

현장타설말뚝의 하중-침하곡선 예측

Prediction of Load-Settlement Curves for Drilled Shafts

배 성 우¹⁾, Sung-Woo Bae, 황 성 일²⁾, Sung-Il Hwang, 조 남 준³⁾, Nam Jun Cho

- 1) 국민대학교 토목환경공학과, 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Kookmin University
- 2) 국민대학교 토목환경공학과, 교수, Professor, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Kookmin University
- 3) 국민대학교 토목환경공학과, 전임강사, Full Time Lecturer, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Kookmin University

SYNOPSIS: Every foundations must be designed to have enough bearing capacity in the range of allowable settlements. When designing a foundation, therefore, it is necessary to predict the bearing capacity as well as settlement of the foundation.

However, it is known to be a very tough task to predict or calculate the foundation settlement, which is a quite more complicate and difficult problem than to predict its bearing capacity. Although there have been many studies on predicting the foundation settlement, the results from those sometimes show quite big difference from the field load test results. A new method of predicting the load-settlement curves for drilled shafts has been developed in this study through reviewing the methods of calculating the bearing capacity and settlement as well as interpreting field test results. The soil strength parameters, which are necessary for computing the bearing capacity of a foundation, are obtained by correlations between N value from SPT and the strength parameters. To approximate load-settlement curves, a hyperbolic model, which needs only two parameters of the initial stiffness and the ultimate capacity of the foundation, is adopted. The ultimate bearing capacity of drilled shafts is calculated by the most-widely used methods and compared with the field load test results. Also, the initial inclination of hyperbolic approximated load-settlement curves is obtained from using O'Neill's early study results.

Key words : bearing capacity, load-settlement curves, hyperbolic model.

1. 서 론

Terzaghi 이후에 얕은 기초 및 깊은 기초의 지지력 산정에 대한 많은 연구가 있어 왔으며, 결과적으로 기초의 지지력 산정에는 많은 연구 업적이 이루어졌다고 할 수 있다.

기초의 침하량 산정은 지지력 산정보다 훨씬 어려운 문제로서 많은 연구와 산정법 개발이 이루어졌음에도 불구하고 실제 하중-침하 곡선과는 동떨어진 결과를 보이는 경우가 많이 있는 것이 사실이다. 침하량 산정을 위한 수치해석에 대한 이론정립은 이루어져 있으나 지층의 공학적 성질을 모두 반영하는 것은 거의 불가능하며 단순화된 변수만으로는 실제의 값을 예측하는 것이 불합리하다고 할 수 있다.

본 연구에서는 기초의 지지력산정법과 침하량산정법에 대한 고찰을 통하여 현장타설말뚝에 대한 하중-침하량 예측방법을 개발하고자 한다. 현재 가장 많이 사용되고 있는 지지력 산정법을 이용하여 현장타설말뚝의 극한지지력을 산정하고 실제 현장재하시험 결과와 비교함으로써 여러 지지력 산정법들의 적용성을 검토하고자 한다. 또한, 하중-침하량 곡선을 쌍곡선으로 근사하여 실제의 하중-침하량 곡선에 예측에 필요한 쌍곡선의 초기 기울기와 극한하중을 결정하는 방법을 고찰하고자 한다.

2. 지반조건에 따른 극한지지력 산정법

2.1 극한하중의 산정

2.1.1 말뚝의 선단지지력

일반적인 선단의 극한지지력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$q_{ult} = cN_c \zeta_{cr} \zeta_{cs} \zeta_{cd} + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma \zeta_{\gamma r} \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} + qN_q \zeta_{qr} \zeta_{qs} \zeta_{qd} \quad (2-1)$$

여기서, N_c, N_γ, N_q = 깊은 기초의 지지력계수들이다.

ζ = 지지력계수에 대한 영향계수이다.

2.1.2 말뚝의 주변마찰력

주변마찰력은 기초깊이 z 에서 주변에 발생하는 전단저항응력을 깊이(z)에 대하여 적분함으로써 구할 수 있다. 따라서, 깊은기초의 주변저항력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$Q_{sc} = \int_{surface} \tau(z) dz \quad (2-2)$$

여기서, $\tau(z)$ = 깊이 z 에서 기초 주변에 발생하는 전단저항응력이다. $\tau(z)$ 는 흙과 말뚝사이의 마찰저항응력으로 말뚝의 주변에 수직하게 작용하는 힘의 크기와 흙-말뚝사이의 마찰각에 의하여 결정되어진다. 일반적으로, $\tau(z)$ 를 구하는 방법은 하중재하속도와 흙의 배수상태를 고려하여 결정되어진다.

2.1.3 배수상태에 따른 주변마찰력

1) 배수 주변마찰력(β -계수법)

말뚝의 직경(B)이 균일할 때 식(2-2)는 다음과 같이 표현된다.

$$Q_{sc} = \pi B \int_0^{D-} \sigma_h(z) \tan \bar{\delta} dz \quad (2-5)$$

$$Q_{sc} = \pi B \int_0^{D-} \gamma z K(z) \tan \bar{\delta} dz \quad (2-5-a)$$

$$= \pi B \int_0^{D-} \gamma z \beta(z) dz \quad (2-5-b)$$

여기서, $\bar{\sigma}_h$ = 흙-기초 접촉면에 작용하는 수평유효응력

$\bar{\delta}$ = 흙-기초 접촉주면에서의 유효 주변마찰각이다.

$\beta = K \tan \bar{\delta}$

$\bar{\gamma}$ = 흙의 유효단위중량

2) 비배수 주변마찰력(α -계수법)

비배수조건에 대해서는 말뚝의 주변마찰력을 계산하는 식 2-2는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$Q_{sc} = \pi B \int_0^D \alpha(z) s_u(z) dz \quad (2-7)$$

위에서, s_u 는 깊이 Z 에서의 비배수 전단강도이고 $\alpha(z)$ 는 깊이 Z 에서의 감소계수이다.

2.3 침하량 산정

깊은기초의 침하량 산정은 하중전달과정이 매우 복잡할 뿐 아니라 하중의 크기에 따라 변화 한다. 또한 균말뚝 시공에 따른 깊은기초 상호간의 작용에 따라서 정확한 해석이란 어렵고 복잡해진다. 깊은기초의 침하량 산정에 대한 많은 연구가 있어 왔으며 그 중에서도 탄성론에 근거하여 Poulos 와 Davis에 의한 해석법이 현재로서는 가장 합리적이다.⁽²³⁾

그러나, 이들이 제시한 해석은 Vesic에 의해 제안된 단순 근사식이 널리 쓰이고 있다. 이 단순 근사식은 탄성론과 실측치에 근거하여 제안되었으며, 다음과 같다.

깊은기초의 탄성침하량은 3가지의 요인에 따른 탄성침하량의 합으로서 다음과 같이 주어진다.⁽²⁴⁾

$$\delta_{te} = \delta_f + \delta_H + \delta_{ts} \quad (2-8)$$

여기서, δ_{te} = 전탄성침하량

δ_f = 깊은기초를 형성하는 재료의 축방향침하량

δ_H = 선단에 작용하는 하중에 의한 선단부 지반의 탄성침하량

δ_{ts} = 주변마찰력에 의한 선단부지반의 탄성침하량

깊은기초의 전탄성침하량(δ_{te})은 일반적으로 전침하량의 80%이상을 차지하겠지만, 마찰말뚝의 선단부 지반이 압축성이 큰 경우에는 얕은기초에서의 압밀침하량과 2차압밀침하량 산정방법과 유사하게 압밀 및 2차압밀침하량을 산정하여야 한다.

3. 하중-침하곡선의 근사

3.1 최대곡률법에 의한 항복하중, 항복침하량 산정⁽²⁾

식(3-1)은 하중-침하량 곡선을 쌍곡선의 형태로 근사하는 식으로서 전침하량을 독립변수로 하중을 종속변수로 나타내었다.

$$Q = \frac{\delta_i}{a + b \delta_i} \quad (3-1)$$

여기서, Q = 하중, δ_i = 전침하량이다.

류정수와 김석열(1995)은 이 쌍곡선의 식에서 곡률이 최대가 되는 점을 항복하중으로 규정하였다.⁽³⁾ 그러나 이 방법은 하중-침하량의 단위 및 축척에 따라 최대곡률점이 변하기 때문에 유일한 최대곡률점을 찾기 위하여 합리적인 정규화과정이 필요하다.⁽³⁾

일반적으로 말뚝의 선단지지력은 말뚝직경(B)의 함수로 나타나고 있어 침하량을 말뚝직경으로 나누어 정규화 시킨다. 그러나 주변마찰력은 말뚝직경에 상관없이 일반적으로 일정한 침하량(약 10mm)에서 모두 발휘되므로 말뚝직경으로 정규화 시키는 것은 무의미할 수 있다.

따라서, 항복시 하중(Q_f)과 침하량(δ_{ff})은 다음과 같다.

$$Q_f = Q_{hyp} \left(\frac{1 - \sqrt{a}}{b} \right) = \frac{1 - \sqrt{\frac{a}{b \cdot B}}}{b} \quad (3-2)$$

$$\delta_{ff} = B \left(\sqrt{\frac{a}{b \cdot B}} - \frac{a}{b \cdot B} \right) \quad (3-3)$$

3.2 정규화된 하중-침하곡선

현장타설말뚝의 변위에 따른 주변마찰력과 선단지지력을 결정하기 위하여 Reese와 O'Neill(1988)은 많은 실험을 통해 그림3-1~그림3-4와 같은 하중-침하곡선을 제안하였다.⁽¹⁶⁾⁽²¹⁾ 이 하중-침하곡선은 현장재하시험을 실시하고 주변마찰력과 선단지지력을 측정하여 얻은 결과를 나타낸 것이며, 동원된 저항력과 극한저항력의 비로 침하량이 표현된다. 견고하거나 조밀한 흙에 시공된 현장타설말뚝은 그림3-1에서 그림3-4의 상부에 나타낸 하중-침하 곡선들 중에서 점선곡선의 위에 있는 곡선에 해당되며, 반대로 연약하거나 느슨한 흙에 시공된 말뚝은 점선곡선의 아래에 있는 곡선에 해당된다. 점선으로 표현된 곡선은 전체를 대표할 수 있는 평균 하중-침하량 곡선이라고 할 수 있다. 그림 3-1에서 그림 3-4에 나타낸 하중-침하량 곡선들은 재하시험의 결과로부터 얻은 것들이기 때문에 연약한 점토지층이 선단부 밑에 있다면 장기간에 걸쳐 발생하는 압밀침하량을 더해줘야 한다.⁽¹⁶⁾

본 논문에서는 Reese와 O'Neill의 하중-침하곡선을 쌍곡선 근사에 의한 식을 이용하여 적용시켜 보았는데, 그 예는 다음 장에 기술하였다.

3.3 해석 결과 분석

Reese와 O'Neill의 의해 제안된 하중-침하곡선을 쌍곡선으로 근사한 결과를 표3-1에 나타내었다. 본 논문에서 회귀계수 \bar{b} 를 1로 나타내었는데, 이것은 동원된 지지력이 극한지지력보다 클 수 없기 때문이다. 또, 사질토의 선단에서는 그림3-4에서와 같이 침하비가 증가함에 따라 지지력비가 계속 증가되는데, 이는 예상한 지지력이 실제지지력의 절반 정도로 나타난다⁽¹⁶⁾라고 보았기 때문에 회귀계수 \bar{b} 를 0.5로 사용하는 것은 적절하다고 사료된다.

표3-1에서 구한 회귀계수값과 결정계수를 이용하여 Reese와 O'Neill의 하중-침하곡선을 쌍곡선으로 근사한 후 지지력 산정법으로 구한 극한지지력에 적용하고, 현장재하시험 결과와 비교하였다.

현장재하시험을 실시한 말뚝의 현장조건은 그림3-5와 같다. 말뚝직경은 1021mm(3.35ft)이고, 말뚝의 근입깊이는 18.3m(60ft)이다. 지하수위는 4.3m(14ft)에 위치하고, 급속재하시험 방법으로 실시한 자료⁽²¹⁾를 이용하였다.

선단지지력을 계산하기 위하여 말뚝의 선단이 점토층에 지지되어 있으므로 비배수조건을 적용하였고, 그 값은 표3-2에 Q_{ICP} 항에 나타내었다.

말뚝의 주변마찰력은 각 층의 경계와 지하수위에 의해 7개의 층으로 구분하였으며, 실트질의 모래층에서는 배수조건을 주면마찰력 즉, β 계수법으로 계산하였고, 그 외의 점토 및 실트층에 대해서는 비배수조건을 주면마찰력 즉, α 계수법을 이용하여 계산하였는데, 이 주변마찰력의 합은 표3-2의 Q_{sc} 의 항에 나타내었다. 또한, Terzaghi의 선단지지력과 Hansen의 선단지지력, O'Neill의 선단 지지력과 주변마찰력의 값을 기존의 지지력 계산 프로그램에 의해 구하였다.⁽¹⁵⁾ 여기서, Terzaghi의 방법과 Hansen의 방법은 알은 기초의 지지력공식이 사용되었다. 각 계산값 및 현장재하시험 결과 비교를 표3-2에 나타내었다.

표3-2에서 나타내었듯이 Prandtl의 방법으로 계산된 선단지지력(Q_{ICP})은 다른 방법으로 계산된 선단지지력보다 크고, 현장재하시험 결과와 더 가깝게 나타나고 있다. 또, α 계수법 또는 β 계수법을 이용한 주변마찰력(Q_{sc})은 현장재하시험 결과와 거의 일치함을 보이고 있다. 아래 그림3-5~그림3-7은 위에서 구한 각각의 지지력을 쌍곡선으로 근사하여 하중-침하곡선을 그리고 현장재하시험 결과와 비교해 보았다.

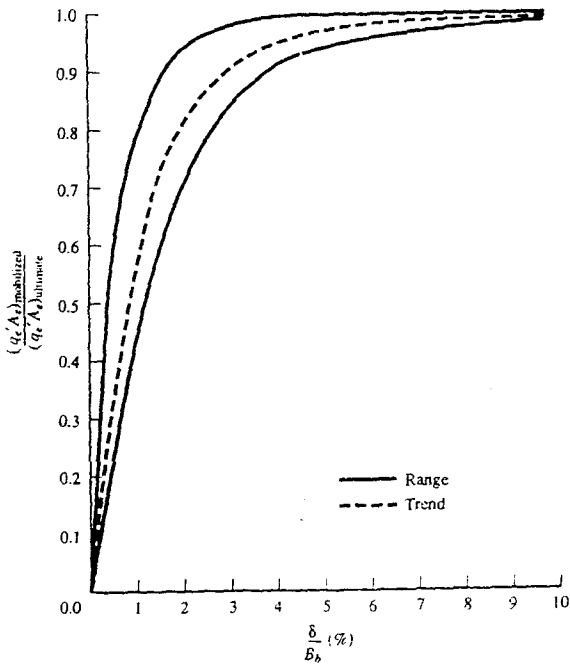


그림 3-1 점토에서 주면마찰력과 침하의 관계

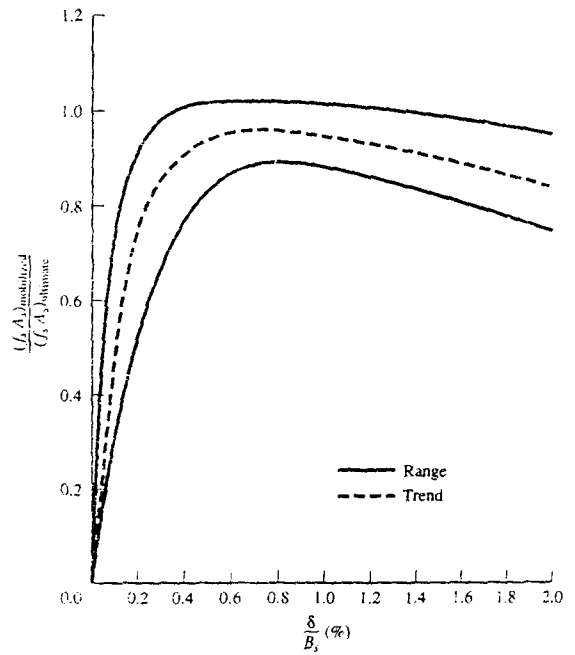


그림 3-2 점토에서 선단지지력과 침하의 관계

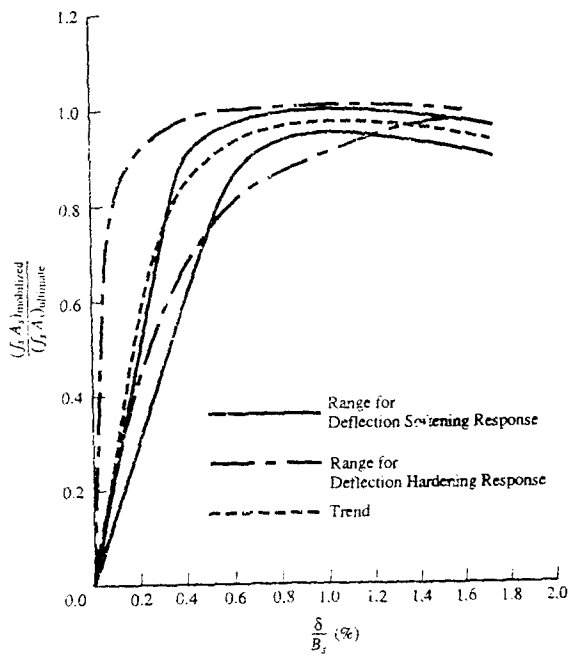


그림 3-3 사질토에서 주면마찰력과 침하의 관계

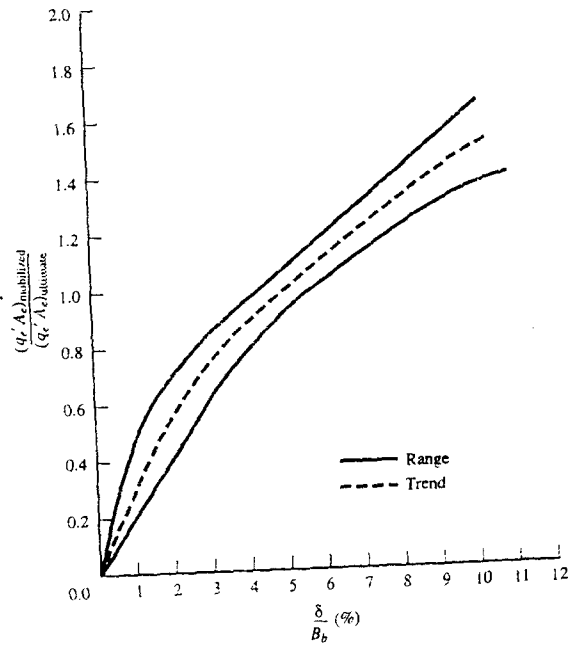


그림 3-4 사질토에서 선단지지력과 침하의 관계

표3-1 회귀계수값과 결정계수값

	점성토				사질토			
	$\frac{Q_t}{Q_{t,ult}}$		$\frac{Q_s}{Q_{s,ult}}$		$\frac{Q_t}{Q_{t,ult}}$		$\frac{Q_s}{Q_{s,ult}}$	
	\bar{a}	r^2	\bar{a}	r^2	\bar{a}	r^2	\bar{a}	r^2
\bar{a}_u	0.20	0.99	0.02	0.98	1.98	0.99	0.02	0.99
\bar{a}_m	0.52	0.96	0.08	0.94	2.44	0.99	0.13	0.91
\bar{a}_l	0.79	0.95	0.16	0.95	3.02	0.98	0.19	0.95

여기서, \bar{a} = 회귀계수값
 \bar{a}_u = O'Neill이 제안한 하중-침하곡선의 상한선 회귀계수값
 \bar{a}_m = O'Neill이 제안한 하중-침하곡선의 추세선 회귀계수값
 \bar{a}_l = O'Neill이 제안한 하중-침하곡선의 하한선 회귀계수값
 r^2 = 결정계수

표3-2. 지지력의 계산값과 현장재하시험 결과의 비교 (단위:ton)

	주 면 마 찰 력		선 단 지 지 력			
	Q_{scO}	Q_{sc}	Q_{tcT}	Q_{tcH}	Q_{tcO}	Q_{tcF}
계산에 의한 값	420	533	87	89	99	181
현장재하시험의 결과	533		201			

여기서, Q_{sc} = α 계수법 또는 β 계수법으로 구한 주면마찰력
 Q_{scO} = O'Neill의 방법으로 구한 주면마찰력
 Q_{tcT} = Terzaghi의 방법으로 구한 선단지지력
 Q_{tcH} = Hansen의 방법으로 구한 선단지지력
 Q_{tcO} = O'Neill의 방법으로 구한 선단지지력
 Q_{tcP} = Prandtl의 방법으로 구한 선단지지력을 나타낸다.

4. 재하시험 결과 적용

본 장에서는 기존의 지지력계산들을 O'Neill이 제안한 정규화된 하중-침하량곡선의 점선아래부분의 실선으로 쌍곡선 근사식에 적용하여 현장재하 결과와 비교하였다. 표4-1에는 지지력의 계산값과 현장재하시험의 결과를 나타내었다.

표4-1에 있는 현장재하시험 결과는 압축하중을 받는 현장타설말뚝의 거동에 대해 연구하기 위해 여러 해에 걸쳐 수행되어왔던 자료들이다.

자료에서 보면 총 41개의 현장타설말뚝에 대해 재하시험을 실시하였는데, 그 중에서 선단이 확대되어 있는 말뚝과 말뚝의 직경이 일정하지 않은 것과 주어진 지질조건에 대해 추정이 불가능한 것을 제외한 7개의 자료를 각각 계산하여 현장재하시험 결과와 비교해 보았다. 대략적인 말뚝의 직경은 646~914mm 까지이며, 말뚝의 근입깊이는 5~18.3m이고, 현장표준관입시험(SPT) 결과는 4.5~100 (N값이 100인 경우는 표4-1의 Pile 1에서 풍화암층이 약 1m 두께로 존재)사이에 있다. 그러나, 지질조건(주상도)에 각

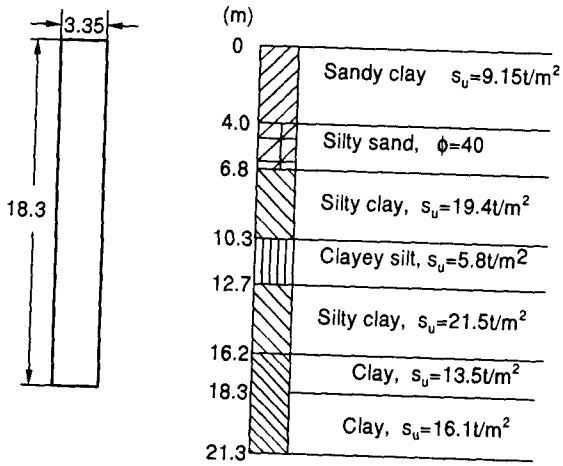


그림 3-5. 현장의 흙 상태 및 말뚝의 크기 (Barker & Reese, 1970)

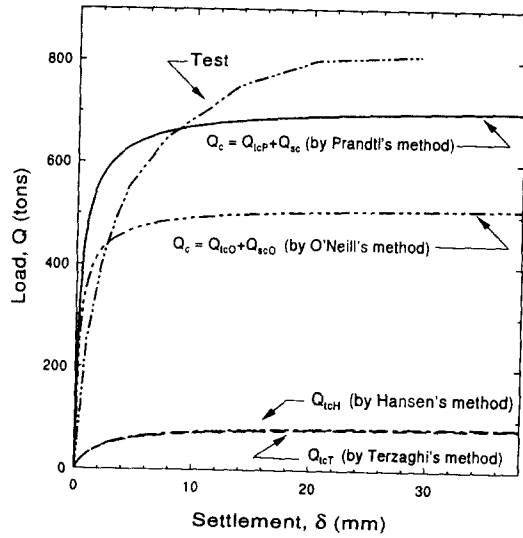


그림 3-6. O'Neill이 제안한 곡선에서 상한값을 취해 만든 하중-침하곡선

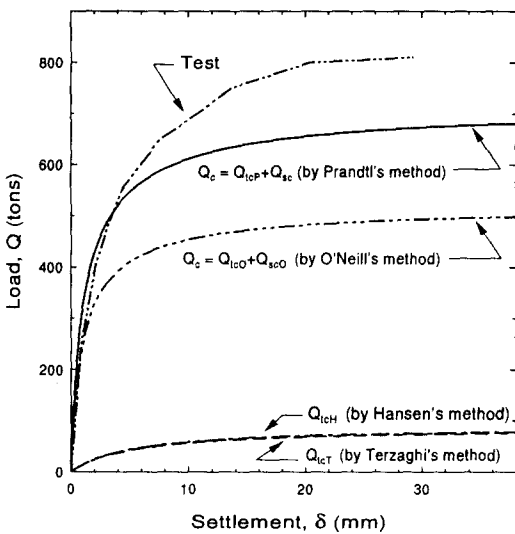


그림 3-7. O'Neill이 제안한 곡선에서 중간값을 취해 만든 하중-침하곡선

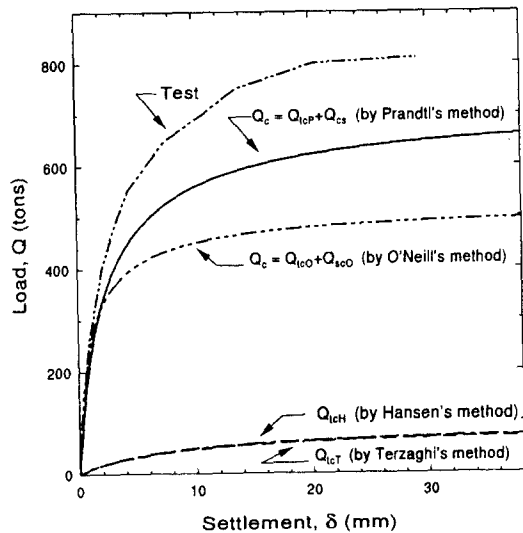


그림 3-8. O'Neill이 제안한 곡선에서 하한값을 취해 만든 하중-침하곡선

표 4-1. 지지력의 계산값과 현장재하시험 결과 (단위:ton)

	주면마찰력			선단지지력				비고	
	Q_{scO}	Q_{sc}	실험결과	Q_{tcT}	Q_{tcH}	Q_{tcO}	Q_{tcP}		실험결과
Site B TPB-1	167	297	186	282	301	342	350	200	1
Site B TPB-2	99	225	86	114	120	139	152	200	2
Site B TPB-4	324	401	381	83	87	58	113	163	3
Site B TPB-5	385	491	340	123	129	86	174	204	4
Site B TPB-6	94	194	154	147	154	178	202	54	5
Shaft E-2	342	174	403	82	152	76	497	381	6
Pile 1	178	207	447	152	160	251	206	129	7

층의 과압밀상태 표시가 없었기 때문에 계산에는 과압밀비를 적용하지 못하였다. 사례 1~5의 경우에 주면마찰력은 현장재하시험 결과에 비해 계산된 값이 크게 나타나고, 사례 6~7의 경우에 주면마찰력은 현장재하시험 결과에 비해 계산된 값이 적게 나타나는데, 이는 사례를 두 개의 그룹으로 분리해보면 하중재하 방법의 차이에서 발생된다고 사료된다.

위의 사례중에서 대표적인 경우에 대해 그래프로 그려보았다. 그림 4-1은 사례 3으로 선단은 점토층에 위치하고 말뚝의 직경은 646mm, 근입깊이는 9.5m, 표준관입시험(SPT)값은 14~80 이다. 표4-1에서 보면 계산된 주면마찰력은 현장재하시험 결과보다 조금 크고, 선단지지력은 현장재하시험 결과보다 작다. 그러나, 현장재하시험 결과의 극한하중은 544ton 이고, 계산값은 514ton으로 O'Neill의 방법으로 계산된 극한 하중보다 현장재하시험 결과에 근사함을 알 수 있다.

그림4-2 에는 사례 6의 경우에 하중-침하곡선을 비교한 것이다. 이 경우 현장 조건은 다음과 같다. 말뚝의 직경은 914mm, 말뚝의 근입 깊이는 18.3m 표준관입시험(SPT)값은 4.5~2.2 정도이다. 선단은 N값이 21 정도의 석회석이 섞인 모래층이다. 주면은 모래층에 걸쳐있고, 깊이에 따라 N값을 달리한다. 표4-1의 사례 6에 보면 현장재하시험 결과에 비해 계산된 Q_{sc} 값이 작게 나타나는데, 이것은, 각 층의 주면 마찰력은 식2-27에서와 같이 깊이에 따르는 횡방향 토압계수의 함수인데, 주어진 현장조건으로는 과압밀비를 알 수 없었기 때문에 정규압밀 상태로 해석하여서 주면마찰력의 값이 작게 계산되었을 것으로 사료된다. 그러나 주면마찰력이 작게 해석된 반면 말뚝의 선단지지력은 매우 큰 값을 보인다.

그림4-3에는 사례 7의 경우에 하중-침하곡선을 비교할 것이다. 이 경우의 현장조건은 아래와 같다. 말뚝의 직경은 853mm, 말뚝의 근입깊이는 9.1m 표준관입시험(SPT)값은 10~100 정도인데, 말뚝의 선단이 층의 두께가 약 1m정도의 실트층에 지지되어 있다. 주면은 비교적 넓은(약 7m정도)층의 모래층을 통과하는데, 주면마찰력이 현장재하시험 결과에 비해 작게 나타나는데 이는 사례 6에서와 같을 것으로 사료된다. 표4-1의 사례 7을 쌍곡선에 의해 근사하면 다음과 같다.

5. 결론

본 연구에서는 여러 지지력 산정법들을 이용하여 현장타설말뚝의 극한지지력을 산정하고 실제 현장시험 결과와 비교하였다. 또한 하중-침하량 곡선을 쌍곡선으로 근사하여 실제의 하중-침하량 곡선에측을 시도하였다. 연구를 수행하면서 얻어진 결론을 요약하면 다음과 같다.

1. 현장타설말뚝의 선단지지력 계산을 위하여 Prandtl의 지지력공식을 사용하는 것이 실제의 값에 가장 가깝다.
2. 배수층에서의 주면마찰력 계산을 위하여 α 계수법을 사용하는 것이 실제의 값에 가장 가깝다.
3. 배수층에서의 주면마찰력 계산을 위하여 β 계수법을 사용하는 것이 실제의 값에 가장 가깝다.
4. 기초의 선단이 사질토에 의해 지지되는 경우, 지지력 산정법에 의해 계산한 값은 실제의 시험결과

와 비교하여 반 정도 밖에는 되지 않는다.

5. 회귀계수 \bar{a}_1 을 사용한 쌍곡선은 실제 현장타설말뚝의 하중-침하량곡선의 초기 부분을 근사하기 위하여 적합하다.

6. 기초의 지지력과 침하량을 산정함에 있어서 지층을 표현하는 토질정수들을 정확히 반영하는 것은 거의 불가능하며 이로인해 실제 하중-침하곡선과 동떨어진 결과를 보이기도 하는데, 보다 근사한 하중-침하곡선을 예측하기 위해서 현장시험 및 실내실험을 통해 보다 폭넓은 자료를 확보하는 것이 시급하다.

본 논문을 수행함에 있어서 우리 나라에서 실시된 지반조사 데이터로 부족하거나 특히 정재하시험 결과를 구하기 힘들었다. 앞으로, 현장타설말뚝은 항타말뚝에 비해 소음이 작고 진동이 적게 발생하기 때문에 점차 많이 사용하게 될 것이다. 그러므로, 현장실물실험을 통해서 보다 많은 양질의 자료를 확보하고 그러한 자료를 통해서 우리 나라 실정에 맞는 각종 토질정수 및 지반상태를 정확히 추론할 수 있다면, 보다 안전하고 경제성있는 설계를 할 수 있을 것이다.

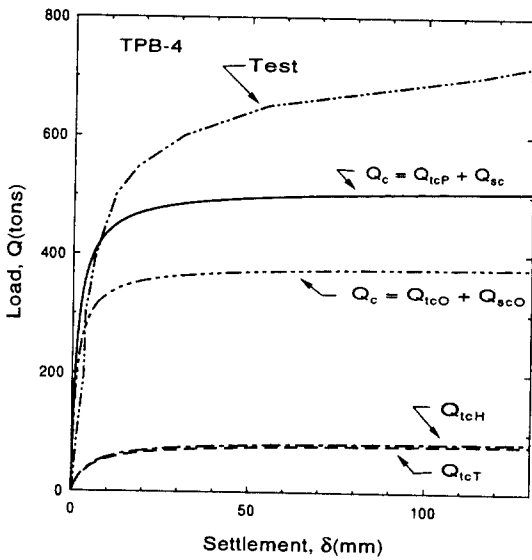


그림 4-1. 사례 3의 하중-침하 곡선 비교

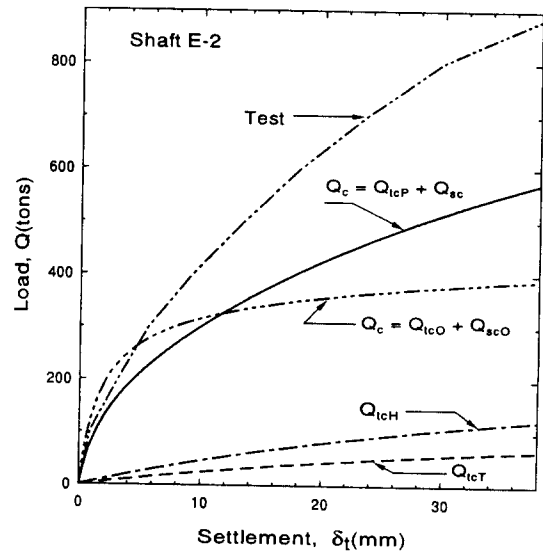


그림 4-2. 사례 6의 하중-침하 곡선 비교

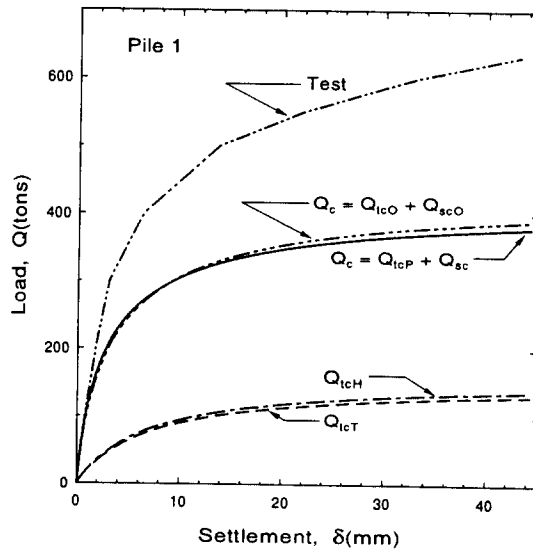


그림 4-3. 사례 7의 하중-침하 곡선 비교

참고문헌

1. 건설부, 구조물 기초 설계기준, 1986, pp. 194~206
2. 원상연, 하중-침하곡선의 쌍곡선 근사에 의한 말뚝기초의 항복하중, 국민대 석사 학위논문, 1995, pp. 17~20
3. 류정수, 김석열, "최대곡률법 방법을 이용한 말뚝의 연직지지력 연구", *지반공학회지*, 제 11권, 제 4호, 1995, pp. 5~12
4. 이명환, "말뚝재하 시험", *지반공학회*, 1993, pp. 265~287
5. 이명환, "말뚝기초의 최적설계", *94 가을 학술발표회 논문집*, 지반공학회, 1994, pp. 60~76
6. Bowles, J. E., *Foundation Analysis and Design*, 3rd Ed, McGraw-Hill, 1982, pp. 598~608
7. Kulhawy, F. H., "Transmission Line Structure Foundatiins for Uplift-Compression Loading", *Report No, EL-2870* Research Project 1493-1, Cornell University, 1983, pp. 7/1~8/26
8. Kulhawy, F. H., "Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts under Axial and Lateral Loading", *Report EPRI TR-104601*, Project 1493-04, Cornell University, 1994, pp. 3/4~4/20
9. Kulhawy, F. H., "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design", *Report No EL-6800*, Research Project 1493-6, Cornell University, 1990, pp. 2/7~5/7
10. Kulhawy, F. H., "Drilled Shaft Foundations", *Foundation Engineering Handbook*, Chap.14, Edited by H, Y, Fang., 2nd Ed, Van Nostrand Reinhold, 1991, pp. 537~549
11. McCarthy, D. F., *Essentials of Soil Mechanics and Foundations*, Prentice Hall Career & Technology, 1988, pp. 465
12. Terzaghi, K. and Peck, R. B., *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd Ed, John Wiley and Sons, Inc, 1967, pp. 525~546
13. Das, B. M., *Principles of Foundations Engineering*, 2nd Ed, PWS-KENT, 1988, pp. 444~459
14. Hough, B. K., *Basic Soils Engineering*, 2nd Ed, Ronald press, New York, 1969, pp. 634
15. Tomlinson, M. J., *Pile Disign and Construction Practice*, 4th Ed, E & FN SPON, 1994 pp. 103~111
16. Coduto, D. P., *Foundation Design Principles and Practice*, Prentice Hall, 1994, pp. 361, pp. 481
17. Liu, C. and Evett, J. B., *Soil and Foundations*, Prentice Hall, 1992 pp. 245
18. ASCE, *Bearing Capacity of Soils*, ASCE Press, 1944, pp. 47~60
19. Das, B. M., *Advanced Soil Mechanics*, McGrow Hill, 1983, pp. 11
20. Meyerhof, G. G., "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, vol. 82, NO. SM1, Jan, 1956, pp. 1-19
21. Reese, L. C. and O'Neill, Michale. W., "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods", *Report No. FHWA-HI-88-042*, Federal Highway Administration, 1988, pp. 217~265, pp. 459~497
22. Reese, L. C. and O'Neill, M. W., "New Design Method for Dilled Shafts from Common Soil and Rock Tests", *Foundation Engineering : Current Principles and Practices*, 1989, pp. 1026~1039, ASCE
23. Kulhawy, F. H., "Transmission Line Structure Foundatiins for Uplift-Compression Loading", *Report No, EL-2870*, Research Project 1493-1, Cornell University, 1983, pp. 10/1~10/16
24. Poulos, H. G. and Davis, E. H., *Pile Foundation Analysis and Design*, John Wiley and Sons, 1980, pp. 71~108