

## 부주면마찰력을 고려한 단독말뚝의 지지력 산정

### Evaluation of the Bearing Capacity of a Single Pile Subjected to Negative Skin Friction

김준수<sup>1)</sup>, Joon-Soo Kim, 정상섭<sup>2)</sup>, Sang-Seom Jeong

- 1) 연세대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University
- 2) 연세대학교 토목공학과 조교수, Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University

**SYNOPSIS** : The bearing capacity on a single pile subjected to negative skin friction is investigated based on the load transfer mechanism developed at the pile-soil interface. Load transfer curves(t-z curves) proposed by Vijayvergiya, Alonso, and Castelli are applied to calculate the bearing capacity that takes into account plastic movement at the pile tip. The response of a single pile is analyzed and compared with the results of field case study. It is found that Vijayvergiya model with 5 mm of local slip predicts properly the overall distribution and magnitude of negative skin friction on a single pile compared with the other models. Based on the results obtained, it is found that the ultimate capacity of a pile subjected to negative skin friction is reduced significantly with plastic movement, whereas without plastic movement ultimate capacity is same whether there is negative skin friction or not. It is also found that the settlement required to reach ultimate bearing capacity with negative skin friction has increased. This yields to a smaller structural load for allowable settlement of 25 mm or 10% of pile diameter, and thus the bearing capacity of a pile subjected to negative skin friction can be controlled by settlement criterion.

**Key Words** : bearing capacity, single pile, negative skin friction, load transfer curves, plastic movement, local slip, allowable settlement

## 1. 서 론

부주면마찰력은 말뚝에 하향력으로 작용하여 말뚝 자체에 수직 압축응력과 침하를 증가시키게 되어 상부구조물에 과대한 손상을 주고 말뚝의 지지력을 감소시킬 뿐 아니라 경우에 따라서는 설계하중이 극한지지력을 넘어서서 구조적 파괴를 발생시키기도 한다. 그러므로 부주면마찰력의 정확한 산정은 말뚝의 설계, 시공 및 해석시 안전을 확보의 관건이라 할 수 있다.

따라서 본 연구에서는 연약 지반에 시공된 단독말뚝에서 발생하는 부주면마찰력을 정확히 산정할 수 있는 하중전달개념을 도입하여 지지력을 예측하는 해석적 방법을 제시하고 해석 모형에 대한 분석 및 현장계측치와의 비교분석을 통하여 부주면마찰력을 고려한 말뚝의 장기 설계지지력을 평가하는데 그 목적이 있다.

## 2. 말뚝의 하중전달곡선

수직하중을 받는 말뚝의 거동은 말뚝 주면에서의 shear 전달특성(t-z curves)과 말뚝 선단에서의 하중 전달특성(q-z curve)에 크게 좌우된다. 기존 연구결과 말뚝 지반의 t-z curve나 q-z curve는 현장재하시험이나 말뚝모형시험을 통하여 반경험적인 전달곡선이 제안되었으며 일반적인 곡선의 형태는 크게 선형, 이중선형, 쌍곡선으로 나타나고 있다.

따라서 본 연구에서는 t-z curve에 관한 여러가지 제안식 중에서 비교적 많이 사용하고 있는 Vijayvergiya 모델, Alonso 모델, Castelli 모델을 고려하였다.

Vijayvergiya(1977)는 점성토와 사질토에 모두 적용 가능한 식 (1)과 같은 하중전달함수를 제안하였다.

$$\tau(z) = \tau_{\max} \left( 2\sqrt{\frac{v(z) - w(z)}{W_{\max}}} - \frac{v(z) - w(z)}{W_{\max}} \right) \quad (1)$$

Alonso(1984)는 하향력이 작용할 때 단독말뚝의 주면에서 하중과 변위 관계를 규정하는 식 (2)의 전달함수를 제안하였다.

$$\tau(z) = \frac{G}{r_o} \frac{1}{\ln R/r_o} [v(z) - w(z)] \quad (2)$$

여기서,  $\tau(z)$  : 주면에 발생하는 전단응력

$G$  : 전단탄성 계수

$r_o$  : 말뚝의 반경

$R$  : 말뚝의 수평방향으로의 영향반경

$v(z)$  : 지반 침하량

$w(z)$  : 말뚝의 수직변위

여기서  $R = 2.5L(1 - \nu_s)$ 이고,  $L$ 은 말뚝의 관입깊이,  $\nu_s$ 는 흙의 포아송비를 나타낸다.

Castelli(1992)는 수직하중이 작용하는 단독말뚝의 해석에 사용되어 왔던 쌍곡선 하중전달함수를 이용하여 말뚝과 주변 지반의 비선형성을 고려하여 식 (3)을 제안하였다.

$$\tau(z) = \frac{v(z) - w(z)}{\frac{1}{KI_L(z)} + \frac{|v(z) - w(z)|}{\tau_{\max}(z)}} \quad (3)$$

여기서  $\tau_{\max}(z)$ 는 최대 주면마찰력이고,  $KI_L(z)$ 는 하중전달함수의 초기 접선 기울기로서 식 (4)로부터 산정된다.

$$KI_L = \frac{G}{r_o \ln(R/r_o)} \quad (4)$$

이와같이 제안식에 따른 t-z curve를 고려하되 본 논문에서는 말뚝 주면에서의 상대적인 slip량을 조절하였다. Alonso의 탄성 모델에 대하여서는 Alonso가 제안한 1~3 mm의 한계변위의 범위 중 중간값에 해당하는 2 mm를 선정하여 해석을 실시하였다. Castelli와 Vijayvergiya의 모델은 탄소성 모델이므로 국부파괴의 한계변위를 추가로 고려하지 않았고, 특히 Vijayvergiya 모델은 제안식 자체에 5 mm의 상대변위에서 최대 주면마찰력이 발생하도록 규정되어 있으므로 이를 그대로 적용하였다.

### 3. 기본 해석

말뚝에서 발생하는 부마찰력은 주변 지반과 말뚝간의 상대적은 변위문제이다. 따라서 말뚝 주변 지반의 침하량은 Terzaghi의 1차원 압밀식으로부터 산정된 식 (5)를 적용하였다.

$$v(T, Z) = m_v \cdot L \cdot \Delta \sigma \left[ 1 - Z - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} \times \exp\left(\frac{-\pi^2(2m+1)^2}{4} T\right) \cdot \cos\left(\frac{2m+1}{2} \pi Z\right) \right] \quad (5)$$

여기서,  $Z = z/L$

$$T = (c_v \cdot t)/L^2$$

$t$  : 시간

$\Delta \sigma$  : 지표면에 가해진 분포하중

$m_v$  : 체적 변화 계수

$c_v$  : 압밀계수

반면에 말뚝 변위는 말뚝을 깊이별로 여러 개의 요소로 나뉘 각 절점에 해당하는 변위를 산정하였다. 따라서 말뚝요소에 대한 평형방정식으로부터 이 말뚝의 변위를 구하였으며 그 과정은 다음과 같다.

$$E_p \frac{d^2 w}{dz^2} + \frac{p}{A_p E_p} \tau = 0 \quad (6)$$

여기서,  $A_p$  : 말뚝의 단면적

$E_p$  : 말뚝의 탄성계수

$w$  : 말뚝의 축방향 변위

$\tau$  : 전단응력

$p$  : 말뚝의 윤변

말뚝과 주변 지반 간의 평형조건과 적합조건을 만족하는 이 하중전달함수는 탄소성이므로 말뚝의 변위를 산정하기 위하여 shooting method를 사용하여 말뚝두부의 초기 가정치로부터 연속적으로 선단까지의 말뚝 변위를 산정하고자 식 (6)을 유한차분법으로 정리하면 다음과 같다.

$$w_{i+1} = (\Delta z)^2 \chi \tau_i + 2w_i - w_{i-1} \quad (7)$$

여기서,  $\chi$ 는 상수로서 반지름이  $r_0$ 인 원형말뚝의 경우는  $-2/(E_p r_0)$ 를 사용한다. 또한,  $w_i$ 와  $\tau_i$ 는 임의의 절점에서의 변위와 전단응력이다.

초기에 말뚝의 두부변위  $w_1^{(1)}$ 을 가정한 후 두 번째 절점의 변위를 식 (8)로부터 계산하였다.

$$w_2^{(1)} = w_1^{(1)} - \sigma_T \Delta z / E_p \quad (8)$$

여기서  $\sigma_T$ 는 말뚝두부에 걸리는 상재응력으로  $Q_T/A_p$ 와 같다.  $Q_T$ 는 두부에 재하된 상재하중이다. 위에서 구한 첫 번째와 두 번째 변위를 식 (7)에 적용하여 말뚝선단까지 변위를 구한후 그때의 선단변위와 선단부의 탄성 변위를 구하는 식 (9)에서 얻은 값을 비교하였다.

$$w_{nc}^{(i)} = \frac{\pi r_o (1 - \nu_b^2)}{2E_b} \left( \sigma_T - \chi E_p \int_0^L \tau(z) dz \right) \quad (9)$$

여기서,  $E_b$  : 지지층의 탄성계수  
 $\nu_b$  : 지지층의 포아송비

위에서 계산한 두 값의 차이, 즉  $w_n^{(1)} - w_{nc}^{(1)}$ 을  $ERR^{(1)}$ 이라 한다.

또, 두 번째로 가정한 두부변위  $w_1^{(2)}$ 로부터 위와 동일한 과정을 거쳐  $ERR^{(2)}$ 를 구한다. 식 (10)에 의하여  $ERR^{(1)}$ 과  $ERR^{(2)}$ 로부터 새로운 두부변위  $w_1^{(3)}$ 을 얻는다.

$$w_1^{(3)} = (ERR^{(2)} w_1^{(2)} - ERR^{(1)} w_1^{(1)}) / (ERR^{(2)} - ERR^{(1)}) \quad (10)$$

이 과정을 반복하여  $ERR^{(N)} < 10^{-2}$ cm 범위에 들면 가정치와 계산치가 일치하는 것으로 간주하여 그때의 절점별 변위를 말뚝의 변위로 산정하였다.

그외 말뚝의 선단에 가해지는 하중이 지지층의 극한 선단 지지력으로부터 구한 극한 선단하중보다 크면 선단하중에 의한 지지층의 변위가 탄성한계를 넘는다고 보아 소성변위를 고려하였다. 즉, 선단에는 지지층의 극한 선단하중만큼만이 가해지고, 해석 결과로 나온 선단하중과 극한 선단하중과의 차이는 지지층에 관입된 부분에서 정주면마찰력이 받는다고 간주하여 말뚝에 가해지는 하중이 수직 평형상태에 도달하는 소성변위량을 산정하였다.

그 결과 본 연구에서 적용한 해석기법을 토대로 프로그램을 개발하였다. 본 프로그램은 지반의 침하량과 말뚝의 변위량으로부터 상대변위에 의한 주면마찰력의 산정을 통하여 말뚝의 축하중 및 지지력을 얻는데 그 목적이 있다.

#### 4. 모델 분석

본 연구에서는 개발된 해석기법을 토대로 기존에 실측된 사례에 대하여 비교분석하였다. 첫 번째와 두 번째 사례는 각각 선단지지말뚝과 마찰말뚝에 대한 사례로서 Endo(1969)가 수행한 계측결과로 물성치는 표 1 및 표 2와 같다. 약 2년에 걸쳐 시간의 경과에 따른 축하중의 분포 변화를 실측하였다.

표 1 Endo의 사례에 사용된 물성치(선단지지말뚝)

물 성 치	재 료	말 뚝	지 반	지 지 층
탄성계수( $E$ , kPa)		$2 \times 10^8$	$1 \times 10^4$	$6 \times 10^4$
포아송비( $\nu$ )		-	0.35	0.3
단위중량( $\gamma'$ , kN/m <sup>3</sup> )		-	7.0	-
마찰력계수( $\beta$ )		-	0.32	-
극한선단지지력(kPa)		-	-	8000

표 2 Endo의 사례에 사용된 물성치(마찰말뚝)

물 성 치	재 료	말 뚝	지 반	지 지 층
탄성계수( $E$ , kPa)		$2 \times 10^8$	$1 \times 10^4$	$1 \times 10^4$
포아송비( $\nu$ )		-	0.35	0.35
단위중량( $\gamma'$ , kN/m <sup>3</sup> )		-	7.0	-
마찰력계수( $\beta$ )		-	0.32	-
극한선단지지력(kPa)		-	-	1600

세 번째 사례는 Porwoll(1993)에 의하여 연구된 현장 계측결과로서 해석 대상 말뚝은 직경 420 mm, 관입깊이 42 m의 사각형 콘크리트 말뚝이다. 물성치는 표 3과 같다.

네 번째 사례는 Bush(1991)가 Louisiana에서 현장 계측한 결과로서 사용된 말뚝은 기성 프리스트레스 콘크리트 말뚝으로 직경은 202 mm이고 관입깊이는 21 m이다. 물성치는 표 4와 같다.

표 3 Porwoll의 사례에 사용된 물성치

물 성 치 \ 재 료	말 뚝	지 반	지 지 층
탄성계수( $E$ , kPa)	$2.4 \times 10^4$	$3.5 \times 10^4$	$3.11 \times 10^4$
포아송비( $\nu$ )	-	0.35	0.3
단위중량( $\gamma'$ , kN/m <sup>3</sup> )	-	6.0	-
마찰력계수( $\beta$ )	-	0.25	-
극한선단지지력(kPa)	-	-	7100

표 4 Bush의 사례에 사용된 물성치

물 성 치 \ 재 료	말 뚝	지 반	지 지 층
탄성계수( $E$ , kPa)	$4 \times 10^4$	$2.8 \times 10^4$	$8 \times 10^4$
포아송비( $\nu$ )	-	0.35	0.3
단위중량( $\gamma'$ , kN/m <sup>3</sup> )	-	10.0	-
마찰력계수( $\beta$ )	-	0.25	-
극한선단지지력(kPa)	-	-	1500

### 4.1 선단지지말뚝

Endo 사례(그림 1 참조)에 있어 Alonso 모델을 사용하여 해석한 결과, 국부파괴를 고려한 경우는 최대 축하중을 계측치보다 60% 과소 추정하였고 국부파괴를 고려하지 않은 경우는 67% 과다 추정하였다. 또한 Castelli 모델을 사용한 경우는 최대 축하중을 50% 과소 추정하였다. Vijayvergiya 모델에 의한 해석결과도 축하중을 과소 추정하였으나 축하중 분포는 계측치를 적절히 대변하였다.

Porwoll 사례(그림 2 참조)에 있어 Alonso 모델에 의한 국부파괴를 고려하지 않은 경우는 최대 축하중을 계측치보다 82% 과다 추정하고, 국부파괴를 고려하는 경우는 77% 과소 추정하는 결과를 보였다. 또한 지표면에서 약 24 m 깊이부터는 축하중이 발생하지 않는 등 계측치와는 서로 다른 경향을 보였다. Castelli의 하중전달함수를 사용하여 해석한 결과는 최대 축하중을 64% 과소 추정하였다. Vijayvergiya의 하중전달함수를 사용하여 해석한 결과는 Endo 사례의 선단지지말뚝과 마찬가지로 말뚝에 발생하는 축하중을 다소 과소 추정하였으나 축하중 분포는 계측치를 적절히 대변하였다.

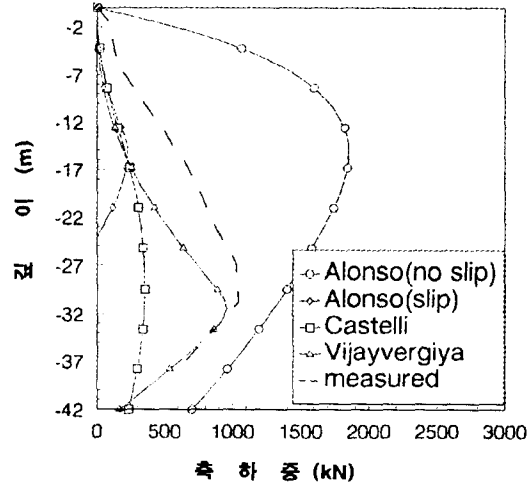
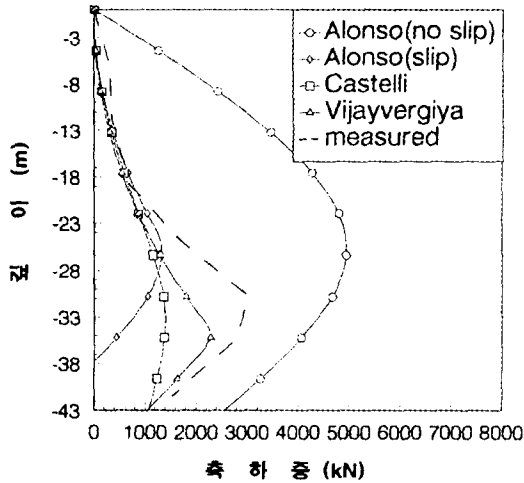


그림 1 Endo 사례(선단지지말뚝)의 해석결과      그림 2 Porwoll 사례(선단지지말뚝)의 해석결과

### 4.2 마찰말뚝

Endo의 두 번째 사례는 말뚝이 단단한 지지층까지 도달하지 못하여 선단부도 주변 지반과 동일한 강도를 갖는 경우이다. 그림 3은 Endo 사례 중 마찰말뚝에 대하여 해석을 실시한 후 계측결과와 비교한 것이다. Castelli 모델을 사용하여 해석한 결과는 축하중을 60% 과소 추정하고 있음을 알 수 있었다. Vijayvergiya 모델을 사용한 경우는 최대 축하중은 약 25% 정도 과소 추정하였으나 축하중의 분포는

계측치를 적절히 대변하였다.

그림 4는 Bush의 사례에 대한 해석결과이다. Castelli 모델을 사용한 경우 앞의 사례들과 마찬가지로 축하중을 43% 과소 추정함을 알 수 있었다. Vijayvergiya 모델을 사용한 경우는 최대 축하중을 약 10% 정도 과소 추정하였으나 축하중 분포는 계측치를 적절히 대변하였다.

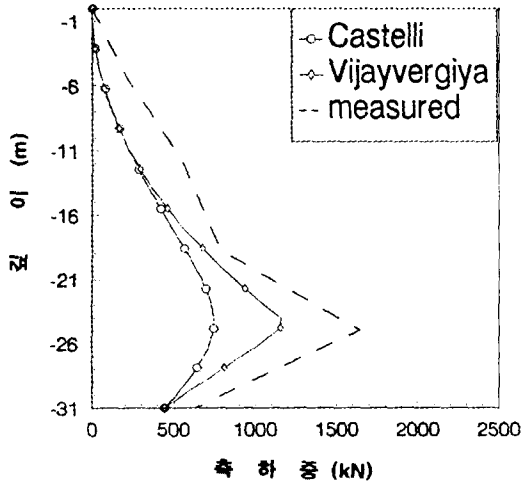


그림 3 Endo 사례(마찰말뚝)의 해석결과

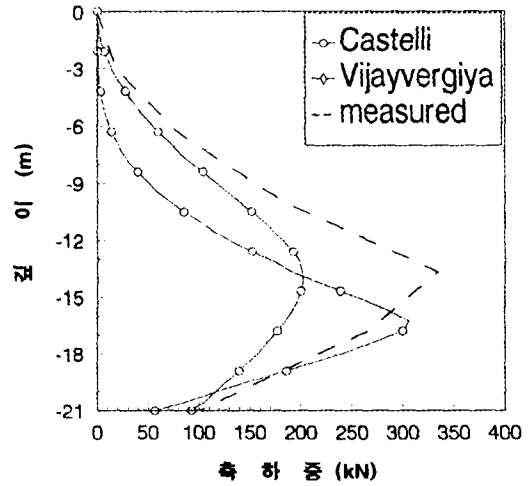


그림 4 Bush 사례의 해석결과

### 5. 소성변위의 영향

선단지지된 해석 모형의 소성변위 발생 유무에 따른 극한 지지력의 분포 정도를 파악하기 위하여 상재하중의 증가에 따른 축하중 분포와 하중-침하곡선을 도시하였다. 선단지지 조건은 극한 상태에 도달하기 전에 소성변위가 발생하는 일반적인 경우와 지지층이 매우 단단하여 소성변위가 극한 상태까지 발생하지 않는 경우로 구분하였다. 그림 5는 주변과 선단이 동시에 극한 상태에 도달하기 전에 선단에서 소성변위가 발생하는 경우의 하중-침하곡선이고, 그림 6은 주변과 선단이 동시에 극한 상태에 도달할 때까지 소성변위가 발생하지 않는 경우의 하중-침하곡선으로 부주면마찰력이 작용할 때와 정주면마찰력만이 작용할 때의 극한 지지력은 서로 일치하였다.

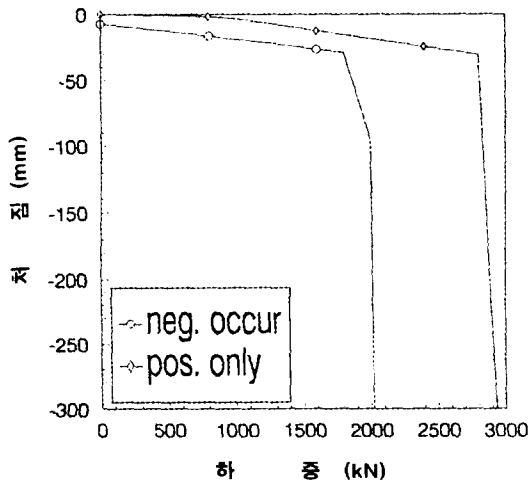


그림 5 소성변위 발생시의 하중-침하곡선

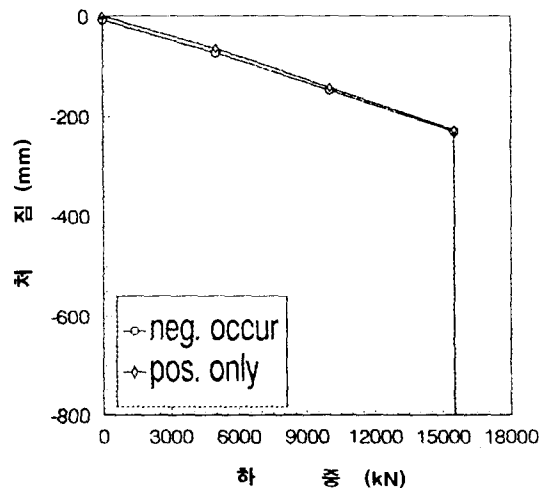


그림 6 소성변위 미발생시의 하중-침하곡선

## 6. 지지력 분석

### 6.1 지반의 지지력에 의한 방법

그림 7과 그림 8은 Endo의 두 가지 사례에 대한 하중-침하곡선이다. 그림 7은 선단지지말뚝에 대한 하중-침하곡선으로 부주면마찰력이 발생할 때는 3500 kN에서, 그리고 정주면마찰력만이 발생한다고 가정하였을 때는 6000 kN에서 극한 상태에 도달하였다. 또한 그림 8은 마찰말뚝에 대한 하중-침하곡선으로 부주면마찰력이 발생할 때는 100 kN에서, 그리고 부주면마찰력이 발생하지 않는다고 가정하였을 때는 2000 kN에서 극한 상태에 도달하였다. 부주면마찰력이 발생할 때의 극한 지지력은 부주면마찰력을 고려하지 않는 경우의 극한 지지력보다 선단지지말뚝의 경우는 46%, 마찰말뚝의 경우는 95% 감소하였다.

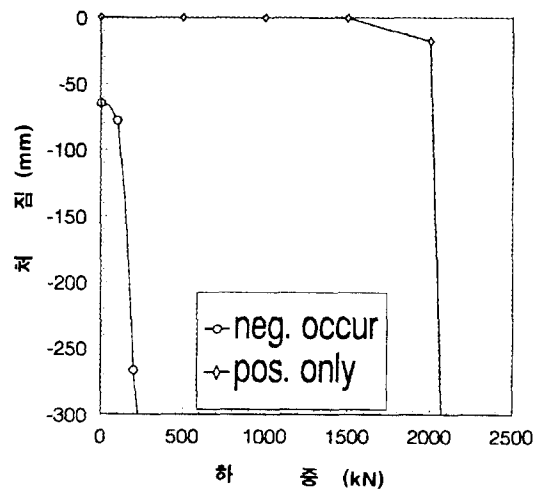
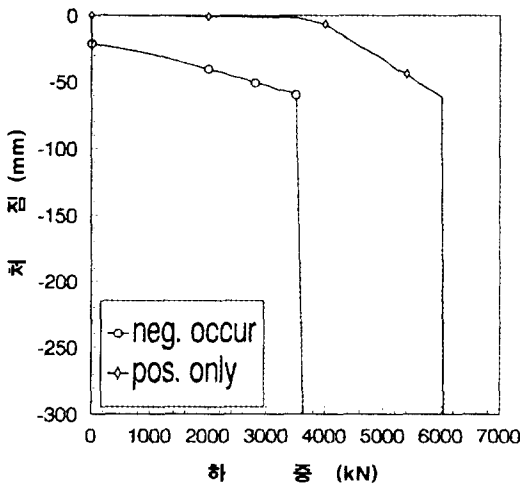


그림 7 Endo 사례(선단지지말뚝)의 하중-침하곡선

그림 8 Endo 사례(마찰말뚝)의 하중-침하곡선

### 6.2 한계 침하량에 의한 방법

그림 9와 그림 10은 Endo의 두 가지 사례에 대한 하중-침하곡선에 Terzaghi-Peck과 Tomlinson의 한계 침하량을 함께 도시한 것이다. 그림 9는 선단지지말뚝에 대한 하중-침하곡선으로 Terzaghi-Peck의 기준에 의하면 부주면마찰력을 고려하는 경우의 극한 지지력은 500 kN, 부주면마찰력을 고려하지 않는 경우의 극한 지지력은 4800 kN이었다. 또한 Tomlinson의 기준에 의하면 부주면마찰력을 고려하는 경우와 고려하지 않는 경우에 모두 극한 지지력은 지반의 지지력에 의한 방법으로 구한 극한 지지력과 일치하였다. 따라서 한계 침하량에 의한 방법과 지반의 지지력에 의한 방법으로 구한 극한 지지력은 서로 상당한 차이가 발생할 수 있음을 알 수 있었다. 이런 차이가 발생하는 이유는 한계 침하량에 의한 기준이란 상부 구조물의 허용 침하량에 주목하여 극한 지지력을 산정하는 것으로 실제로 지반이 파괴에 이르지 않았다 하더라도 말뚝의 전침하량만으로 극한 상태라고 규정하기 때문이다. 그림 10은 마찰말뚝에 대한 하중-침하곡선으로 극한 선단지지력이 선단지지말뚝에 비하여 매우 작아 부주면마찰력을 고려하는 경우, 초기 두부변위가 Terzaghi-Peck과 Tomlinson의 한계 침하량 기준을 초과하여 발생하므로 이때의 극한 지지력은 한계 침하량 기준에 의한 극한 지지력 범위보다 작게 산정됨을 알 수 있었다.

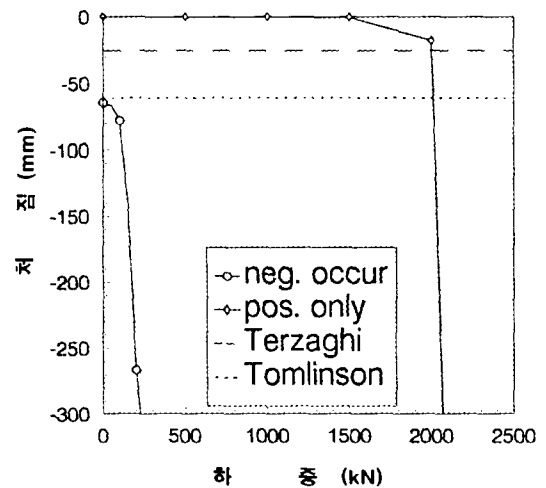
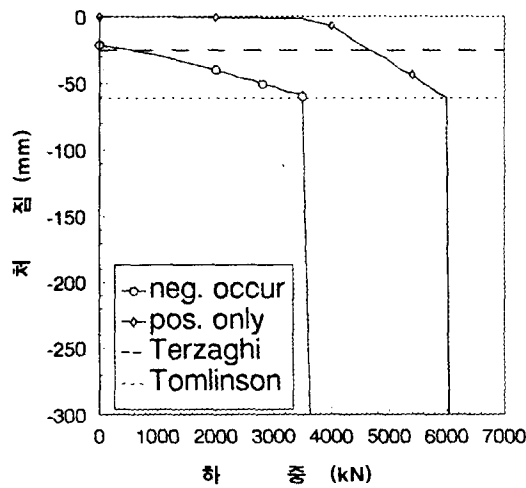


그림 9 선단지지말뚝에 대한 한계 침하량 기준

그림 10 마찰말뚝에 대한 한계 침하량 기준

## 7. 결론

본 연구에서는 말뚝과 주변 지반 간의 접촉면에서 발생하는 상대변위에 의한 주면마찰력을 계산하고 이로부터 말뚝에 가해지는 축하중과 지지력을 현장 계측사례와의 비교분석을 통하여 산정하였다. 본 연구결과, 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 전단응력의 한계가 주어지지 않은 탄성 모델, 그리고 최대 전단응력의 한계만을 규정하는 쌍곡선 모델에 비하여 5 mm의 한계변위 초과시 응력 연화가 발생하는 Vijayvergiya의 모델이 부주면마찰력의 크기 및 분포를 적절히 예측한다.
2. 주면과 선단이 동시에 극한 상태에 도달하기 전에 선단부에서 소성변위가 발생하면, 부주면마찰력이 작용하지 않은 경우에 비하여 부주면마찰력이 작용한 경우에 극한 지지력은 감소하는데, 선단지지말뚝보다 마찰말뚝에 가까울수록 그 감소율은 증가한다. 또한 선단지지말뚝의 경우, 지지층이 매우 단단하여 극한 상태에 도달할 때까지 소성변위가 발생하지 않으면 부주면마찰력을 고려할 때와 고려하지 않을 때의 극한 지지력은 서로 일치한다.
3. 정주면마찰력만이 작용할 경우, 말뚝의 극한 지지력은 지반의 지지력 파괴에 의하여 좌우되나 부주면마찰력이 작용하는 경우는 주변 지반의 침하에 의하여 말뚝에 부가적인 처짐이 발생하므로, 이 경우 말뚝의 극한 지지력은 구조물의 허용 침하범위 내에서 산정하는 것이 바람직하다.

## 8. 참고문헌

1. Alonso, E. E., Josa, A. and Ledesma, A.(1984), "Negative Skin Friction on Piles : A Simplified Analysis and Prediction Procedure" , *Geotechnique*, Vol. 34, No. 3, pp. 341-357.
3. Bush, R. K., Viswanathan, R., Jeong, S. S. and Briaud, J. L.(1991), *Preliminary Draft Interim Report*, Texas Transportation Institute, Texas A&M University System.
4. Castelli, F., Maugeri, M. and Motta, E.(1992), "Analisi Non Lineare del Cedimento di un Palo Singolo" , *Rivista Italiana di Geotecnica*, 26(2), pp. 115-135.
5. Endo, M., Minou, A., Kawasaki, K. and Shibata, T.(1969), "Negative Skin Friction Acting on Steel Pipe Pile in Clay" , *Proc. of 7th I.C.M.F.E*, Mexico, Vol. 2, pp. 85-92.
6. Porwoll, H. and Briaud, J. L.(1984), "Negative Skin Friction at Keehi Interchange" , *Research Report*, Civil Engineering, Texas A&M University, College Station.