

항타말뚝과 비교한 현장타설말뚝의 지지력분석

Analysis of the Bearing Capacity of Drilled Shafts Compared
with Driven Piles

이 성 준*1

Lee, Seng-June

정 상 섭*2

Jeong, Sang-Seom

김 수 일*3

Kim, Soo-Il

Abstract

In this study an iterative procedure for the analysis of drilled shafts was proposed on the basis of the load transfer mechanism. Special attention was given to the estimation of bearing capacity of drilled shafts which was compared with driven piles, and then with the results of pile load test. The load-displacement at the pile head was calculated by load transfer curves(t-z curves, q-z curves) by using Vijayvergiya, Castelli and bi-linear models. Based on the analytical results, it is found that the behavior of drilled shafts is different from that of driven piles : the smaller the skin friction mobilized at the pile-soil interface, the smaller the development of the bearing capacity. Hence the greater pile head movement is required to mobilize the same magnitude of bearing capacity. This trend is more noticeable in sand than in clay. It is also found that as the length-to-diameter ratios increase, the difference of ultimate bearing capacity between drilled shafts and driven piles is becoming larger in sand, but it is minor in clay.

요 지

본 연구에서는 항타말뚝과 비교한 현장타설말뚝의 극한지지력을 하중전이함수를 적용하여 예측하였으며 이를 토대로 항타말뚝과 비교한 현장타설말뚝의 지지력을 현장재하시험 결과와 비교, 분석하였다. 비교, 분석은 하중전이함수들 중 응력 연화를 고려한 방법, 쌍곡선 함수법 및 탄소성 방법을 대표하는 Vijayvergiya의 방법, Castelli의 방법 및 2중 직선법을 적용하여 지반 종류에 따라 현장타설말뚝의 하중-변위관계를 산정하였다. 본 연구 결과 동일한 지반에 설치된 항타말뚝과 현장타설말뚝의 극한지지력은 총 주면마찰력의 차이로 인하여 항타말뚝이 더 큰 것으

*1 연세대학교 공과대학 토목공학과 석사과정

*2 정회원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 부교수

*3 정회원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 교수

로 나타났으며 이러한 차이는 점토질 지반에서 보다는 모래질 지반에서 더 크게 나타났다. 같은 지지력을 발현하기 위해 필요한 말뚝 두부에서의 변위량은 항타말뚝보다는 현장타설말뚝에서 더 크게 나타났으며 현장타설말뚝이 극한지지력을 발현하기 위해 필요한 변위량과 이와 같은 크기의 지지력을 발현하는데 필요한 항타말뚝의 변위량과의 차이는 모래질 지반에서 가장 크게 나타났다. 현장타설말뚝과 항타말뚝의 말뚝직경과 길이의 비(L/D)의 변화에 따른 극한지지력의 차이는 점토질 지반의 경우 일정한 것으로 나타났으나 모래질 지반에서는 L/D의 비가 증가할수록 극한지지력의 차이가 증가하는 것으로 나타났다.

Keywords : Drilled shafts, Driven piles, Load-transfer mechanism, Ultimate bearing capacity, Pile-soil interface

1. 서론

현재 국토의 이용 가능 면적은 점점 포화상태에 이르러, 각종 토목 구조물들이 열악한 지반에 건설되는 경우가 증가하고 있으며, 이러한 지반들은 연약하거나 지지층의 깊이가 상당히 깊은 것이 일반적이다. 따라서 이와같은 연약지반상에 시공되는 구조물의 기초로서 대구경, 대심도의 현장타설말뚝기초의 사용빈도는 날로 증가되고 있는 추세이다.

현장타설말뚝은 항타말뚝과 달리 극한지지력이 발현되기 위해 상대적으로 더 큰 주면과 선단변위량이 필요한 것으로 알려져 있다 (Ghionna 외 3인, 1994). 항타말뚝기초를 설계함에 있어 가장 중요한 문제는 설계지지력의 결정이다. 설계지지력 결정에 따라 구조물의 안전과 전체 공사비에 미치는 영향이 지대하기 때문이다. 그러나 현장타설말뚝의 경우는 선단지지력과 주면마찰력의 합으로 나타나는 극한지지력의 절대값 보다는 상부구조물에 손상을 주지 않는 허용변위 내에서의 한계지지력의 확인이 거의 필연적으로 요구되고 있다 (Reese and O'Neill, 1988). 따라서 상부재하하중으로 인하여 주면마찰과 선단지지력으로 발현되어 가는 하중전달개념의 파악이 무엇보다 중요하다고 볼 수 있다.

이와 관련하여 본 연구에서는 항타말뚝과 비교한 현장타설말뚝의 극한지지력을 하중전이 함수를 적용하여 예측할 수 있는 거동해석

기법을 개발하고 그 결과를 토대로 항타말뚝과 비교한 현장타설말뚝의 지지력을 현장재하시험 결과와 비교, 분석하고자 한다.

2. 현장타설말뚝과 항타말뚝

말뚝은 설치방법에 따라 크게 항타말뚝과 현장타설말뚝으로 구분할 수 있으며, 이러한 현장타설말뚝과 항타말뚝의 시공방법에 따른 차이로 지반의 탄성계수에 영향을 미친다고 보고되고 있다(Poulos, 1992). 점토지반의 경우 비배수강도에 따라 그림 1과 표 1에 나타난 바와 같이 현장타설말뚝과 항타말뚝에 따른 차이점이 발생하며 또한, 모래지반에 설치된

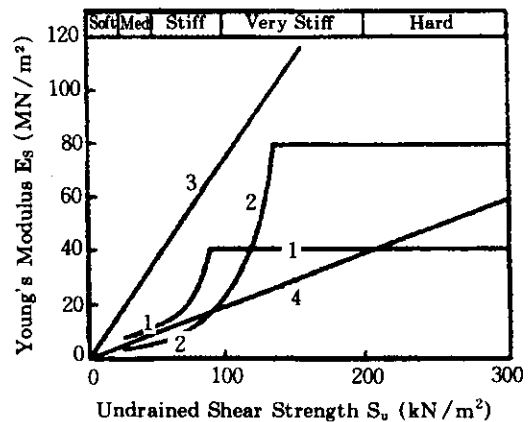


그림 1. 점토지반에 설치된 말뚝 종류에 따른 지반탄성계수(Poulos, 1992)

표 1. 점토지반에 설치된 말뚝에 따른 지반탄성계수 (Poulos, 1992)

곡선번호	말뚝 종류	제안자
1	항타말뚝	Poulos (1972)
2	현장타설말뚝	Poulos (1972)
3	항타말뚝 : $E_s = 750 \cdot s_u$	Aschenbrenner & Olsen (1984)
4	현장타설말뚝 : $E_s = 200 \cdot s_u$ (하한값)	Callanan & Kulhawy (1985)

1. Komornik (1974)
2. D'Appolonia et al (1970)
3. Shio & Fukui (1982)
4. Denver (1982)
5. Christoulas & Pachakis (1987)
6. Yamashita et al (1987)

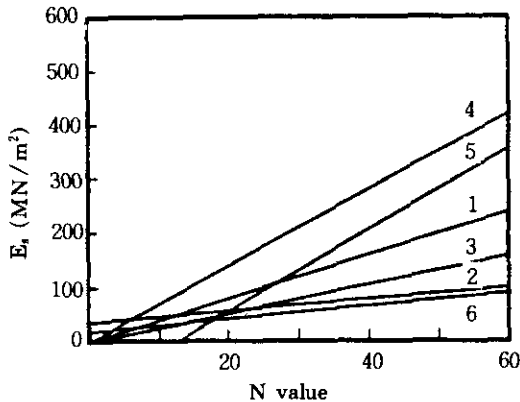


그림 2. 모래지반에 설치된 항타말뚝에 대한 지반탄성계수(Poulos, 1992)

항타말뚝에 대해서도 그림 2와 같이 표준관입 저항치에 따라서 많은 차이를 나타내고 있다.

3. 말뚝의 하중전이함수

수직하중을 받는 단독말뚝의 지지력은 말뚝에 가해지는 하중과 이때 발생하는 말뚝의 침

하와의 관계로부터 산정될 수 있으며, 이러한 단독말뚝의 침하거동 및 깊이에 따른 하중분포를 예측할 수 있는 보다 복잡한 해석이 요구되고 있다. 말뚝의 해석방법으로는 첫 번째 말뚝 길이에 따른 여러 말뚝요소에서의 말뚝저항과 침하량 사이의 관계를 구하는 하중전이법과 두 번째 탄소성론을 기초로하여 반무한 탄성지반에 가해지는 하중에 대한 Mindlin의 해를 이용하거나 수치해석적인 유한요소법등을 적용하는 방법이 있다.

그러나, 탄소성론을 기초로한 방법은 말뚝과 지반 사이의 주변에서의 복잡한 하중전달 현상을 적절히 고려하기 어렵고, 다층 지반과 같은 비균질한 주변지반에 적용하기 힘든 단점이 있다.

이에 본 연구에서는 다층지반에 적용할 수 있으며 보다 간편하고 비교적 정확한 해석 방법인 하중전이법을 적용하여 말뚝의 주변마찰력과 선단지지력 및 침하거동을 해석하였다.

3.1 하중전이 해석법

말뚝의 해석방법중 전이함수법을 이용한 해석방법은 Coyle과 Reese(1966)가 최초로 제안한 방법으로, 말뚝길이를 여러 개로 구분된 각 요소에서의 주변 또는 선단저항과 변위사이의 관계를 이용한다. 이 방법에서 지반은 그림 3과 같이 탄소성 스프링으로, 말뚝의 각 요소는 탄성스프링에 의하여 연결된 것으로 이상화하여 해석한다. 따라서 n개의 요소를 갖는 말뚝은 각 요소마다 1 개씩 총 n 개의 독립된 주변 지반 스프링과 1개의 선단지반 스프링에 의하여 지지되며, 각 스프링의 응력-변형 특성은 하중전이함수로 규정된다. 하중전이 함수는 말뚝의 변위와 전이함수간의 관계를 나타내나, 임의의 말뚝요소에 발생하는 변위량은 말뚝자체를 통해 전달되는 축하중을 제외하고 다른 인접한 말뚝요소들에 의해 전이되는 하중의 영향을 받지 않으며 오직 그 요소에서 전이되는 하중의 크기에만 영향을 받는다는 기본 가정을 적용한다. 변위발생에 따라 전이되는 하중의

크기는 대개 지반의 전단강도에 대한 비로써 표현되며, 이러한 함수관계는 실제 말뚝에 대한 현장시험과 반이론적인 방법을 통하여 많은 연구자들에 의하여 여러가지 형태로 제안되었다(이성준, 1997).

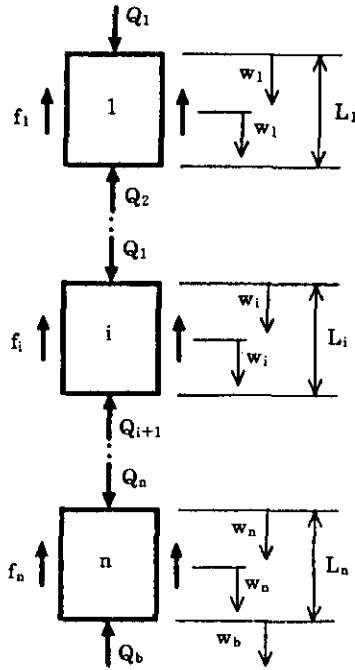


그림 3. 하중전이 해석법

3.2 해석 프로그램

본 연구에서는 말뚝 선단의 침하를 가정하여 이에 상응하는 선단지지력을 구하고 말뚝의 변위로부터 주변마찰력을 산정하여 말뚝 머리에 작용하는 하중과 변위를 얻어 말뚝 두부의 하중-변위거동 및 극한 지지력을 산정할 수 있는 하중전이법을 적용한 전산해석 프로그램을 개발하였다. 본 해석 프로그램의 흐름도는 그림 4와 같다.

4. 결과 분석

본 연구에서는 현장타설말뚝을 대상으로 현

장 사례들에 대한 해석을 실시하였으며 이와 병행하여 항타말뚝에 대한 해석을 실시한 후 항타말뚝과 비교한 현장타설말뚝의 지지력에 대한 차이를 분석하였다. 현장 사례로는 점토질 지반에 대해서는 O'Neill과 Reese(1972)의 계측결과를 선정하였으며, 모래질 지반에 대해서는 Harris와 Mayne(1994)의 계측결과를 선정하였다. 또한 점토와 모래질 지반으로 이루어진 다층지반의 사례로 Touma와 Reese(1974)의 계측결과를 선정하였다.

4.1 현장타설말뚝과 항타말뚝의 지지력 비교 분석

현장타설말뚝과 항타말뚝은 그림 1과 그림 2에 나타난 바와 같이 시공방법에 따라 그 거동에 영향을 미치는 지반물성에 큰 차이를 보이고 있다. 따라서 본 연구에서는 현장타설말뚝과 항타말뚝의 지지력 분포를 살펴보기 위해 현장타설말뚝과 항타말뚝을 동일한 재원과 재질로 가정하되, 지반물성의 차이를 적절히 반영한 하중전이함수를 도입하였으며 그 결과 발현되는 지지력의 차이점과 거동의 차이를 비교 분석하였다. 극한지지력의 산정은 한계침하량에 의한 방법을 사용하였으며 본 연구에서는 일반적으로 많이 사용되는 Terzaghi와 Peck의 25.4mm, Tomlinson의 말뚝직경의 10%를 한계침하량 기준으로 하였다.

또한 말뚝주면을 통해 전이되는 하중을 비교하기 위하여 극한지지력이 발현된 상태에서의 총 주변마찰력을 비교하였다. 말뚝종류에 따른 거동 분석은 Terzaghi와 Peck의 한계침하량을 기준으로 한 현장타설말뚝의 극한지지력을 발현하는데 필요한 침하량과 2와 3의 안전율 적용시 허용지지력을 발현하는데 필요한 침하량을 기준으로 비교함으로써 수행되었다.

4.1.1 점토질 지반

본 사례는 1970년 O'Neill과 Reese가 미국 Texas의 Houston 지역에서 수행한 현장타설

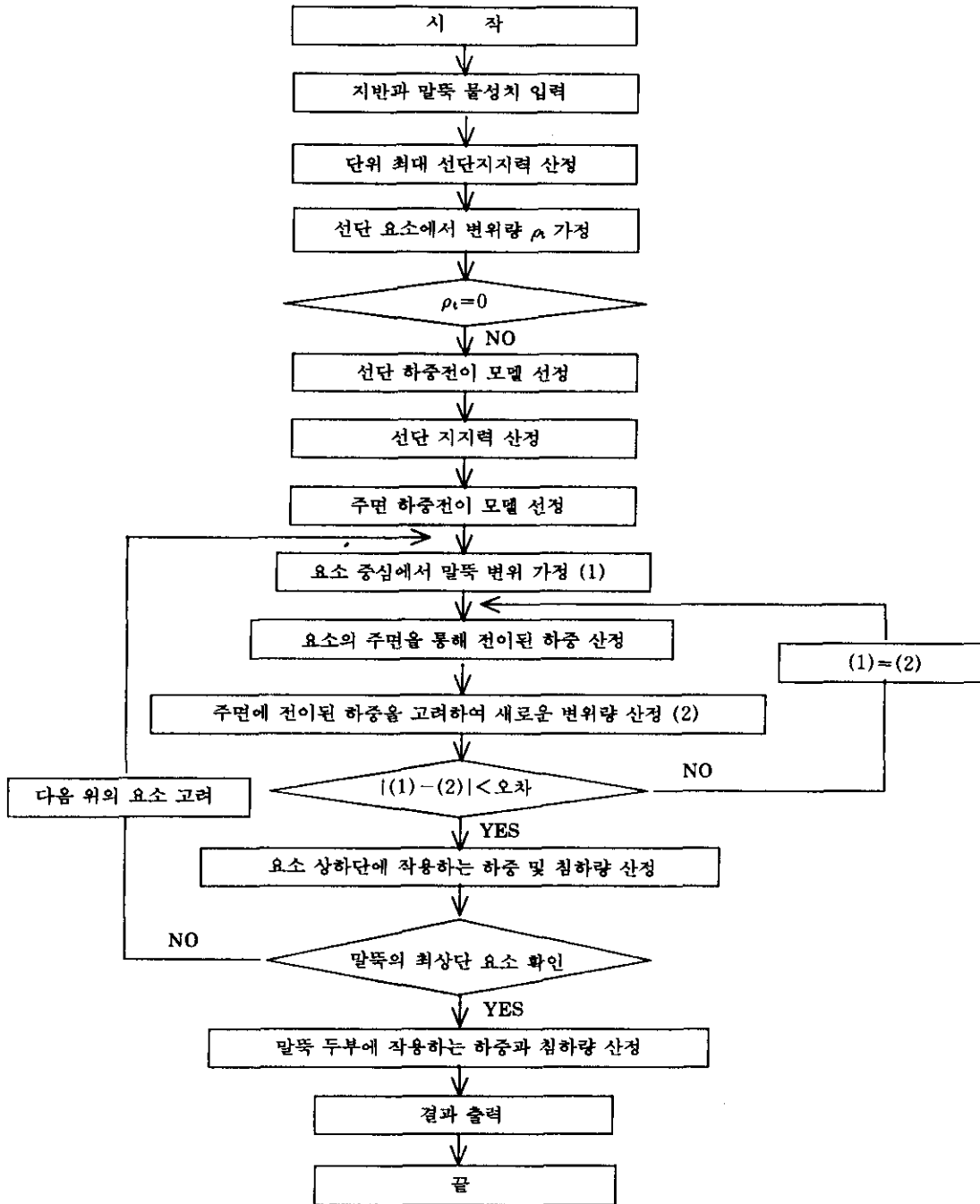


그림 4. 프로그램의 흐름도

말뚝(S4)을 대상으로 하였다. 시험말뚝은 상부 4.5m 두께의 Beaumont 점토질 지반을 관통하여 하부 Montgomery 점토질 지반에 설치된 말뚝이다. 말뚝제원과 지반의 물성치는 다음 그림 5와 표 2에 나타난 바와 같다. 해석을 위해 지반은 비배수 강도에 따라 11개의 지층으로 나누었으며 말뚝은 28개의 요소로 나누었다.

표 2. 지반물성치

지층번호	길이(m)	비배수강도 (ton/m ²)
1	0~1.5	10.741
2	1.5~3.0	11.718
3	3.0~4.5	12.108
4	4.5~6.0	12.698
5	6.0~7.0	13.671
6	7.0~9.0	9.765
7	9.0~10.0	6.835
8	10.0~11.0	10.741
9	11.0~12.0	16.600
10	12.0~13.0	20.994
11	13.0~14.0	21.971

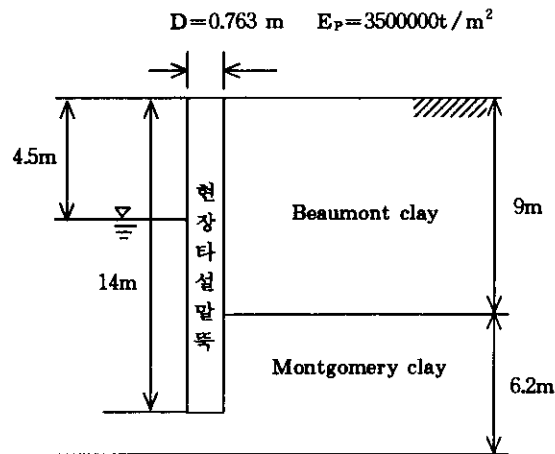


그림 5. 말뚝 S4의 제원 및 토질단면도

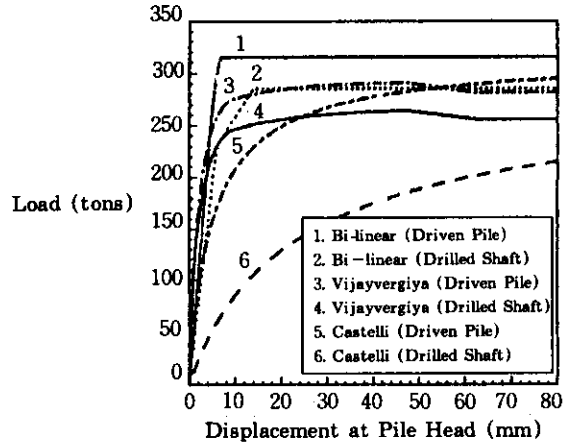


그림 6. 현장타설말뚝과 항타말뚝의 하중-변위관계

해석시 현장타설말뚝의 경우에 있어 단위 최대 주변마찰력과 선단지지력은 Reese와 O'Neill(1989)의 방법에 의하여 산정되었다. 반면에 항타말뚝의 경우 단위 최대 주변마찰력은 최근 많이 사용하고 있는 API(1989)의 α 계수법을, 단위 최대 선단지지력은 Hansen (1970)의 방법을 적용하여 산정하여 산정되었다. 그림 6은 그림 5와 표 2의 조건에 따른 해석결과로, 말뚝두부에서의 현장타설말뚝과 항타말뚝의 하중-변위관계를 하중전이함수에 따라 나타낸 것이다. 표 3은 말뚝의 종류와 적용한 하중전이함수의 방법에 따른 Terazghi와 Peck의 방법 및 Tomlinson의 방법에 의해 산정된 극한지지력 및 총 주변마찰력과 현장타설말뚝과 비교한 상대오차를 나타내고 있다. 해석결과 초기 기울기값에 영향을 많이 받는 Castelli의 하중전이함수를 제외하고는 적용한 극한지지력의 판정법에 관계없이 항타말뚝이 현장타설말뚝에 비해 극한지지력이 약 10% 정도 크게 산정되었으며 총 주변마찰력 또한 약 15% 정도 크게 산정되었다.

표 4는 현장타설말뚝의 극한지지력을 발현하기 위해 필요한 변위량과 이와 같은 크기의 지지력을 발현하는데 필요한 항타말뚝의 변위량 및 안전율이 각각 2와 3인 경우의 허용지지력을 발현하는데 필요한 항타말뚝과 현장타설

표 3. 말뚝종류와 판정기준에 따른 극한지지력과 총 주변마찰력

분 류		극한 지지력 (tons)		총 주변 마찰력 (tons)	
하중전이합수	말 뚝 종 류	Terzaghi & Peck	Tomlinson	Terzaghi & Peck	Tomlinson
Vijayvergiya	현장타설말뚝	259.0	256.6	186.4	166.2
	항 타 말 뚝	288.0	282.0	214.8	191.6
	상대오차(%)	10.9	9.9	15.2	15.3
Castelli	현장타설말뚝	145.5	212.8	113.6	156.4
	항 타 말 뚝	260.7	294.7	201.4	217.1
	상대오차(%)	78.4	38.0	77.3	38.8
2중 직선	현장타설말뚝	285.9	285.9	195.5	195.5
	항 타 말 뚝	315.8	315.8	225.4	225.4
	상대오차(%)	10.5	10.5	15.3	15.3

표 4. 말뚝종류에 따른 변위량의 차이

하중전이합수	하 중 상*대	변 위 량 (mm)		$\frac{\delta_{drilled}}{\delta_{driven}}$
		현장타설말뚝	항 타 말 뚝	
Vijayvergiya	극한지지력	25.4	6.0	4.2
	허용지지력(SF=2)	1.4	1.1	1.3
	허용지지력(SF=3)	0.7	0.6	1.2
Castelli	극한지지력	25.4	4.2	6.0
	허용지지력(SF=2)	6.3	1.4	4.4
	허용지지력(SF=3)	4.6	0.9	5.1
2중 직선	극한지지력	14.1	5.5	2.6
	허용지지력(SF=2)	3.7	2.4	1.5
	허용지지력(SF=3)	2.5	1.8	1.4

(주) $\delta_{drilled}$ = 현장타설말뚝의 변위량, δ_{driven} = 항타말뚝의 변위량

말뚝의 변위량을 나타내고 있으며 그 결과 항 타말뚝과 비교한 현장타설말뚝의 변위량의 정도를 나타내고 있다.

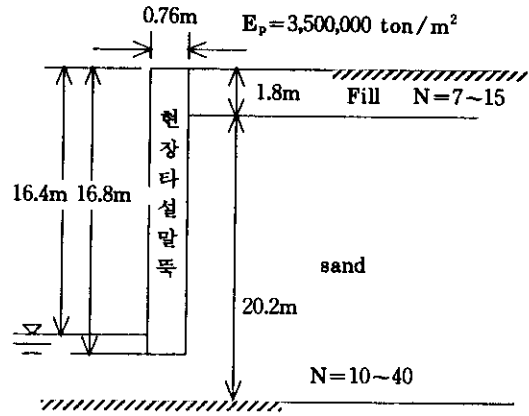
해석 결과 현장타설말뚝이 항타말뚝에 비해 동일한 지지력을 발현하기 위해 보다 많은 변위량을 필요로 하며 적용한 하중전이합수에 따라 많은 차이를 나타내고 있다. 또한 발현되는 하중이 증가할수록 요구하는 변위량의 차이는 커지는 것으로 나타났으며 특히 현장타설말뚝의 극한지지력을 발현하기 위해 필요한 변위량은 항타말뚝에 비해 하중전이합수에 따라 2.6~6.0배 더 많이 필요한 것으로 나타났다.

4.1.2 모래질 지반

1992년 Harris와 Mayne이 미국 Georgia, Atlanta의 모래질 지반에 설치한 현장타설말뚝을 대상으로 재하시험을 한 결과를 선정하였다. 이 사례에서는 지반물성에 대한 조사를 위해 표준관입시험이 수행되었으며 본 연구에서는 표준관입저항치로부터 지반탄성계수 E, 와 흙의 단위중량 γ_s 를 산정하였다. 지반물성 산정시 최대 단위 선단지지력은 표준관입시험 값을 이용한 Meyerhof(1976)의 방법을, 최대 단위 주변마찰력은 Reese와 O'Neill의 β 계수

법과 표준관입저항치를 이용한 Meyerhof의 방법 및 Reese와 Wright(1977)의 방법을 적용하여 산정되었다.

본 사례의 대상인 말뚝 C2는 지반의 표준관입저항치가 매립층이하의 모래질 지층에서 약 10~40으로 깊이에 따라 증가하는 형태를 보이며 지하수위는 말뚝 선단부근에 존재하였다. 말뚝제원과 지반의 물성치는 그림 7과 표 5에 나타난 바와 같으며 해석을 위해 지반은 표준관입저항치에 따라 8개 지층으로 나누었으며 말뚝은 30개의 요소로 나누었다.



Partially Weathered Rock

표 5. 지반물성치

지층번호	깊이 (m)	N치	$E_s(\text{ton}/\text{m}^2)$	$\gamma_s(\text{ton}/\text{m}^3)$
1	0.0-0.6	7	1122.0	1.63
2	0.6-1.8	14	1479.0	1.89
3	1.8-5.0	11	1326.0	1.89
4	5.0-8.0	13	1428.0	1.89
5	8.0-13.0	18	1683.0	1.89
6	13.0-15.0	23	1983.0	1.99
7	15.0-16.0	27	2142.0	1.99
8	16.0-16.8	35	2805.0	1.99

모래질 지반에 대한 현장타설말뚝의 지지력 산정의 경우 최대 단위 주면마찰력을 표준관입저항치를 이용한 Reese와 Wright의

그림 7. 말뚝 C2의 제원 및 토질단면도

방법을 적용하였을 경우 계측치와 가장 유사한 결과를 보였으나 표준관입저항치를 이용한 최대 단위 주면마찰력 산정법은 제안자에 따라 많은 차이가 발생하여 항타말뚝과의 지지력차이를 직접적으로 비교하기는 어렵다. 따라서 현장타설말뚝과 항타말뚝 모두에 대해 최대 단위 주면마찰력과 선단지지를 산정할 수 있도록 제안한 Meyerhof의 방법을 적용하였다. 표 6은 말뚝의 종류

표 6. 말뚝종류와 판정기준에 따른 극한지지력과 총 주면마찰력

분류	말뚝종류	극한지지력 (tons)		총주면마찰력 (tons)	
		Terzaghi & Peck	Tomlinson	Terzaghi & Peck	Tomlinson
하중전이함수	현장타설말뚝	174.4	191.2	64.9	58.2
	항타말뚝	239.3	249.4	129.8	116.4
	상대오차(%)	37.2	30.4	100.0	100.0
Castelli	현장타설말뚝	83.6	119.9	57.9	64.6
	항타말뚝	196.3	235.5	126.5	133.3
	상대오차(%)	34.8	96.4	118.5	106.3
2중 직선	현장타설말뚝	201.5	201.5	68.5	68.5
	항타말뚝	270.0	270.0	137.0	137.0
	상대오차(%)	34.0	34.0	100.0	100.0

1. Bi-linear (Drilled Shaft)	2. Bi-linear (Driven Pile)
3. Vijayvergiya (Drilled Shaft)	4. Vijayvergiya (Driven Pile)
5. Castelli (Drilled Shaft)	6. Castelli (Driven Pile)

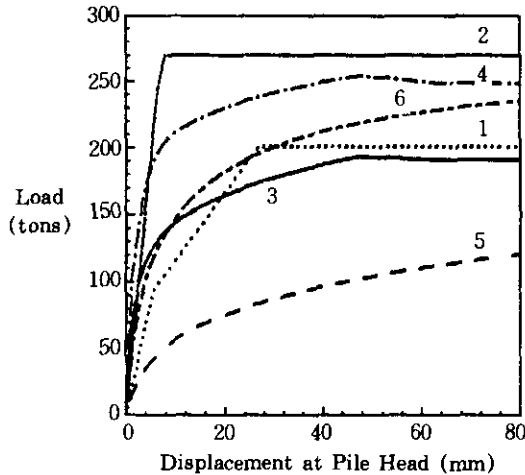


그림 8. 현장타설말뚝과 항타말뚝의 하중-변위 관계

와 적용한 하중전이함수의 방법에 따른 Terazghi와 Peck의 방법 및 Tomlinson의 방법에 의해 산정된 극한지지력과 이때 발현된 총주면마찰력을 나타내었으며 그림 8은 말뚝 두부에서의 현장타설말뚝과 항타말뚝

의 하중-변위관계를 하중전이함수에 따라 나타내었다.

해석 결과 모래질 지반에 설치된 극한지지력 상태에서의 항타말뚝의 총 주면마찰력은 하중-변위관계 곡선의 초기 기울기값에 영향을 받는 Castelli의 하중전이함수를 제외하고 현장타설말뚝에 비해 100% 크게 나타났으며 극한지지력은 평균 34%정도 크게 발현되는 것으로 나타났다.

표 7은 현장타설말뚝의 극한지지력을 발현하기 위해 필요한 변위량과 이와 같은 크기의 지지력을 발현하는데 필요한 항타말뚝의 변위량 및 안전율이 각각 2와 3인 경우의 허용지지력을 발현하는데 필요한 항타말뚝과 현장타설말뚝의 변위량을 나타내고 있으며 그 결과 항타말뚝에 비해 나타나는 현장타설말뚝의 변위량의 정도를 나타내고 있다.

해석 결과 현장타설말뚝이 항타말뚝에 비해 같은 지지력을 발현하기 위해 보다 많은 변위량을 필요로 하며 적용한 하중전이함수에 따라 많은 차이를 나타내고 있다. 또한 발현되는 하중이 증가할수록 요구하는 변위량의 차이는 커지는 것으로 나타났으며 특히 현장타설말뚝의 극한지지력을 발현하기 위해 필요한 변위량은 항타말뚝에 비해 하중전

표 7. 말뚝종류에 따른 변위량의 차이

하중전이함수	하중 상태	변위량 (mm)		$\frac{\delta_{drilled}}{\delta_{driven}}$
		현장타설말뚝	항타말뚝	
Vijayvergiya	극한지지력	25.4	4.2	6.0
	허용지지력 (SF=2)	2.0	1.1	1.8
	허용지지력 (SF=3)	0.9	0.7	1.3
Castelli	극한지지력	25.4	2.8	9.1
	허용지지력 (SF=2)	5.3	1.0	5.3
	허용지지력 (SF=3)	2.7	0.6	4.5
2중 직선	극한지지력	25.4	5.2	4.9
	허용지지력 (SF=2)	6.7	2.6	2.6
	허용지지력 (SF=3)	4.0	1.7	2.4

(주) $\delta_{drilled}$ = 현장타설말뚝의 변위량, δ_{driven} = 항타말뚝의 변위량

이함수에 따라 4.9~9.1배 정도 더 많이 필요한 것으로 나타났다.

4.1.3 다층 지반

1972년 Touma와 Reese가 미국 Texas, Live Oak County 지역에 설치한 현장타설말뚝 G1에 대해 실시한 재하시험 결과를 대상으로 선정하였다. 말뚝이 설치된 지반은 지표면 상부 9.7m까지는 점토질 지반이며 그 하부는 모래질 지반으로 구성되어 있으며 지하수위는 지표면 아래 5.2m에 위치하고 있다. 점토질 지반에 대해 비배수 전단강도가, 모래질 지반에 대해서는 표준관입저항치가 조사되었다. 그림 9와 표 8에 나타난 바와 같이 해석을 위해 지반은 비배수 전단강도와 표준관입저항치에 따라 5개의 지층으로 나누었으며 말뚝은 32개의 요소로 나누었다.

표 8. 지반분성치

지층번호	깊이 (m)	N치	$E_s(\text{ton}/\text{m}^2)$	$\gamma_s(\text{ton}/\text{m}^3)$
1	0.1-1.2	2.9	-	870.0
2	1.2-5.2	7.81	-	2343.0
3	5.2-9.7	7.81	-	2343.0
4	9.7-12.1	-	20	1785.0
5	12.1-18.0	-	25	2040.0

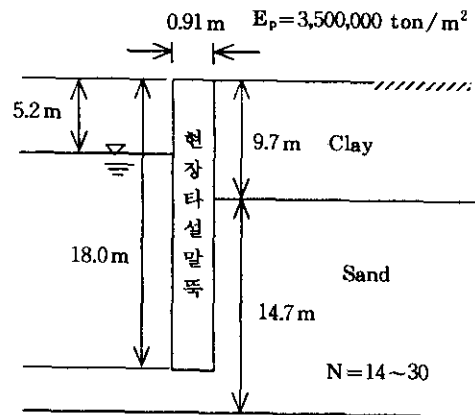


그림 9. 말뚝 G1 및 토질단면도

점토층에 대한 현장타설말뚝의 최대 단위 주면마찰력은 Reese와 O'Neill의 α 계수법을, 반면에 항타말뚝의 경우는 API의 α 계수법을 적용하여 산정되었다. 모래질 지층에 대한 최대 단위 주면마찰력은 현장타설말뚝과 항타말뚝에 동일하게 표준관입저항치를 사용한 Meyerhof의 방법을 적용하여 산정되었다.

지층이 모래질 지반인 본 사례에서는 현장타설말뚝과 항타말뚝 모두 최대 단위 선단지지를 표준관입저항치를 사용한 Meyerhof의 방법으로 산정하였다. 항타말뚝의 경우 항타로

표 9. 말뚝종류와 판정기준에 따른 극한지지력과 총 주면마찰력(사례 3)

하중전이함수	분 류	극한지지력 (tons)		총 주면마찰력 (tons)	
		Terzaghi & Peck	Tomlinson	Terzaghi & Peck	Tomlinson
Vijayvergiya	현장타설말뚝	338.4	385.0	147.6	131.6
	항 타 말 뚝	657.6	802.4	213.0	189.1
	상대오차(%)	94.3	108.4	44.3	43.7
Castelli	현장타설말뚝	139.2	208.1	116.9	142.2
	항 타 말 뚝	295.0	469.7	196.5	214.7
	상대오차(%)	111.9	125.7	68.1	51.0
2중 직선	현장타설말뚝	257.2	408.3	154.9	154.9
	항 타 말 뚝	666.8	835.8	222.5	222.5
	상대오차(%)	159.2	104.7	43.6	43.6

1. Bi-linear (Drilled Shaft)	2. Bi-linear (Driven Pile)
3. Vijayvergiya (Drilled Shaft)	4. Vijayvergiya (Driven Pile)
5. Castelli (Drilled Shaft)	6. Castelli (Driven Pile)

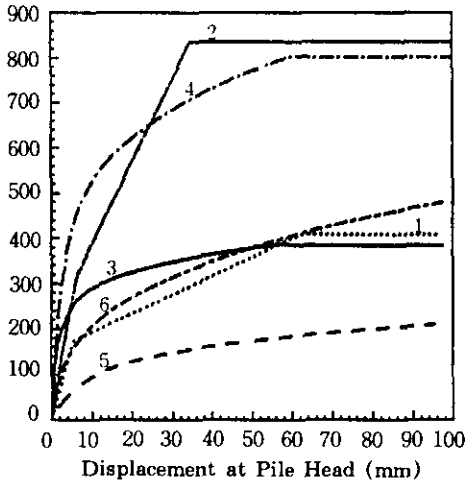


그림 10. 현장타설말뚝과 항타말뚝의 하중-변위 관계

인한 지반의 교란정도를 지반탄성계수로 표현함에 있어 점토층은 점토질 지반에 적용한 Aschenbrenner & Olsen의 제안식을 적용하여 지반탄성계수를 산정하였으며 모래질 지층은 모래질 지반에 적용한 Komornik의 제안방법을 적용하여 산정하였다.

표 10. 말뚝종류에 따른 변위량의 차이

하중전이함수	하중 상태	변위량 (mm)		$\frac{\sigma_{drilled}}{\sigma_{driven}}$
		현장타설말뚝	항타말뚝	
Vijayvergiya	극한지지력	25.4	3.2	7.9
	허용지지력(SF=2)	1.8	1.2	1.5
	허용지지력(SF=3)	0.9	0.7	1.3
Castelli	극한지지력	25.4	4.3	5.9
	허용지지력(SF=2)	5.9	1.4	4.2
	허용지지력(SF=3)	3.5	0.9	3.9
2중 직선	극한지지력	25.4	4.9	5.3
	허용지지력(SF=2)	4.0	2.5	1.6
	허용지지력(SF=3)	2.7	1.6	1.6

(주) $\sigma_{drilled}$ = 현장타설말뚝의 변위량, σ_{driven} = 항타말뚝의 변위량

표 9는 말뚝의 종류와 적용한 하중전이함수의 방법에 따른 Terazghi와 Peck의 방법 및 Tomlinson의 방법에 의해 산정된 극한지지력과 총 주변마찰력을 나타내고 있으며 그림 10은 말뚝 두부에서의 현장타설말뚝과 항타말뚝의 하중-변위관계를 하중전이함수에 따라 나타낸 것이다.

해석 결과 다층 지반에 설치된 극한지지력 상태에서의 항타말뚝의 총 주변마찰력은 하중-변위관계 곡선의 초기 기울기값에 영향을 받는 Castelli의 하중전이함수를 제외하고 현장타설말뚝에 비해 평균 43.8% 크게 나타났으나 선단에서의 지지력이 항타말뚝에서 크게 발휘되어 극한지지력의 차이는 94.3~159.2%로 큰 차이가 나타났다. 또한 선단에서의 지지력 차이로 인해 앞에서의 사례와는 달리 극한지지력 산정법에 따라 극한지지력의 차이가 크게 나타났다.

표 10은 현장타설말뚝의 극한지지력을 발현하기 위해 필요한 변위량과 이와 같은 크기의 지지력을 발현하는데 필요한 항타말뚝의 변위량 및 안전율이 각각 2와 3인 경우의 허용지지력을 발현하는데 필요한 항타말뚝과 현장타설말뚝의 변위량을 나타내고 있으며 그 결과 항타말뚝에 비해 나타나는 현장타설말뚝의 변위량의 정도를 나타내고 있다.

해석 결과 다른 사례에서와 같이 현장타설말뚝이 항타말뚝에 비해 같은 지지력을 발현하기 위해 보다 많은 변위량을 필요로 하며 적용한 하중전이함수에 따라 많은 차이를 나타내고 있다. 또한 발현되는 하중이 증가할수록 요구하는 변위량의 차이는 커지는 것으로 나타났으며 특히 현장타설말뚝의 극한지지력을 발현하기 위해 필요한 변위량은 항타말뚝에 비해 하중전이함수에 따라 5.3~7.9배 더 많이 필요한 것으로 나타났다.

또한 점토질 지반과 모래질 지반에 대한 결과와 같이 동일한 지지력을 발현하기 위해 필요한 변위량은 현장타설말뚝이 항타말뚝에 비해 더 큰 것으로 나타났다. 극한지지력은 하중전이함수에 관계없이 항타말뚝이 현장타설말뚝에 비해 크게 산정되었으며 주면을 통한 하

중전이량은 점토질 지반보다 크고 모래질 지반보다는 작았지만 선단지지력이 항타말뚝이 현장타설말뚝보다 크게 나타나 극한지지력은 100%이상 큰 차이를 나타내었다.

4.2 말뚝직경과 길이의 비에 따른 극한 지지력

점토질 지반과 모래질 지반에 설치된 현장타설말뚝과 항타말뚝에 대해 말뚝의 직경과 길이의 비 L/D 를 변화시킬 경우 각 말뚝에 대한 극한지지력의 차이를 다음과 같이 비교 분석하였다. 점토질 지반의 경우 사례 1의 지반물성을 사용하였으며 모래질 지반에 대해서는 사례 2의 지반물성을 사용하였다. 현장타설말뚝과 항타말뚝의 해석은 앞 절에서 사용한 방법을

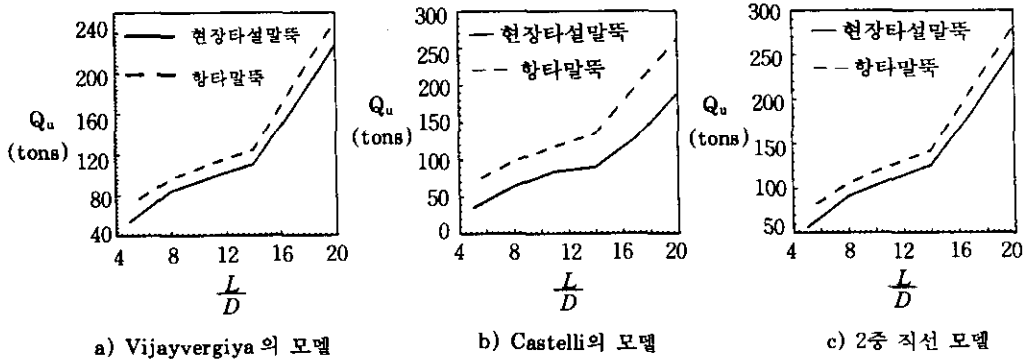


그림 11. L/D 의 변화에 따른 극한지지력의 차이(점토질지반)

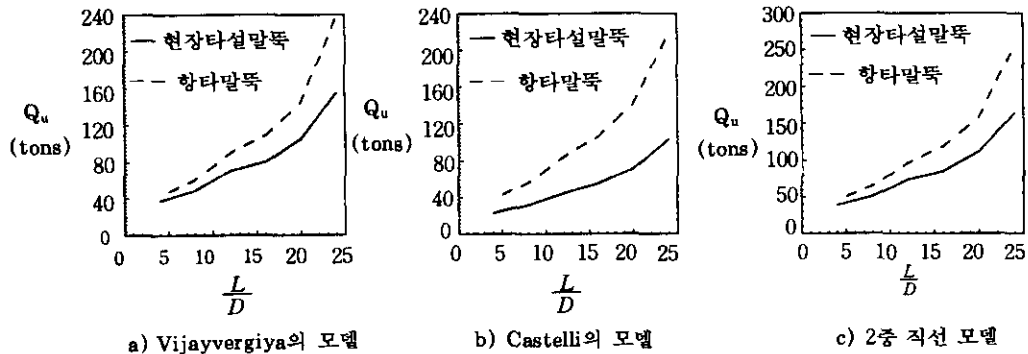


그림 12. L/D 의 변화에 따른 극한지지력의 차이(사질토지반)

적용하였으며 L/D의 비는 두 말뚝 모두 직경을 0.7m로 고정하고 길이를 변화시켜 점토질 지반의 경우 5~20까지 변화시켰으며 모래질 지반의 경우 5~25까지 변화시켰다.

극한지지력은 Tomlinson이 제안한 말뚝직경의 10%에 해당하는 침하량을 한계침하량으로 간주하여 이때 발현되는 지지력을 극한지지력으로 사용하였다. 그림 11과 12는 각각 점토질 지반과 모래질 지반에 설치된 현장타설말뚝과 항타말뚝에 대해 적용한 하중전이함수에 따라 L/D의 변화에 따른 극한지지력 Q_u 를 나타내고 있다.

해석 결과 점토질 지반의 경우 현장타설말뚝과 항타말뚝의 L/D의 변화에 따른 극한지지력은 하중전이함수의 적용법에 관계없이 L/D가 증가함에 따라 항타말뚝이 현장타설말뚝에 비해 일정한 크기로 더 크게 나타났다. 반면에 모래질 지반의 경우에는 L/D가 증가할수록 항타말뚝과 현장타설말뚝의 극한지지력의 차이가 더 커지며 항타말뚝의 극한지지력이 더 크게 나타났다. 따라서 항타말뚝과 현장타설말뚝에 대한 말뚝직경과 길이의 비에 따른 극한지지력의 차이에 대한 민감도는 점토질 지반보다는 모래질 지반이 더 큼을 알 수 있었다.

5. 결론

본 연구에서는 현재 가장 많이 사용하고 있는 하중전이함수들 중 응력 연화를 고려한 방법, 쌍곡선 함수법 및 탄소성 방법을 대표하는 Vijayvergiya의 방법, Castelli의 방법 및 2중 직선법을 적용하여 항타말뚝과 비교한 현장타설말뚝의 극한지지력을 예측하였으며 이를 토대로 현장타설말뚝의 하중-변위관계를 산정하여 지반 종류에 따른 현장 계측사례와 비교 분석하였다. 또한 같은 지반에 설치한 현장타설말뚝과 항타말뚝에 나타나는 지지력의 차이를 분석하기 위하여 현장타설말뚝과 동일한 크기의 항타말뚝에 대한 해석을 실시하였으며 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 동일한 지반에 설치된 항타말뚝과 현장타설말뚝의 극한지지력은 항타말뚝이 더 큰 것으로 나타났으며 이러한 차이는 총 주변마찰력의 차이에 의해서 나타났다. 또한 항타말뚝과 현장타설말뚝에 대한 극한지지력의 차이는 점토질 지반에서 보다는 모래질 지반에서 더 크게 나타났다.
2. 같은 지지력을 발현하기 위해 필요한 말뚝 두부에서의 변위량은 항타말뚝보다는 현장타설말뚝에서 더 크게 나타났으며 현장타설말뚝의 극한지지력을 발현하기 위해 필요한 변위량과 동일한 지지력을 발현하는데 필요한 항타말뚝의 변위량과의 차이는 모래질 지반에서 가장 크게 나타났다.
3. 현장타설말뚝과 항타말뚝의 말뚝직경과 길이의 비(L/D)에 따른 극한지지력의 차이는 점토질 지반의 경우 일정한 것으로 나타났으나 모래질 지반에서는 L/D가 증가할수록 극한지지력의 차이가 증가하는 것으로 나타났다.

참 고 문 헌

1. 이성준(1997), "하중전이기법을 적용한 현장타설말뚝의 거동 분석", 연세대학교 석사학위논문.
2. American Petroleum Institute(1989), "Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms", *API Recommended Practice 2A*, 18th Edition, pp. 50-52.
3. Castelli, F., Maugeri, M., and Motta, E. (1992), "Analisi Non Lineare del Cedimento di un Palo Singolo", *Rivista Italiana di Geotechnica*, 26(2), pp. 115-135.
4. Coyle, H. M. and Reese, L. C. (1966), "Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 92, No. SM2, pp. 1-26.
5. Ghionna, V. N., Jamiolkowski, M., Pedroni, S., and Salgado, R. (1994), "The Tip Displacement of Drilled Shafts in Sands", *Vertical and Horizontal Deformations of Founda-*

- tions and Embankments, *Geotechnical Special Publication No. 40*, ASCE, Vol. 2, pp. 1039-1057.
6. Hansen, J. B. (1970), "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity", *Danish Geotechnical Institute Bulletin, No. 28*, Copenhagen, pp. 20-21.
 7. Harris, D. E. and Mayne P. (1994), "Axial Compression Behavior of Two Drilled Shafts in Piedmont Residual Soils", *Proceedings of International Conference on Design and Construction of Deep Foundations, Session 1A*, Orlando, pp. 352-367.
 8. Meyerhof, G. G. (1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations", *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 105, No. GT3, pp. 197-228.
 9. O'Neill, M. W. and Reese, L. C. (1972), "Behavior of Bored Piles in Beaumont Clay", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 98, No. SM2, pp. 195-213.
 10. Poulos, H. G. (1992), *Pile Behavior—Theory and Application*, Landmarks in Soil Mechanics, Thomas Telford Services Ltd, pp. 337-387.
 11. Reese, L. C. and O'Neill(1989), M. W., "New Design Method for Drilled Shafts from Common Soil and Rock Tests", *Proceedings of Foundation Engineering Congress, ASCE*, New York, pp. 1026-1039.
 12. Reese, L. C. and O'Neill(1988), M. W., "Drilled Shafts : Construction Procedures and Design Methods", *Publication No. FHWA-HI-88-042*, Federal Highway Administration, Washington.
 13. Reese, L. C. and Wright, S. J. (1977), "Drilled Shaft Manual", *US Dept. of Transportation, Implementation Division, HDV-22*, Implementation Package 77-21.
 14. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967), *Settlement of Point Bearing Pile Foundation: Settlement of Floating Pile Foundation*, Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., John Wiley and Sons, New York, pp. 536-555.
 15. Touma, F. T. and Reese L. C. (1974), "Behavior of Bored Piles in Sand", *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT7, pp. 749-761.
 16. Vijayvergiya, V. N. (1977), "Load-Movement Characteristics of Piles", *4th Annual Symposium of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Division of ASCE*, Long Beach.

(접수일자 1997. 5. 19)