pp.675-694.
9. Kulhawy, F. H. (1991), “Drilled Shaft Foundations”, *Foundation Engineering Handbook*, 2<sup>nd</sup> ed., pp. 537-552.
10. Kulhawy, F. H., Trautmann, C. H., Beech, J. F., O'Rourke, T. D., McGuire, W., Wood, W. A. and Capano, C. (1983), *Transmission Line Structure Foundations for Uplift-Compression Loading*, Report EL-2870, Electric Power Research Institute.
11. Ladanyi, B. and Guichaoua, A. (1985), “Bearing Capacity and Settlement of Shaped Piles on Permafrost”, *11<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol.4, pp.1421-1427.
12. Lee, J. H. and Salgado, R. (2000), “Analysis of Calibration Chamber Plate Load Tests”, *Canadian Geotechnical J.*, Vol.37, No.1, pp.14-25.
13. Norlund, R. L. (1966), “Bearing Capacity of Piles in Cohesionless soils”, *J. of Soil Mech. and Found. Eng. Div.*, Vol.89, No.SM3, pp.1-34.
14. Price, R., Rollins, K. M. and Keane, E. (1992), “Comparison of Measured and Computed Drilled Shaft Capacities Based on Utah Load Tests”, *Transportation Research Record*, 1336, 57-64.
15. Rollins, K. M., Clayton, R. J., Mikesell, R. C. and Blaise, B. C. (2005), “Drilled Shaft Side Friction in Gravelly Soils”, *J. of Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE*, Vol.131, No.8, pp.987-1003.
16. Rybnikov, A. M. (1990), “Experimental Investigation of Bearing Capacity of Bored-Cast-In-Place Tapered Piles”, *Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol.27, No.2, pp.48-52.

17. Sakr, K., El Naggar, M. H. and Nehdi, M. (2004), "Load Transfer of FRP Composite Tapered Piles in Dense Sand", *Canadian Geotech. J.*, Vol.41, pp.70-88.
18. Salgado, R., Mitchell, J. K., and Jamiolkowski, M. (1998), "Calibration Chamber Size Effects on Penetration Resistance in Sand", *J. of Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE*, 124(9), 878-888.
19. Trautmann, C. H. and Kulawy, F. H. (1987), *CUFAD-A Computer Program for Compression and Uplift Foundation Analysis and Design*, Report EL-4540-CCM, Vol.16, Electric Power Research Institute.
20. Vesic, A. S. (1975), "Bearing Capacity of Shallow Foundations", *Foundation Engineering Handbook*, 1<sup>st</sup> ed., pp.121-147.
21. Wei, J. and El Naggar, M. H. (1998), "Experimental Study of Axial Behavior of Tapered Piles", *Canadian Geotech. J.*, Vol.35, pp.641-654.
22. Zil'berberg, S.D. and Sherstnev, A.D. (1990), "Construction of Compaction Tapered Pile Foundation", *Soil Mech. and Found. Eng.*, Vol.27, No.3, pp.96-101.

(접수일자 2006. 12. 29, 심사완료일 2007. 5. 25)