

공학석사 학위논문

수직하중을 받는 강관말뚝의 지지력  
산정에 관한 연구

2002년 8월

부 경 대 학 교 산 업 대 학 원

토 목 공 학 과

김 성 용

공학석사 학위논문

수직하중을 받는 강관말뚝의 지지력  
산정에 관한 연구

지도교수 정 두 회

이 논문을 공학석사 학위논문으로 제출함

2002년 8월

부 경 대 학 교 산 업 대 학 원

토 목 공 학 과

김 성 용

# 김 성 용의 공학석사 학위논문을 인준함

2002년 월 일

주 심 공 학 박 사 정 진 호 (인)

위 원 농공학박사 이 영 대 (인)

위 원 공 학 박 사 정 두 회 (인)

# 차 례

차례 .....	v
그림 차례 .....	vii
표 차례 .....	ix
<b>Abstract</b> .....	x
<b>1. 서론</b> .....	1
1.1 연구목적 및 필요성 .....	1
1.2 연구동향 .....	2
1.3 연구방법 및 범위 .....	3
<b>2. 이론적 배경</b> .....	3
2.1 말뚝기초의 정역학적 지지력공식 .....	4
2.1.1 기본이론 .....	4
2.1.2 Meyerhof 이론 .....	6
2.1.3 Vesic의 지지력 이론 .....	7
2.2 말뚝기초의 동역학적 지지력공식 .....	9
2.2.1 Hiley 공식 .....	10
2.2.2 ENR 공식 .....	11
2.2.3 Danish 공식 .....	11
2.3 지지력 분석방법 .....	11
2.3.1 항복하중에 의한 방법 .....	11
2.3.2 극한하중에 의한 방법 .....	18
2.3.3 침하량에 의한 평가 .....	20
2.4 재하시험 .....	22

2.4.1 정재하시험 .....	22
2.4.2 동재하시험 .....	24
<b>3. 현장시험 .....</b>	<b>29</b>
3.1 시험방법 및 내용 .....	29
3.2 향타지반의 특성 .....	31
3.2.1 A현장 .....	31
3.2.2 B현장 .....	32
3.2.3 C현장 .....	33
3.3 재하시험결과 .....	34
3.3.1 정재하시험 .....	34
3.3.2 동재하시험 .....	41
<b>4. 결과분석 및 고찰 .....</b>	<b>45</b>
4.1 시험결과 분석 .....	45
4.1.1 정재하시험 .....	45
4.1.2 동재하시험 .....	46
4.2 제안된 지지력공식과 비교·분석 .....	47
4.2.1 정역학적 지지력 공식의 상관도 .....	48
4.2.2 동역학적 지지력 공식의 상관도 .....	52
<b>5. 결 론 .....</b>	<b>60</b>
<b>참고문헌 .....</b>	<b>61</b>

## 그 립 차 례

그림 2.1 파일기초에 의하여 지지되는 하중의 기본개념 .....	5
그림 2.2 공동확장에 의한 추정된 파괴단면 .....	7
그림 2.3 파괴형태에 따른 하중-침하곡선 .....	12
그림 2.4 하중-침하곡선 .....	13
그림 2.5 P-S 곡선 방법에 의한 항복하중의 결정 .....	15
그림 2.6 log P-log S 곡선에 의한 항복하중의 결정 .....	16
그림 2.7 S-log T 곡선에 의한 항복하중의 결정 .....	16
그림 2.8 P-ds/d(log t) 곡선에 의한 항복하중의 결정 .....	17
그림 2.9 Davisson의 방법에 의한 항복하중의 결정 .....	17
그림 2.10 Chin의 방법에 의한 극한하중의 결정 .....	19
그림 2.11 Mazurkiewice 방법에 의한 극한하중의 결정 .....	20
그림 2.12 상재하중을 사용한 축하중 재하장치의 개요 .....	22
그림 2.13 앵커파일을 사용한 축하중 재하장치의 개요 .....	23
그림 2.14 동재하시험장치의 개요도 .....	25
그림 3.1 A지역의 토질주상도 .....	31
그림 3.2 B지역의 토질주상도 .....	32
그림 3.3 C지역의 토질주상도 .....	33
그림 3.4 P-S 곡선방법에 의한 항복하중의 결정 .....	35
그림 3.5 log P-log S 곡선방법에 의한 항복하중의 결정 .....	35
그림 3.6 S-Log(t) 곡선방법에 의한 항복하중의 결정 .....	36
그림 3.7 P-ds/d(log t) 곡선방법에 의한 항복하중의 결정 .....	36
그림 3.8 Davisson방법에 의한 항복하중의 결정 .....	37
그림 3.9 정재하시험 전경 .....	37
그림 3.10 P-S 곡선방법에 의한 항복하중의 결정 .....	38

그림 3.11 $\log P - \log S$ 곡선방법에 의한 항복하중의 결정 .....	39
그림 3.12 S-Log(t) 곡선방법에 의한 항복하중의 결정 .....	39
그림 3.13 P-ds/d(log t) 곡선방법에 의한 항복하중의 결정 .....	40
그림 3.14 Davisson방법에 의한 항복하중의 결정 .....	40
그림 3.15 항복하중의 결정 : PDA-1(H=2m) .....	42
그림 3.16 항복하중의 결정 : PDA-1(H=3m) .....	42
그림 3.17 항복하중의 결정 : PDA-2(H=2m) .....	43
그림 3.18 항복하중의 결정 : PDA-2(H=3m) .....	43
그림 3.19 동재하시험 전경 .....	44
그림 4.1 동재하시험에 의한 선단지지력과 주변마찰력의 분포 .....	47
그림 4.2 측정된 지지력과 Meyerhof 이론식과 비교 .....	49
그림 4.3 측정된 지지력과 Modified Meyerhof 이론식의 비교 .....	49
그림 4.4 Meyerhof 이론식의 상관도 평가 .....	50
그림 4.5 Modified Meyerhof 이론식의 상관도 평가 .....	50
그림 4.6 지지력비의 분포(계산값/측정값) .....	51
그림 4.7 지지력공식에 대한 지지력비의 비교 .....	51
그림 4.8 측정된 지지력과 Hiley 이론식과 비교 .....	53
그림 4.9 측정된 지지력과 ENR 이론식과 비교 .....	54
그림 4.10 측정된 지지력과 M-ENR 이론식의 비교 .....	54
그림 4.11 측정된 지지력과 Danish 이론식의 비교 .....	55
그림 4.12 측정된 이론식과 Gate 이론식의 비교 .....	55
그림 4.13 Hiley 이론식의 상관도 평가 .....	56
그림 4.14 ENR 이론식의 상관도 평가 .....	56
그림 4.15 M-ENR 이론식의 상관도 평가 .....	57
그림 4.16 Danish 공식의 상관도 평가 .....	57
그림 4.17 Gate 공식의 상관도 평가 .....	58
그림 4.18 지지력비의 비교(계산값/실측값) .....	58
그림 4.19 지지력공식에 대한 지지력비의 비교 .....	59

## 표 차례

표 2.1	극한하중에 의한 총침하량 규정 .....	21
표 2.2	극한하중에 의한 잔류침하량의 규정 .....	21
표 2.3	흙의 종류에 따른 .....	27
표 3.1	파일재하시험의 요약(dynamic & static) .....	30
표 3.2	STK 400 말뚝의 특성 .....	30
표 3.3	정재하시험 결과에 의한 항복하중(C 지역) .....	34
표 3.4	정재하시험에 의한 항복하중의 결과(D 지역) .....	38
표 3.5	동재하시험에 의한 항복하중의 결과(A, B 지역) .....	41
표 4.1	재하시험결과와 정역학적 지지력공식에 의한 값의 비교 요약 .....	48
표 4.2	재하시험결과와 동역학적 지지력공식에 의한 값의 비교 요약 .....	53

# Estimation of Bearing Capacity of Vertically Loaded Steel Pipe Pile

**Kim, Sung Yong**

*Department of Civil Engineering, Graduate School of Industry,  
Pukyong National University*

## **Abstract**

Several bearing capacity equations have been used to estimate the bearing capacity of pile foundations in the design process. It has been reported in the literature that bearing capacities of pile foundations predicted by these equations might underestimate or overestimate the actual bearing capacity measured from field load tests. In addition, dynamic formulas using driving records have also been used to estimate the bearing capacity of driven piles. Correlations between the bearing capacity predicted by Meyerhof's equation or modified Meyerhof's equation, the bearing capacity estimated by dynamic formulas, and the bearing capacity measured from field load test were investigated in this study. Both static load tests and dynamic load tests were performed on four driven steel pipe piles and bearing capacities of test piles were determined. Measured bearing capacities were compared to those predicted by two bearing capacity equations and those estimated by dynamic formulas. Meyerhof's equation and modified Meyerhof's equation showed a tendency to overestimate the measured bearing capacity. Among dynamic formulas, Hiley formula and Danish formula were appeared to have good correlations with load test results. Other dynamic formulas evaluated in the study did not have good correlations with load test results.

Key words: bearing capacity, pile foundations, bearing capacity equations, dynamic formulas, static load test, dynamic load test, correlations

# 1. 서 론

## 1.1 연구목적 및 필요성

인구의 증가와 더불어 국토면적이 협소한 우리나라의 국토는 국가의 산업발전 및 각종 시설물의 시공으로 인하여 사용면적이 줄어들고 있다. 또한, 광역도시의 확장으로 인하여 기존 도심에 구조물을 시공할 수 없는 실정으로 있다. 이러한 이유로 지지력의 확보가 불가능한 연약지반상에 구조물을 건설할 수밖에 없다. 따라서, 연약지반에 구조물을 시공하기 위하여 연약한 지반상에 시공되는 토목구조물의 구조적 안정성과 소요의 지지력을 확보하기 위하여 연약층을 관통하여 지지력이 확보될 수 있고 지지층까지 시공할 수 있는 말뚝의 사용이 보편화되고 있다.

말뚝기초는 일반적으로 가장 많이 사용되고 있는 기초형식중의 하나로 말뚝의 지지력은 흙의 성상 및 구조, 입자의 구성성분, 지반의 지내력, 지반의 응력-변형을 특성 등 다양한 지반조건과 말뚝의 모양, 크기, 재질 및 시공방법과 시공후 시간경과효과 등 다양한 요소의 영향을 받는 특성이 있다. 국내에서는 강관말뚝과 PC말뚝 등 주로 원형의 말뚝이 시공되고 있으며, 특히 강관말뚝은 강한 타격력에 대한 내력을 지니고 있어 큰 연직지지력을 기대할 수 있고, 수평저항력이 큰 장점이 있는 반면, 부식있고 대구경의 개단말뚝에서는 폐색효과가 문제시 되고 있다.

말뚝기초를 설계, 시공하기 위해서는 적절한 지지력 예측이 필수적으로 요구된다. 말뚝기초의 규격 및 소요량은 말뚝지지력 계산에 의하는 바, 지지력 예측의 신뢰도에 따라 설계의 안전성 및 경제성이 크게 좌우되기 때문이다. 말뚝의 연직 지지력을 추정하는 방법으로는 토질공학의 이론에 입각한 정역학적 지지력 공식에 의한 방법, 항타공식 등에 의한 동역학적인 방법, 기존자료 및 과거의 경험등에 의한 방법, 파동방정식에 의한 방법, 재하시험에 의한 방법 등이 있으며, 말뚝의 지지력의 예측은 위와 같이 제시된 방법중에 재하시험에 의한 방법을 제외하고는 그 신뢰도가 다소 낮은 편이다. 최근의 연구결과에 의하면 선단지지력은 토사의 전단특성, 압축특성, 관입깊이, 응력조건, 응력수준, 응력이력, 과압밀비, 흙입

자의 강도, 지반의 시멘테이션, 입자배열, 상태등 지반조건과 말뚝의 형상, 크기, 재질, 설치 방법 등 말뚝의 특성, 말뚝설치후, 시간경과, 말뚝간 거리 등 다양한 요소들에 영향을 받는 것으로 알려지고 있다. 현재 지지력 예측시 다양한 영향요소들을 모두 고려한 말뚝지지력 해석이 불가능하고 자연상태에 존재하는 지반의 가변성을 이들 다양한 영향 요소들과 연관하여 고려할 수 없는 시간적, 경제적 한계가 있다.

현재 신뢰성이 가장 큰 것으로 평가되고 있는 정재하시험은 소구경과 같이 지지력이 작은 말뚝에서는 항복하중이나 극한하중을 구할 수 있으나, 대구경과 같이 지지력이 큰 말뚝에서는 재하장치의 용량 및 기능, 공정 등 여러 가지 조건으로 인하여 항복하중이나 극한하중까지 재하하지 못하고 시험이 종료되므로 정확한 지지력을 추정하기가 어려운 실정이다. 이러한 문제점을 해결하기 위하여 개발된 시험방법이 동재하시험이며, 이 방법은 현장에서 시험시 항타에너지를 이용하여 해석하는 항타분석기(Pile Driving Analyzer, PDA)를 이용하여 말뚝의 동적거동을 측정하고 해석하여 지지력을 산정하는 방법이다. PDA를 이용하여 동재하시험을 실시하면 말뚝의 지지력뿐만 아니라 항타장비의 특성, 주변마찰력의 크기와 분포 등의 데이터가 해석결과로 얻어진다.

본 연구에서는 실제 현장에서 시공되어진 원형강관말뚝에 대한 현장 정재하 및 동재하시험을 실시하여 얻어진 자료를 가지고 지지력을 비교·분석하였고, 재하시험결과를 기존의 제안된 지지력공식과 비교·분석하여 제안된 지지력공식과 재하시험결과와의 상관도를 평가하였다.

## 1.2 연구동향

말뚝의 지지력에 대한 연구는 실험방법과 해석적 방법을 병행하여 국내외적으로 많은 연구가 수행되어져 왔다.

이명환(1992) 등은 풍화잔류토 지반에 타설된 말뚝의 주변마찰 특성연구에서 풍화잔류토 지반에서의 SPT(Standard Penetration test)결과를 분석하여 말뚝주변 마찰력을 N값에 의하여 계산할 수 있는 관계식을 도출하였으며, 홍헌성(1995) 등은 동재하시험 결과로부터 말뚝의 허용지지력 결정방법에 대한 연구를 하였고, 천병식(1997) 등은 현장에서의 정재하시험을 통하여 항타 및 매입말뚝의 하중-침하량 곡선을 분석하였으며, 조천환(1998)은 정재하시험 및 동재하시험 결과를 분석하여 시간경과에 따른 타입말뚝의 지지력 증대 특성에 관해 연구하였다.

외국의 연구동향으로서는, Harry M. Coyle(1989)는 모래지반과 점토지반에서 H 말뚝과 원형말뚝의 시간 경과효과를 비교하기 위해 2주, 1개월, 1년 후 재하실험을 수행한 바 있다. Poulos & Davis(1968)는 이상화된 2층 지반에서 비압축성 단일말뚝의 거동을 해석하기 위하여 탄성이론을 활용하였다.

### 1.3 연구방법 및 범위

본 연구에서는 국내 현장에서 시공된 강관파일의 정재하시험 및 동재하시험의 자료를 바탕으로 지지력을 비교·분석하였다. 또한, 동역학적 지지력 공식(ENR 공식, Danish 공식, Gate 공식, Hiley 공식 등)으로부터 얻어진 시험말뚝의 예측 지지력을 현장재하시험 결과와 비교·분석하여 지지력공식의 상관도를 평가하였다. 동적공식에 의한 지지력과 재하시험결과의 상관도 평가를 위하여 현장에서 말뚝을 항타시공하면서 측정된 실측자료를 이용하여 비교하였다.

## 2. 이론적 배경

말뚝기초의 허용하중은 일반적으로 항복하중이나 극한하중을 기준으로 결정한다. 극한하중이란 말뚝에 하중이 재하되었을 때, 하중의 증가가 없이 침하량이 무

한대로 증가하는 상태에 도달할때의 하중을 말한다. 그러나 실제 재하시험을 통하여 극한점을 찾기란 어렵다. 따라서, 말뚝의 극한지지력을 근사적으로 구하는 방법으로는 기존의 제안된 지지력공식을 이용하는 방법과 말뚝에 작용하는 하중을 이용한 재하시험을 통한 결과를 여러 가지 분석법을 이용하여 예측하는 방법이 있다.

## 2.1 말뚝기초의 정역학적 지지력공식

### 2.1.1 기본이론

말뚝기초의 지지력을 일반적으로 설명하면, 극한하중  $Q_u$ 는 선단지지력과 주면마찰력으로 나눌 수 있으며, 그림 2.1과 식(2.1)로 표현할 수 있다(Tomlison, 1994).

$$Q_u = Q_p + Q_f = q_p A_p + f_s A_s \quad (2.1)$$

여기서,  $A_p$  : 말뚝선단부의 면적,

$A_s$  : 주면마찰력이 발생하는 말뚝의 면적,

$f_s$  : 단위면적당 주면마찰력( $K_s \sigma'_v \tan \delta$ ),

$q_p$  : 단위면적당 선단지지력( $\sigma'_v N_q$ )

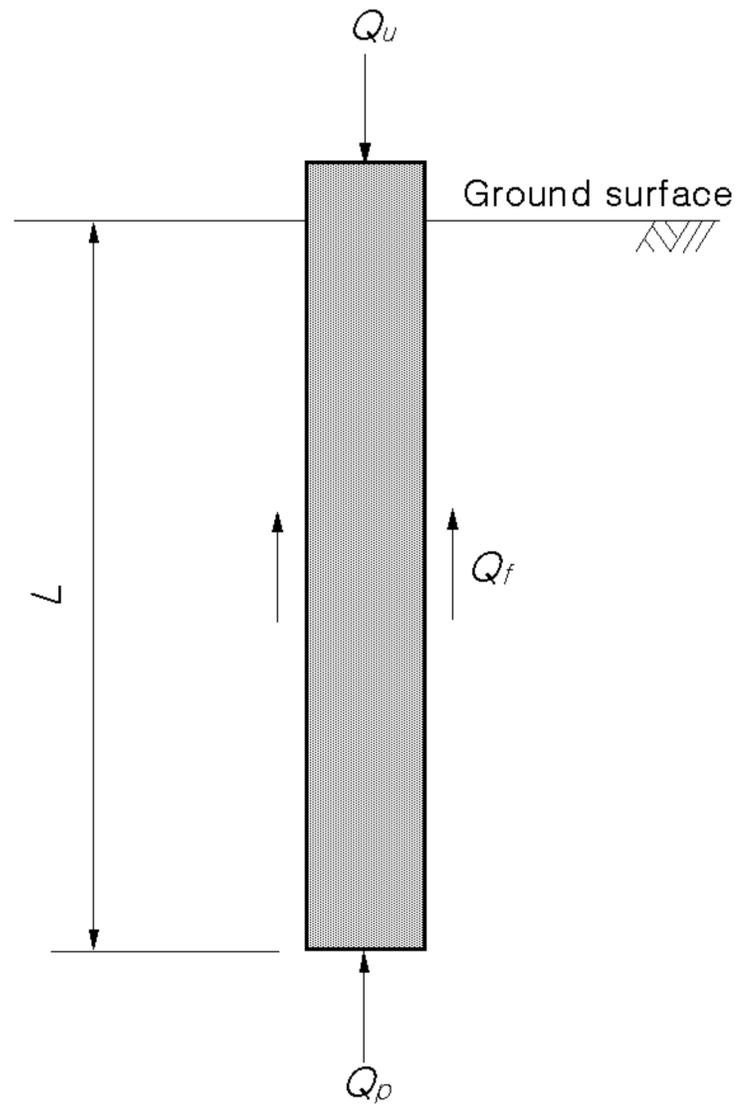


그림 2.1 파일기초에 의하여 지지되는  
하중의 기본개념

정역학적 지지력공식은 말뚝에 가해지는 하중으로 인하여 발생하는 지반의 변형양상을 분석하여 지지력을 결정하는 방법으로 토질의 종류에 따라 사질토 또는 점성토에 적용할 수 있는 두가지 방법이 있다. 전자에는 Meyerhof 방법, Vesic 방법 등이 있으며, 후자에는  $\alpha$ 방법,  $\beta$ 방법,  $\lambda$  방법 등이 있다(Poulos, 1980). 이러한 방법들은 말뚝조건, 지반조건, 말뚝과 지반과의 상호작용 조건 등의 자료를 입력하여야 한다. 그러나, 입력자료를 정확하게 결정한다는 것은 쉽지 않으며, 또한 방

법에 따라 서로 다른 지반의 변형형태를 가정하고 있어 동일조건에서도 많은 차이를 나타낸다.

## 2.1.2 Meyerhof 이론

Terzaghi의 지지력이론은 기초 근입부의 전단저항력을 무시하고 지지력을 해석하였으며,  $D_f \leq 1$  정도의 얕은 기초에 한하여 적용되었다. 그러나, Meyerhof는 이러한 단점을 보완하여 한계근입비 개념을 적용하여 깊은 말뚝에도 적용할 수 있는 지지력 이론을 제안하였다.

Meyerhof는 표준관입시험 결과  $N$ 치를 근거로 하여 사질토 지반에서 항타말뚝의 선단지지력  $Q_b$ 과 주변마찰력  $Q_s$ 에 대하여 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$Q_b = 4(L/D)N_b A_b \leq 40N_b A_b \quad (2.2)$$

$$Q_s = f_s A_s = \frac{1}{5} \bar{N} A_s \leq 10 \quad (2.3)$$

여기서,  $D$  : 말뚝의 직경,

$L$  : 말뚝의 관입길이,

$\bar{N}$  : 말뚝관입지반의 평균  $N$ 치,

$N_b$  : 말뚝 선단지반의  $N$ 치

국내에서는 사질토 지반에 대한 항타말뚝의 지지력 계산은 현장재하시험 결과를 근거로 하여 Meyerhof 공식을 수정한 수정 Meyerhof 공식이 많이 사용되고 있다(이명환 등, 1994).

$$Q_p = q_p A_p = 30 N_b A_p \quad (2.4)$$

$$Q_s = f_s A_s = \frac{1}{3} \bar{N} A_s \quad (2.5)$$

### 2.1.3 Vesic의 지지력 이론

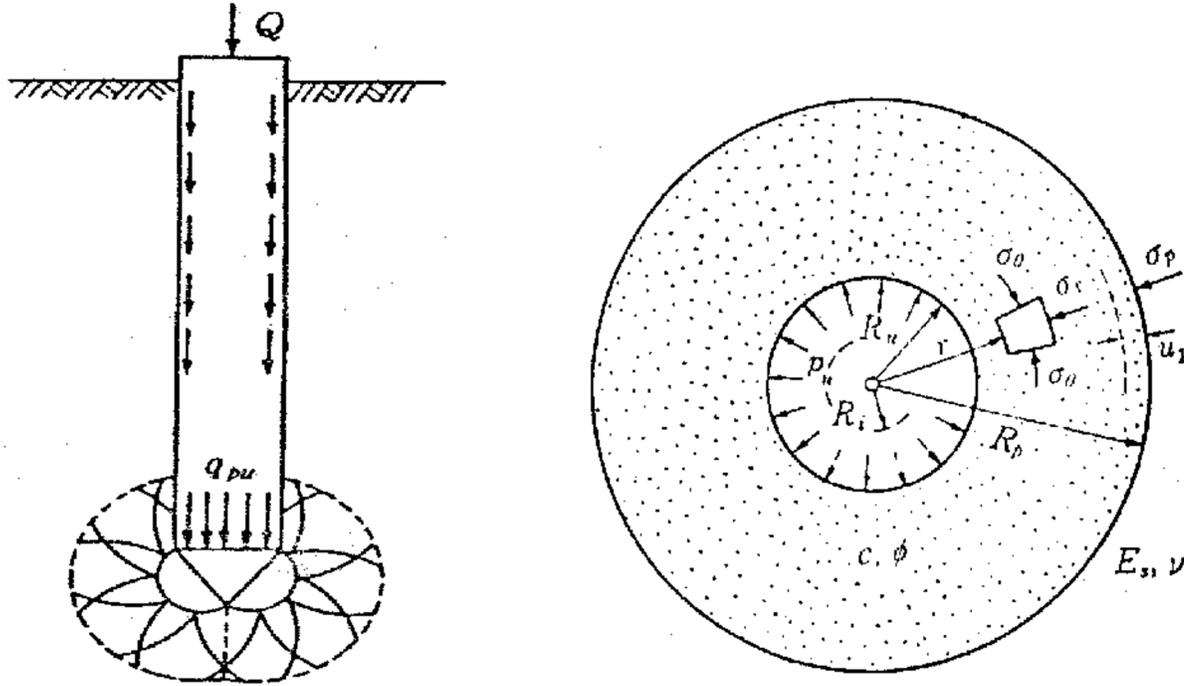


그림 2.2 공동확장에 의한 추정된 파괴단면

Vesic은 지반을 탄소성체로 가정하여 공동확장에 의한 지지력 이론을 제안하였다. 공동확장에 의한 지지력 해석은 반무한체 중에 있는 큰 구형의 공동을 가정하여, 이 공동에 내압을 가했을 때 극한내압이 말뚝선단부의 극한지지력과 동등하다고 가정하는 이론이다. Vesic은 점착력  $c$ 와 내부마찰각  $\phi$ 를 갖는 지반을 탄소성체로 가정한 공동확장이론을 제안하였다. 이 이론은 그림 2.2와 같이 활동선장을 가

정하는 것인데 지반을 탄소성체로 가정한 것이 다르며, 이 가정은 지반을 강소성체로 가정하는 것보다 실제의 상태에 가깝다고 할 수 있다. 그림 2.2에서 반무한체의 내부에 공동이 있으며, 초기반경  $R_i$ 에서 내압을 가하여 극한내압  $P_u$ 로 되었을때의 공동의 내경 및 소성영역을 나타내고 있다. 극한내압  $P_u$ 일때의 내반경을  $R_u$ , 소성영역의 외반경을  $R_p$ 로 하고,  $R_p$ 의 외측에서는 소성영역내의 흙은 압축성을 가지며, 흙의 전단강도는 Mohr-Coulomb의 파괴규준으로 결정되며, 소성영역의 외측의 흙은 변형계수  $E_s$ 와 포아송비  $\nu$ 를 갖는 등방탄성체로 한다. Vesic은 이러한 가정에 기초해서 극한내압  $P_u$ 를 구하여 이  $P_u$ 를 말뚝선단부지반의 극한지지력  $q_d$ 로 하였다.

$$F_q = \frac{3(1 + \sin \phi)}{3 - \sin \phi} [I_{rr}]^{4\sin \phi / [3(1 + \sin \phi)]} \quad (2.6)$$

$$q_d = cF_c + p_m F_q \quad (2.7)$$

$$p_m = \frac{1 + 2K_0}{3} p_v = \frac{1 + 2K_0}{3} \gamma D_f \quad (2.8)$$

$$F_c = (F_q - 1) \cot \phi \quad (2.9)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}, \quad I_r = \frac{E_s}{2(1 + \nu)(c + p_m \tan \phi)} \quad (2.10)$$

여기서,  $c$ 는 지반점착력,  $\phi$ 는 내부마찰각,  $E_s$ 는 지반의 변형계수,  $\nu$ 는 지반의 포아송비,  $\gamma$ 는 흙의 단위체적중량,  $D_f$ 는 말뚝선단의 근입깊이,  $K_0$ 는 정지토압계수,  $p_o$ 는 말뚝선단의 상재압,  $p_m$ 은 말뚝선단의 상재압,  $I_{rr}$ 은 흙의 감소된 강성지수,  $\Delta$ 는 소성영역내의 흙의 압축율이다.

## 2.2 말뚝기초의 동역학적 지지력공식

항타시에 사용되는 말뚝 및 항타장비의 제원과 시공현장에서의 시항타에 의 해 파악되는 간단한 측정치로부터 동적이론을 이용하여 말뚝의 지지력을 예측하는 동역학적 지지력공식의 기본이론은 에너지보존법칙을 근거로 하여 말뚝에 가해진 해머가 한 일과 말뚝이 한일을 같다고 가정하여 유도된 공식이다(Poulos, 1980).

$$Q_u = \frac{e_h \cdot W_r \cdot H}{S + (C \cdot R_u \cdot L) / (2AE) + \Delta S_{pp}} \cdot \frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \quad (2.11)$$

여기서, A : 말뚝의 단면적,

C' : 보정상수,

$e_h$  : 해머효율,

E : 말뚝의 탄성계수,

H : 낙하고,

L : 말뚝길이,

n : 해머와 말뚝머리의 반발계수,

$Q_u$  : 극한지지력,

S : 타격당 관입량,

$\Delta S_{pp}$  : 말뚝의 소성변형,

$W_p$  : 말뚝중량 + 말뚝머리 부착물 중량,

$W_r$  : 램의 무게

이다.

식 (2.11)은 말뚝을 완전탄성체로 가정하여 유도하였으므로 실제의 말뚝조건과 차이가 있다고 볼 수 있으므로 경험상수를 도입한 공식들이 많이 사용되고 있다. 대표적으로 Hiley 공식, ENR 공식, 수정 ENR 공식, Danish 공식 등이 있다.

## 2.2.1 Hiley 공식

Hiley공식은 말뚝의 소성변형량을 무시하고 해머의 타격효율  $e_h$ 와 타격시 말뚝 두부에서 해머의 반발과 탄성변형량을 말뚝, 캡, 흙의 탄성변형량( $C_1, C_2, C_3$ )의 합으로 나타내었다.

$$Q_u = \frac{e_h \cdot W_r \cdot H}{S + 0.5(C_c + C_b + C_q)} \cdot \frac{W_r + n^2 W_b}{W_r + W_b} \quad (2.12)$$

여기서,  $C_c$  : 말뚝머리 부착물의 탄성변형량(cm),

$C_b$  : 말뚝재료의 탄성변형량(cm),

$C_q$  : 지반의 탄성변형량(cm),

$e_h$  : 해머효율,

$H$  : 낙하고(cm),

$n$  : 해머와 말뚝머리의 반발계수,

$Q_u$  : 극한지지력(ton),

$S$  : 타격당 관입량(cm),

$W_b$  : 말뚝중량 + 말뚝머리부착물 중량(ton),

$W_r$  : 램중량(ton)

## 2.2.2 ENR 공식

말뚝의 항타 중에 발생된 에너지 손실로 인하여 말뚝의 실제 관입량이 감소되는데 그 크기는 말뚝의 탄성압축량  $C$ (elastic deformation)와 같다고 보고 에너지 평형을 적용하여 말뚝의 극한지지력  $Q_u$ 를 계산하였다.

$$Q_u = \frac{W_r \cdot H}{S + C} \quad (2.13)$$

이 식은 간편하여 널리 적용되지만 에너지 손실을 너무 단순하게 적용하였기 때문에 현장상태와 지질조건에 따라 실제와 큰 차이를 나타내는 경우가 많아서 그 적용성이 제한된다.

## 2.2.3 Danish 공식

$$Q_u = \frac{e_h \cdot W_r \cdot H}{S + C_1} \quad C_1 = \sqrt{\frac{e_h \cdot W_r \cdot H \cdot L}{2 \cdot A \cdot E}} \quad (2.14)$$

여기서,  $L$  : 말뚝의 길이(cm),

$A$  : 말뚝의 단면적(  $\text{cm}^2$ )

$E$  : 말뚝의 탄성계수(  $\text{kg/cm}^2$ )

## 2.3 지지력 분석방법

### 2.3.1 항복하중에 의한 방법

말뚝에 하중이 재하되었을 때 하중(P)-시간(T)-침하량(S)의 거동특성에 의하여 항복하중을 판정하는 방법이 있다. 구조물기초설계기준에 의하면 극한하중을 확인하지 못할 경우에 P-S 곡선분석, Log P - Log S 곡선분석, S-Log T 곡선분석,

P-ds/d(log t) 곡선분석 방법 등을 이용하여 항복하중을 구한 다음 말뚝의 허용지  
지력을 결정하도록 되어 있다.

재하시험 결과로 얻어진 하중-침하량 곡선은 그림 2.3에 나타낸 것과 같은 형상  
을 갖는 2종류의 곡선으로 대별할 수 있다. 이들 곡선형상은 주로 말뚝시공시에  
말뚝주변지반에 미치는 응력이력의 크기에 좌우된다. 시공시에 큰 응력이력을 받  
는 타입말뚝이나 압입말뚝은 전반성파괴양상을 보이고, 시공시에 응력해방이 일어  
나는 현장타설말뚝에서는 진행성파괴를 나타내는 일이 많다.

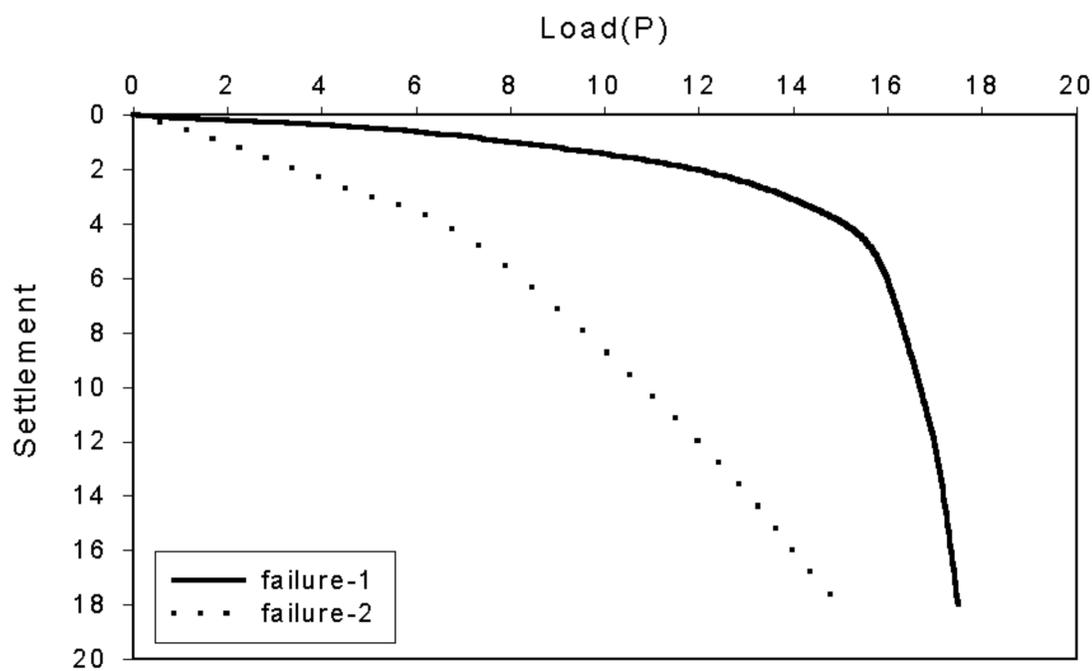


그림 2.3 파괴형태에 따른 하중-침하곡선

말뚝에 하중이 재하되면 초기에는 말뚝의 주변마찰력으로 저항하고 선단부에는  
하중이 거의 전달되지 않는다. 하중이 증가하여 주변마찰력이상으로 되면 말뚝주  
면부는 극한상태에 도달하게 되어 증가되는 하중은 선단지지력으로만 저항한다.  
주변마찰력의 성분이 큰 경우에는 하중-침하량 관계곡선 아래의 세 구간으로 나

누어 고려해야 한다.

- ① 1구간 : 하중재하 초기의 단계로 주변마찰 특성이 위주가 된다.
- ② 2구간 : 주변마찰의 극한을 초과하여 증가된 하중이 선단지지력으로만 저항된다. 그러나 선단지지력의 항복상태까지는 도달하지 않은 하중상태이므로 급격한 침하는 발생하지 않는다.
- ③ 3구간 : 선단지지력의 항복하중을 초과하여 전체하중-침하량 곡선은 전형적인 극한상태를 보여준다.

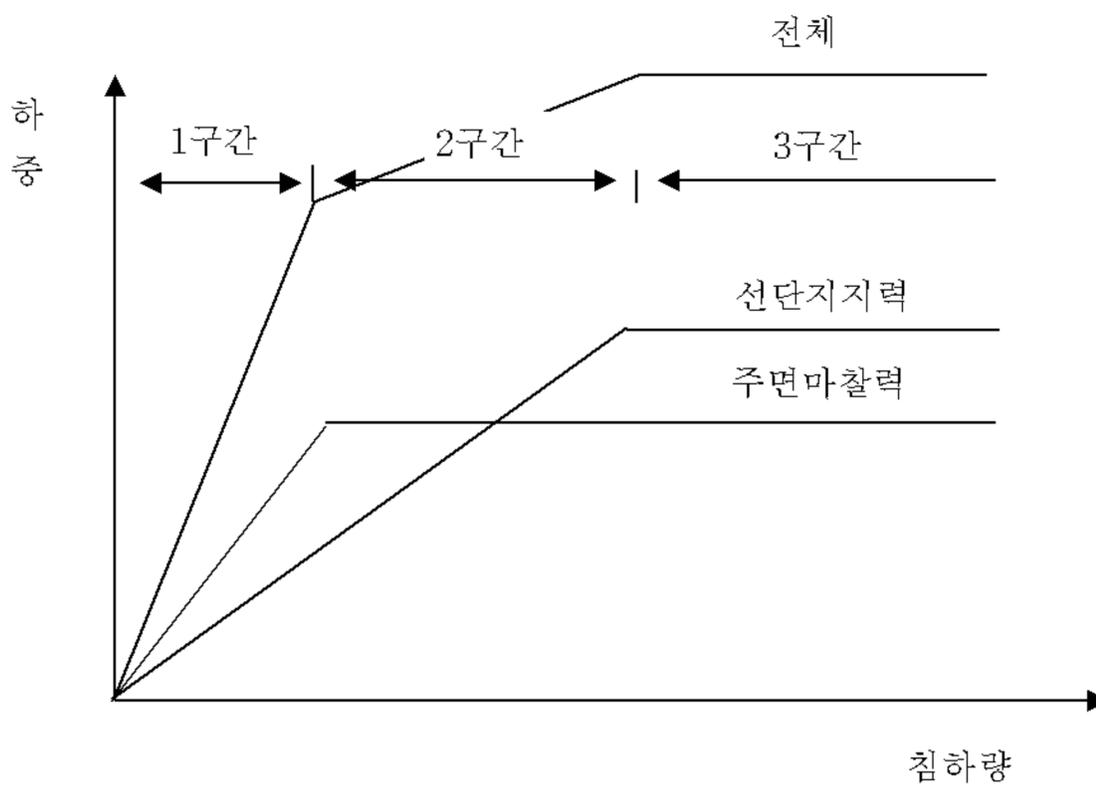


그림 2.4 하중-침하곡선

#### (1) P - S 곡선법

재하단계별 하중(P)과 침하량(S)를 산술눈금에 그렸을 때 그림 2.5와 같이 곡선이 가장 크게 변했을때의 하중을 항복 하중으로 결정한다.

(2) Log P - Log S 곡선법

이 방법은 재하중(P)와 전침하량(S)을 그림 2.6과 같이 양대수눈금에 그렸을 때 생기는 접선에 따른 접점이 생기는데 이 접점에 대응하는 하중을 항복하중으로 결정하는 방법이다.

(3) S - Log T 곡선 분석법

각 하중단계에 대해서 각각 재하후의 경과시간(t)을 대수눈금의 가로축에, 이에 대응되는 전침하량(S)을 세로축에 그렸을 때 각 하중단계별 S- Log t 곡선이 여러개 그려지는데 이들 S - Log t 곡선중 하중이 증가함에 따라 직선상에서 상향으로 급상승하는 변곡점이 생기는데 이점의 하중을 항복하중으로 한다.

(4) P - ds/d(log t) 곡선분석법

그림 2.8과 같이 각 하중단계에서 일정시간후의 대수 침하속도 ds/d(log t), 즉 S-Log T곡선의 기울기를 구하고 이것을 하중에 대하여 표시한다. 이와 같이 구한 선이 급격히 구부러지는 점의 하중을 항복하중으로 한다.

(5) Davisson 분석법

말뚝의 변형량을 고려한 Davisson의 방법은 그림 2.9와 같이 말뚝의 탄성변형량  $\Delta$ 에 말뚝선단의 지반침하량 X를 더한 침하량에 해당되는 하중을 파괴하중 P라 하고 안전율을 2.0으로 제안하였는데 이를 식으로 나타내면 식 (2.15)와 같다.

$$S = \Delta + X = \frac{P \cdot L}{A \cdot E} + \left(3.81 + \frac{D}{120}\right) (mm) \quad (2.15)$$

여기서, S는 말뚝머리의 전침하량이며, L은 말뚝길이, A는 말뚝의 단면적, E는 말뚝의 탄성계수, D(mm)는 말뚝직경이다.

Davisson의 방법은 많은 사람들에 의하여 훌륭한 방법으로 평가되고 있으나, 실측한 많은 자료를 검토하여 본 결과 대구경과 같은 지지력이 큰 말뚝에서는 Davisson이 제안한 파괴점까지 재하시험이 실시된 결과가 거의 없으므로 지지력 추정 방법이 매우 훌륭함에도 불구하고 지지력을 추정할 수 없는 경우가 많은 단점이 있다.

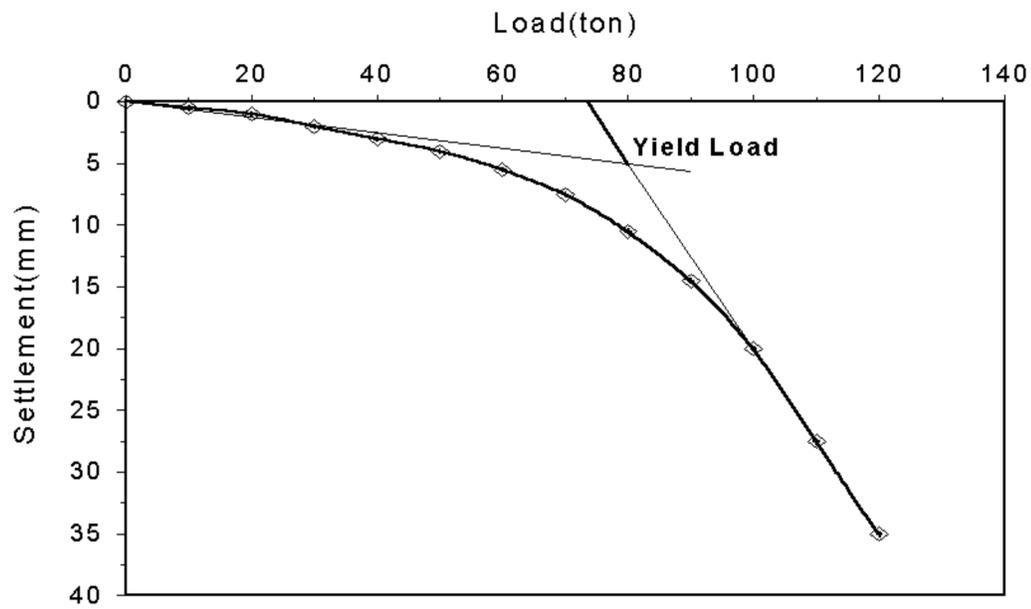


그림 2.5 P-S 곡선 방법에 의한 항복하중의 결정

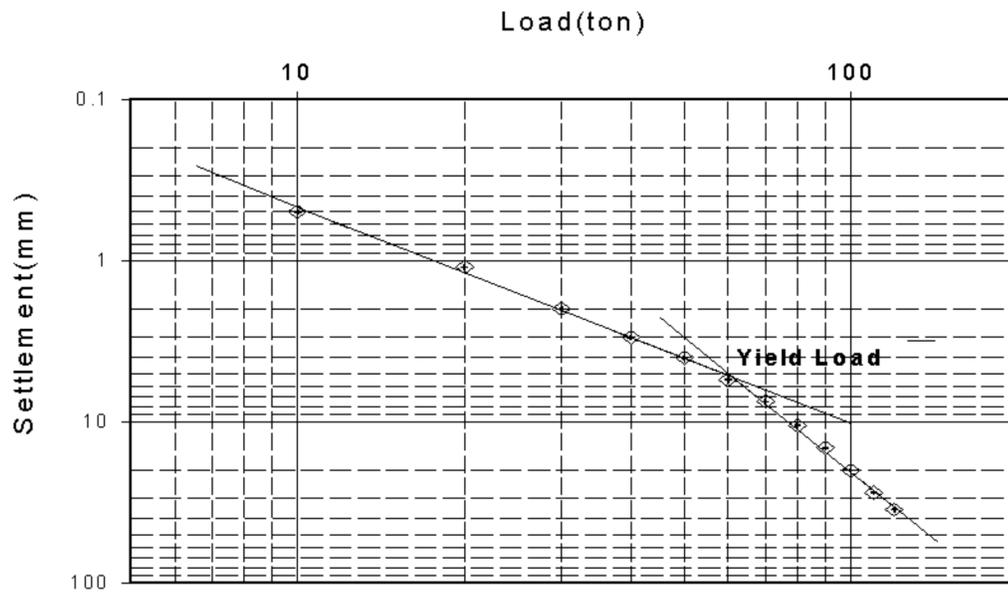


그림 2.6 log  $P$ -log  $S$  곡선에 의한 항복하중의 결정

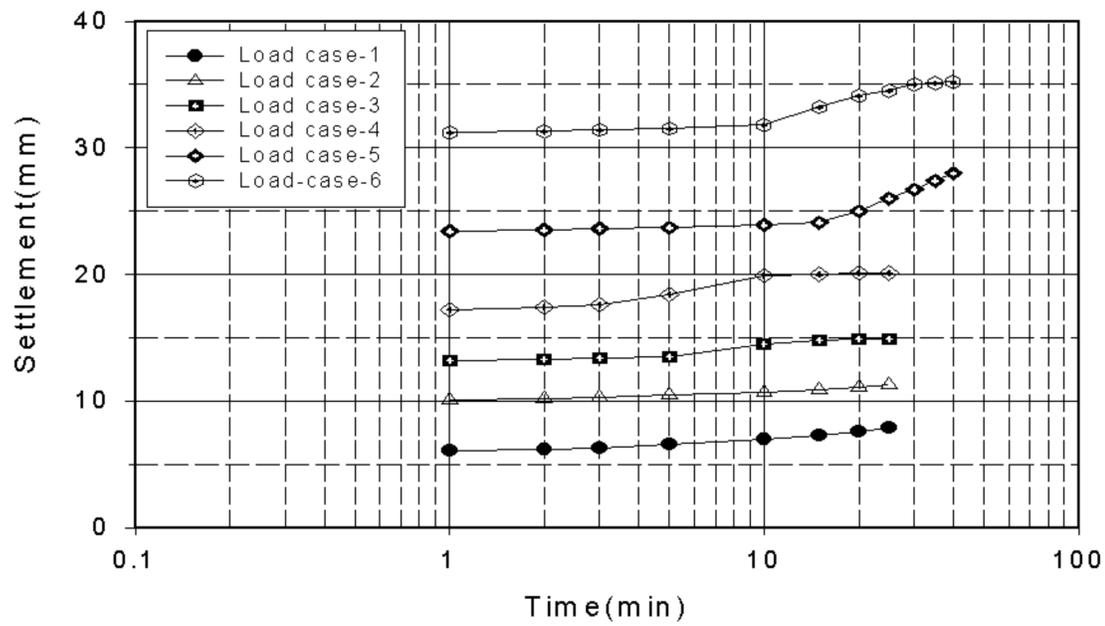


그림 2.7  $S$ -log  $T$  곡선에 의한 항복하중의 결정

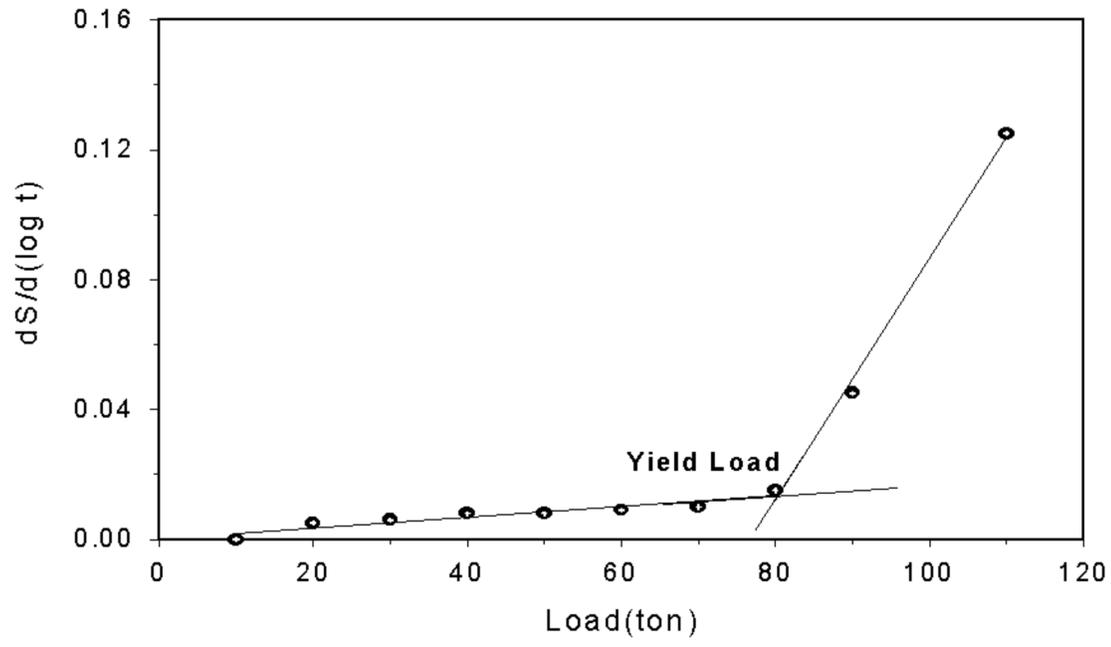


그림 2.8  $P-ds/d(\log t)$  곡선에 의한 항복하중의 결정

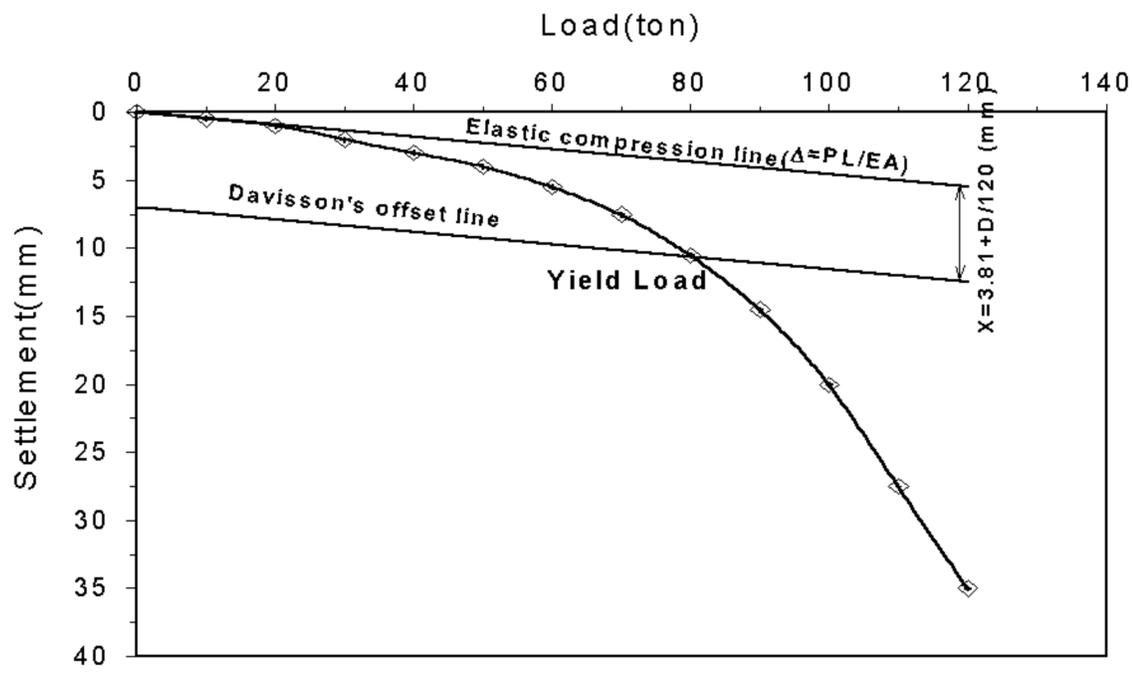


그림 2.9 Davisson의 방법에 의한 항복하중의 결정

## 2.3.2 극한하중에 의한 방법

말뚝의 재하시험시 말뚝의 극한하중까지를 재하하는 것이 가장 좋은 방법이지만, 시간 및 경제적인 측면과 말뚝의 상태, 현장여건등으로 인하여 극한하중까지 재하하지 못하는 경우에 여러 가지 방법으로 극한 지지력을 추정한다.

### (1) F. K Chin 방법

이 방법은 하중-침하량 곡선이 식 (2.15)와 같이 쌍곡선의 거동을 하는 것으로 가정하여 경험적인 요소를 고려한 것으로 극한하중을 확인하지 못한 시험결과로부터 극한하중을 추정하고자 할 때 많이 이용하는 방법으로서, 그림 2.10과 같이 침하량 S를 하중 P로 나눈값 S/P를 침하량에 대하여 그렸을 때 얻어지는 기울기의 역수를 극한하중으로 할 것을 제안하였다. 하중-침하량 곡선을 쌍곡선으로 나타내면 식 (2.15)와 같다.

$$P = \frac{S}{b \cdot s + a} \quad (2.15)$$

이 식을 미분하면 다음과 같다.

$$P_u = \lim_{S \rightarrow \infty} \frac{S}{(a + bS)} = \lim_{S \rightarrow \infty} \frac{1}{\frac{a}{S} + b} = \frac{1}{b} \quad (2.16)$$

$$\frac{S}{P} = b \cdot S + a \quad (2.17)$$

식 (2.16)에서 S/P와 S의 관계가 직선으로 되며 이 직선의 기울기의 역수(1/b)를 극한하중으로 한다.

(2) Mazurkiewicz 방법

이 방법은 말뚝을 지지하고 있는 지반이 파괴에 이를 때까지의 말뚝의 하중-침하량 곡선이 포물선으로 표현된다고 가정하여 파괴하중을 추정하는 것으로 다음의 순서에 따라 구할 수 있다. 그림 2.11과 같이 먼저 S축에서 임의의 점을 등간격으로 4~6개 정도 정하여 각각의 점에서 P축과 평행한 선을 긋는다. 그 다음 이 선과 하중-침하량 곡선의 각각의 교점에서 P축으로 연직선을 그으면 P축과의 교점  $P_1, P_2, \dots, P_6$ 이 얻어진다. 점  $P_1 \sim P_5$ 에서 P축에 대해 45°의 사선을 그어 앞에서 그린 P축에 대한 연직선과의 교점을  $a_1 \sim a_5$ 를 다음과 같이 구한다. 이 때 구해진 점  $a_1 \sim a_5$ 를 연결한 선은 대부분 직선에 근사해진다. 이 직선을 연장하여 P축과 만나는 점  $a_6$ 를 파괴하중으로 한다.

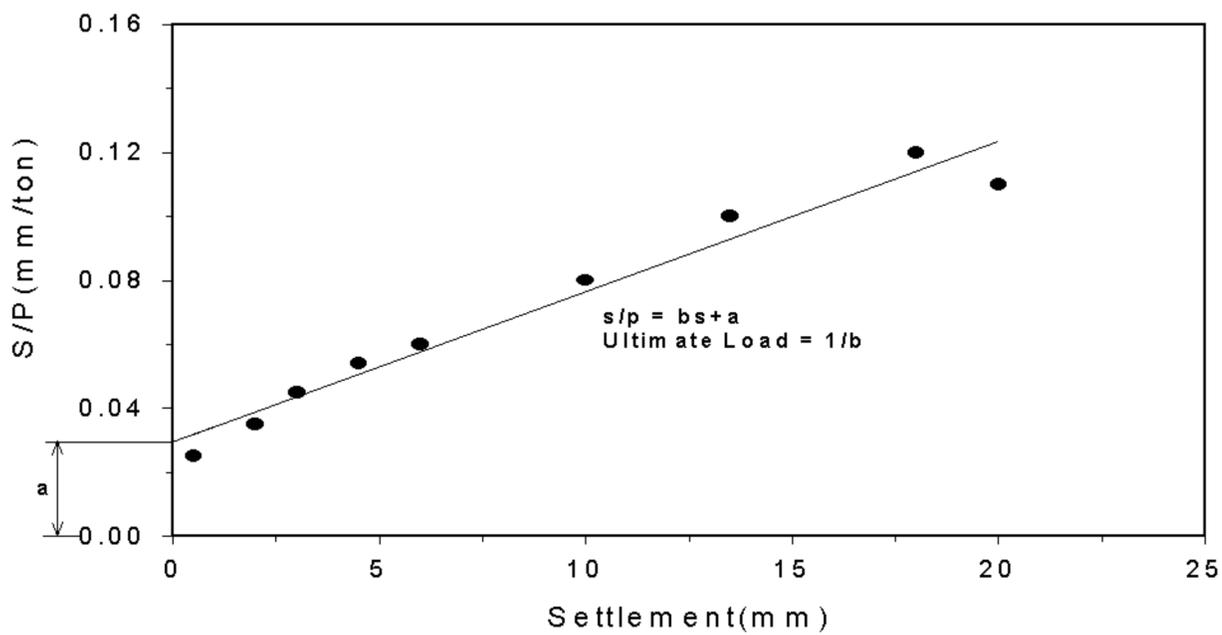


그림 2.10 Chin의 방법에 의한 극한하중의 결정

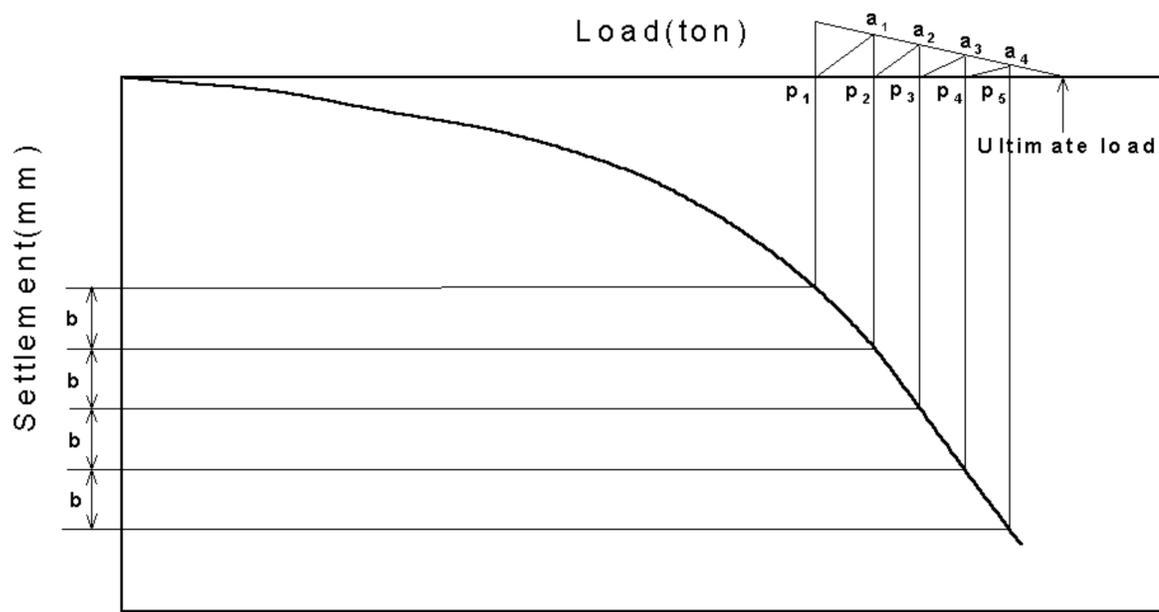


그림. 2.11 Mazurkiewice 방법에 의한 극한하중의 결정

### 2.3.3 침하량에 의한 평가

#### (1) 전침하량 기준

파일은 파괴에 대하여 안전하여야 하며 허용치 이상의 침하가 발생하지 않아야 한다. 또한, 파괴에 대하여 안전하도록 하는 지지력 개념의 설계에서는 파괴를 유발하는 극한 지지력을 구하고 비교적 높은 2~3의 안전율을 적용한다. 지지력 개념의 설계는 극한지지력의 확인에 의하는 것이 바람직하다. 극한지지력이란 하중의 증가없이 침하가 무한히 증가하는 상태의 하중으로 실제의 경우 정확한 값을 산정한다는 것은 매우 힘들다. 따라서 일정한 침하량에 도달하면 그때의 하중을 극한하중으로 정하는 방법이 널리 적용되고 있다. 이 상태의 침하량에 대한 정의는 나라마다 조금씩 다른 기준을 정하여 사용하고 있으나 일반적으로 파일지름의 10%의 침하량을 기준값으로 사용하고 있다. 표 2.1은 각 기준별 극한하중에 대한 전침하량을 나타낸 것이다.

표 2.1 극한하중에 의한 총침하량 규정

CODE	$S_{u(mm)}$	F.S
Germany DIN 4014	20	2
France	20	2
Bellgium	20	2
Austria	25	
Netherlands	25.4	
China	15~20	2
Japan	25	2
English	0.1 D	
Terzaghi-Peck	25.4	2
Johnson	0.1 D	2
Tomlinson	0.1D	
Capper / Cassie	0.1 D	

(2) 순침하량 기준

순침하량은 하중 제거시의 탄성침하량을 배제한 잔류 침하량을 기준으로 하여 지반특성을 보다 잘 반영하므로 많은 설계기준에서 채택되고 있다. 표 2.2는 각 기준별 극한하중에 대응하는 잔류침하량을 나타낸 것이다.

표 2.2 극한하중에 의한 잔류침하량의 규정

CODE	$S_{u(mm)}$	F.S
America	0.02 D	
Germany DIN 4206	0.025 D	3
Criterion of Japanese Construction	0.025 D	
Criterion of Denmark	0.01 D	
Indo IS 29	6	1.5

## 2.4 재하시험

### 2.4.1 정재하시험

정재하시험은 말뚝의 지지력을 구하는 방법 중 가장 신뢰할 수 있는 방법으로 설계하중의 2배 이상의 재하하중이 필요하다. 재하방법으로는 그림 2.12와 같이 재하장치 위에 콘크리트 블록이나 철근 등을 설치하는 실하중을 이용하는 방법과 그림 2.13과 같이 주변의 인발말뚝의 인발저항력을 이용하여 유압잭으로 하중을 가하는 반력하중식으로 구분할 수 있다.

주변말뚝의 반력을 이용한 재하시험은 이미 현장에서 타설되어 있는 말뚝을 이용하는 방법으로서 시험하고자 하는 말뚝 주변에 있는 말뚝의 인발력(주면마찰력)을 이용하는 방법이다. 이 방법은 재하대 설치 및 시험에 있어서 시간 및 경비를 비교적 저렴하게 할 수 있는 장점이 있으나, 주변말뚝의 관입심도가 짧은 경우에는 시험시 인발의 우려가 있으므로 시험계획에 철저한 관리가 요망된다. 앵커의

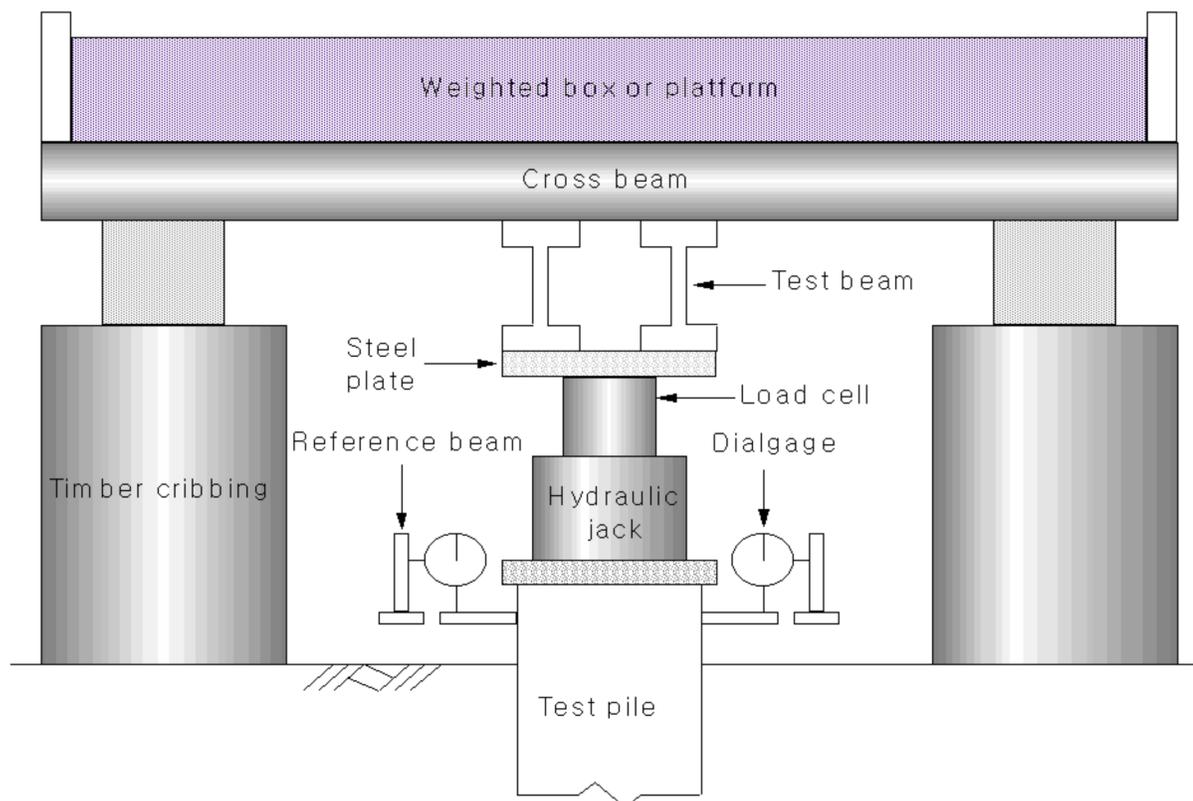


그림 2.12 상재하중을 사용한 축하중 재하장치의 개요

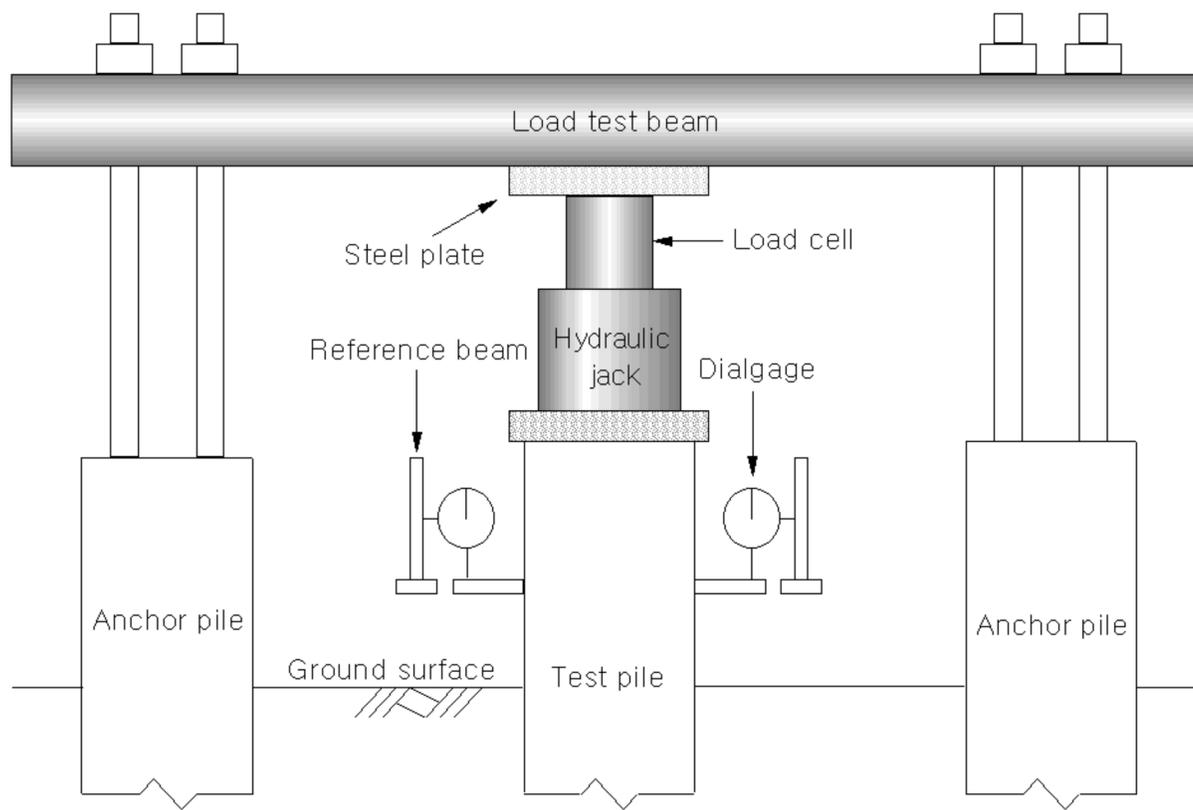


그림 2.13 앵커파일을 사용한 축하중 재하장치의 개요

반력을 이용한 재하시험방법은 시험말뚝과 인접하여 anchor를 천공하여 시멘트를 주입, 양생시킨후 재하대를 설치하고 앵커의 반력을 이용하여 시험하는 방법이다. 이 방법은 주변말뚝의 관입심도가 적어 반력을 이용하기 어려운 경우 적용이 용이하나, 앵커 설치에 많은 비용이 소요되고 설치 기간이 길다는 단점이 있다.

실하중을 이용한 재하시험은 시험말뚝 두부에 직접 중량물을 적재하여 시험하는 방법으로서 중량물로는 철근이나 콘크리트 블록 등을 가장 많이 이용하고 있다. 이 방법은 항타후 관입심도가 짧은 말뚝의 경우 혹은 주변말뚝의 인발력에 의한 방법이 용이하지 않은 현장의 경우에 적용하기 좋으며, 설계하중의 350%정도의 적재물이 필요하므로 설계하중이 높거나 중량이 있는 구조물일 경우 하중의 적재 및 해체에 많은 시간과 인력이 필요하다.

## 2.4.2 동재하시험

말뚝의 동재하시험은 1964년 Gobel에 의하여 항타해석을 통해 지지력을 예측하기 위한 Case방법을 도입함으로써 처음 시도되었다. Case 방법을 이용하기 위해서는 항타시 말뚝두부에서의 힘과 속도를 측정하여야 하며, 이들 측정치를 이용하여 항타기 및 항타시스템의 거동(Links, 1982), 말뚝의 항타응력(Gobel 등, 1980), 말뚝의 건전도(Rausche 등, 1978), 말뚝의 지지력(Raushe 등, 1985)의 평가가 가능하다. 동재하시험은 항타시 말뚝 본체에 발생하는 응력과 전파속도를 측정·분석하여 말뚝의 지지력을 결정하는 방법으로 말뚝종류와 시공방법에 관계없이 적용할 수 있으며, 시험 말뚝의 위치를 임의로 선정할 수 있다. 1989년에 ASTM D 4945-89로 규정되었고, 현재 북미지역을 비롯하여 유럽, 동남아 각지에서 널리 사용되고 있다.

### (1) 동재하시험의 원리

항타로 인하여 두부에 충격이 가해지면 말뚝두부에 압축변형과 압축력이 발생한다. 이 압축변형은 응력파(stress wave)의 형태로 발생한다. 이로 인하여 말뚝내에 변위가 발생한다. 말뚝내 변위속도를 입자속도(particel velocity)  $V$ 라 하고, 응력파의 전달속도를  $C$ 라고 하면 동재하시험의 기본식은 다음과 같다(Prakash, 1990).

$$\sigma = \frac{V \cdot E}{C} \quad (2.17)$$

식 (2.17)에 두부의 단면적을 곱하여 정리하면 다음식으로 확장된다.

$$F = \frac{E \cdot A \cdot V}{C} \quad (2.18)$$

힘  $F$ 와 입자속도  $V$ 는 초기항타 또는 재항타시 말뚝에 변형률계(strain transducer)와 가속도계(accelerometer)를 부착해서 변형율과 가속도를 측정한다. 다음 항타 분석기에 의해 힘과 속도를 변환시켜 얻을 수 있다. 식 (2.18)로부터 말뚝 내에 임의의 한 점에서의 힘과 속도는 비례관계에 있음을 알 수 있으며, 이때 비례계수( $EA/C$ )를 임피던스(impedance)라고 한다. 이상과 같은 동재하시험의 원리는 힘과 속도를 독립적으로 측정한 후 두 값사이의 비례관계를 이용하여 말뚝의 지지력을 산정하는 것이다. 이러한 동재하시험은 정재하시험이 현장여건에 따라 제한을 받는 경우, 재하시험의 규모가 클 때, 재하시험에 소요되는 시간과 비용에 제한을 받는 경우 등에 적용성이 일반적으로 우수하다고 평가하고 있다. 그림 2.14는 동재하시험 장치의 개요도를 나타낸 것이다.

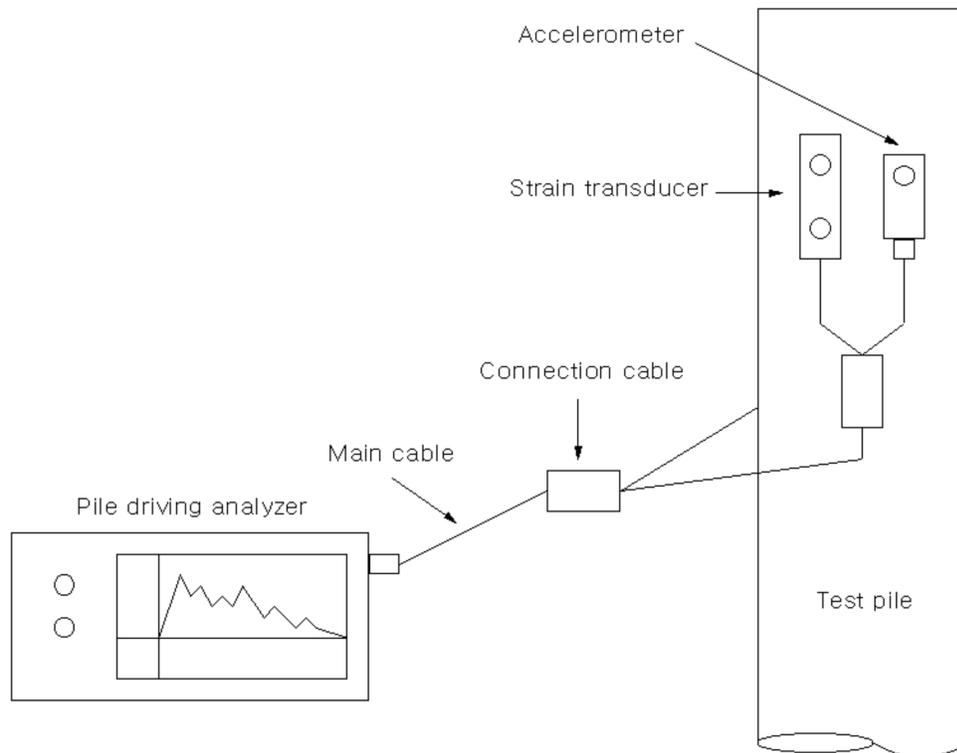


그림 2.14 동재하시험장치의 개요도

## (2) 말뚝지지력의 추정

### ① CASE Method

이 방법은 말뚝 두부에서 측정된 가속도  $a_p$ 와 힘  $F$ 를 사용하고, 말뚝은 질량  $m$ 을 갖는 탄성체로 가정한다. 따라서, 지반의 정적저항력은 식 (2.19)와 같이 나타낼 수 있다.

$$R_t = F - ma_p \quad (2.19)$$

말뚝의 단면적이 일정하고, 지반이 이상적인 소성체라면 일차원 파동방정식의 해는 전체항타저항으로 계산하는데 이를 정적저항과 동적저항으로 분리하고 다음과 같은 간략식으로 말뚝의 전체 저항력을 계산한다(Rausche 등, 1985).

$$\begin{aligned} R_t &= R_d + R_s \\ &= \frac{1}{2}[F(t_1) + F(t_2)] + \frac{1}{2} \frac{EA}{C} [V(t_1) - V(t_2)] \end{aligned} \quad (2.20)$$

여기서,  $R_d$ 는 말뚝의 동적 저항력,  $R_s$ 는 정적 저항력,  $F(t_1)$  및  $F(t_2)$ 는 각각 시간  $t_1$ 과  $t_2$ 에서의 말뚝두부에서 측정된 힘,  $V(t_1)$ 과  $V(t_2)$ 는 각각 시간  $t_1$ 과  $t_2$ 에서 측정된 속도이다.

Rausche 등(1985)은 말뚝의 동적 저항력이 말뚝선단의 변형속도와 말뚝의 impedance에 비례한다고 가정하였으며 비례계수를 case damping수로 정의하였다. 이들은 말뚝선단에서의 변형속도를 두부에서 측정된 속도로부터 계산하여 말뚝의 동적저항력을 식 (2.21)과 같이 표현하였다.

$$\begin{aligned} R_d &= J_c \frac{A \cdot E}{C} V_t \\ &= J_c \left[ \left( \frac{AE}{C} \right) V(t_1) F(t_1) - R_t \right] \end{aligned} \quad (2.21)$$

여기서,  $J_c$ 는 Case damping 계수이고,  $V_t$ 는 말뚝선단부의 입자속도이다. 따라서, Case방법에 의한 말뚝의 정적 극한지지력( $R_s$ )은 전체저항력( $R_t$ )에서 동적저항력( $R_d$ )을 제거함으로써 식 (2.22)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned}
 R_s &= R_t - R_d \\
 &= \frac{1}{2} (1 - J_c) [F(t_1) + (\frac{AE}{C}) V(t_1)] + \frac{1}{2} (1 + J_c) [F(t_2) - (\frac{AE}{C}) V(t_2)]
 \end{aligned}
 \tag{2.22}$$

식 (2.22)에서  $J_c$ 는 항타분석기로 측정할 수 없으므로 가정치를 이용하여야 하며 이값은 말뚝 선단부의 지반조건에 따라 달라진다. Gobel 등(1975)은 1960~1970년대에 실시한 정재하시험에 대해 Davisson의 limit load criterion으로 산정한 극한지지력을 상기 식의  $R_s$ 로 대체하여 역산한 결과 지반종류에 따른 추천 값을 표 2.3과 같이 나타내었다.

표 2.3 흙의 종류에 따른  $J_c$

Soil types	$J_c$
Sand	0.05~0.20
Silt sand, sandy silt	0.15~0.30
Silt	0.20~0.45
Clayey silt, silty clay	0.40~0.70
Clay	0.60~1.10

② CAPWAP Method

Case 방법은 항타와 동시에 말뚝의 지지력을 계산하므로 항타관리에 매우 편리하지만 말뚝의 실제 지지력 측정시 Case damping 계수인  $J_c$ 를 경험적으로 가정하여야 하고, 시간  $F(t)$ 와  $V(t)$ 의 계산을 위해 시간  $t$ 를 선택하여야 하는 등의 오차유발원인을 포함하고 있다. 이러한 문제점을 개선하기 위해 개발된 것이 CAPWAP(Case Pile Wave Analysis Program)방법이다.

CAPWAP은 Rausche(1970)에 의해 개발된 프로그램으로 항타분석기에서 얻은 힘과 속도를 이용하여 시행착오법으로 두 파형을 일치시켜 경계조건을 결정한다.

CAPWAP 해석에서는 말뚝항타시 항타분석기로 측정된 힘과 가속도를 이용한다. CAPWAP 방법은 파동방정식에 의한 해석시 말뚝을 여러 개의 질량점과 스프링으로 나누는 것과 유사한 동적해석방법을 사용하여 토질정수에 대한 적절한 가정을 한 후에 실제로 측정된 말뚝 두부의 가속도를 경계값으로 사용하여 말뚝의 변위를 산정한다. 출력결과는 모두 시간에 대한 함수로 말뚝요소의 변위, 지반의 저항력 및 계산된 말뚝두부의 힘 등이다. 실측된 말뚝 두부의 힘과 계산된 값은 보통 잘 일치하지 않는다. 이러한 두 값의 일치 정도는 앞에서 가정한 여러 토질정수들의 값을 변경하여 개선될 수 있다. 이와 같은 과정을 반복하여 측정된 값과 같은 계산된 말뚝 두부의 힘이 얻어지게 되며, 이때의 토질정수들의 값을 참값으로 취하게 된다. CAPWAP 해석의 결과는 정적저항력과 동적저항력의 분포상황, 즉 위치와 크기를 나타내준다.

### 3. 현장시험

#### 3.1 시험방법 및 내용

본 연구는 국내지역에서 항타시공된 강관말뚝의 정재하시험 및 동재하시험의 자료를 바탕으로하여 지지력을 분석하기 위한 것이다. 동재하시험이 실시된 A, B 현장에서는 preboring공법으로 시공된 직경 508mm인 강관말뚝 2본에 대하여 실시하였으며, 말뚝은 천공후 2.5ton의 드롭해머로 직타하여 설치하였다. 정재하시험이 실시된 C, D 현장에서는 마찬가지로 preboring공법으로 시공된 강관말뚝( $\phi$  508×12t) 1본에 대하여 주변의 인발말뚝을 이용하여 유압잭으로 하중을 가하여 시험을 실시하였다.

정재하시험은 KS F 2445 및 ASTM D 1143의 규정의 의거하여 계획시험 최대 하중은 주변말뚝의 반력을 이용한 재하방법을 이용한 시험으로 실시한 바, 영구사용 말뚝으로 시험을 진행해야 하는 여건 및 현장 설계하중을 감안하여 200%를 시험하는 것으로 하였다. 사용장비는 300ton의 유압식잭과 5ton의 크레인, load frame(300×300 : 5m), 재하대(300×150 : 5m)를 사용하였다. 총 시험하중은 8단계 즉, 설계하중의 25%, 50%, 75%, 100%, 125%, 150%, 175% 및 200%로 나누어 재하하였다.

동재하시험은 ASTM D 4945에 의거하여 미국 PDI사의 Model-PAK인 Pile Driving Analyzer(P.D.A)를 이용하여 분석하였다. 본 시험에 사용한 P.D.A는 각 단계의 항타마다 지지력, 주변마찰력 및 선단지지력, 최대압축응력과 힘, 속도, 변위 등이 PDAPLOT 프로그램으로 분석되어진다. PDAPLOT는 항타시 측정된 항타에너지, 타격력, 항타응력, 말뚝의 침하량 등을 말뚝의 관입길이 또는 타격수에 따라 그래프로 도시되는 프로그램의 일종이다.

표 3.1 파일재하시험의 요약(dynamic & static)

Region	Pile type	No. of test pile	Depth of penetration	Method of test	Remark
A	STK 400	A2 - 67	12.4(M)	Dynamic	Driven pile Drop-2.5 ton Hammer
B	STK 400	A2 - 72	12.0(M)	Dynamic	
C	STK 400	A1 - 47	7.3(M)	Static	
D	STK400	A1 - 66	10.8(M)	Static	

표 3.2 STK 400 말뚝의 특성

Pile type	STK 400
Pile diameter(mm)	508
Pile thickness(mm)	12
Unit weight(kg/m)	147
Pile end bearing area( $\text{cm}^2$ )	2027
Pile cross-sectional area( $\text{cm}^2$ )	187
Coefficient of cross-section( $\text{cm}^3$ )	226×10

## 3.2 항타지반의 특성

### 3.2.1 A현장

토질조사를 위한 시추보링결과 본 지역의 지반은 상부로부터 전답토, 붕적토, 풍화토, 풍화암, 경암층의 지층구조로 형성되어 있다. 붕적토층은 지표로부터 약 2.5m까지 분포되어 있으며, N치는 약 20 정도로 보이고 있다. 붕적토층 아래의 풍화토층은 평균 2.5~13.0m의 심도까지 존재하고 있으며, N치의 분포는 47~50 정도를 나타낸다. 풍화토층 아래에는 풍화암층과 경암층이 존재한다. 시추당시 지하수위는 2.2m에 위치하는 것으로 나타났으며, A현장의 대표적인 시추주상도는 그림 3.1에 나타내었다.

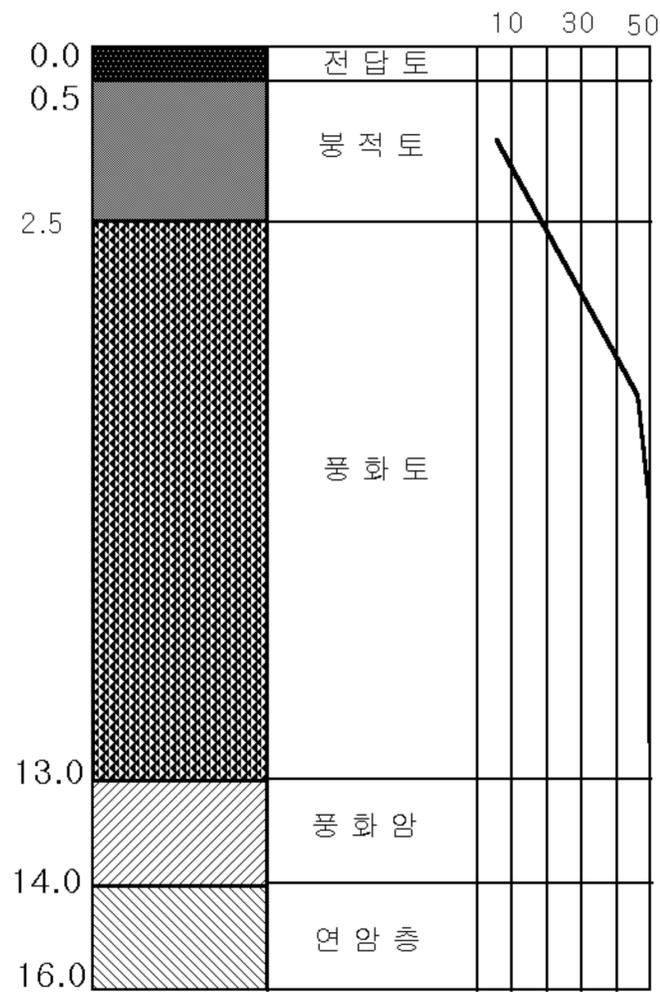


그림 3.1 A지역의 토질주상도

### 3.2.2 B현장

시추보링결과 B현장의 지층은 상부로부터 전답토, 붕적토, 풍화토, 풍화암, 경암층 순으로 분포하고 있다. 붕적토층은 지표로부터 평균 3.3m에 위치하고 있으며, 평균 N치는 약 13 정도를 나타내고 있다. 붕적토 하부에는 평균 N치가 약 39 정도인 풍화토층이 지표로부터 약 8.7m에 위치하고 있다. 풍화토층 하부에는 N치가 50 이상인 풍화암층과 경암층이 분포하고 있다. 풍화암층은 지표로부터 약 8.7~10.8m에 위치하고 있으며, 경암층은 지표로부터 약 10.8~12.9m에 위치하고 있다. 시추당시의 지하수위는 약 1.8m에 위치하고 있다. 그림 3.2는 B현장의 시추주상도를 나타낸 것이다.

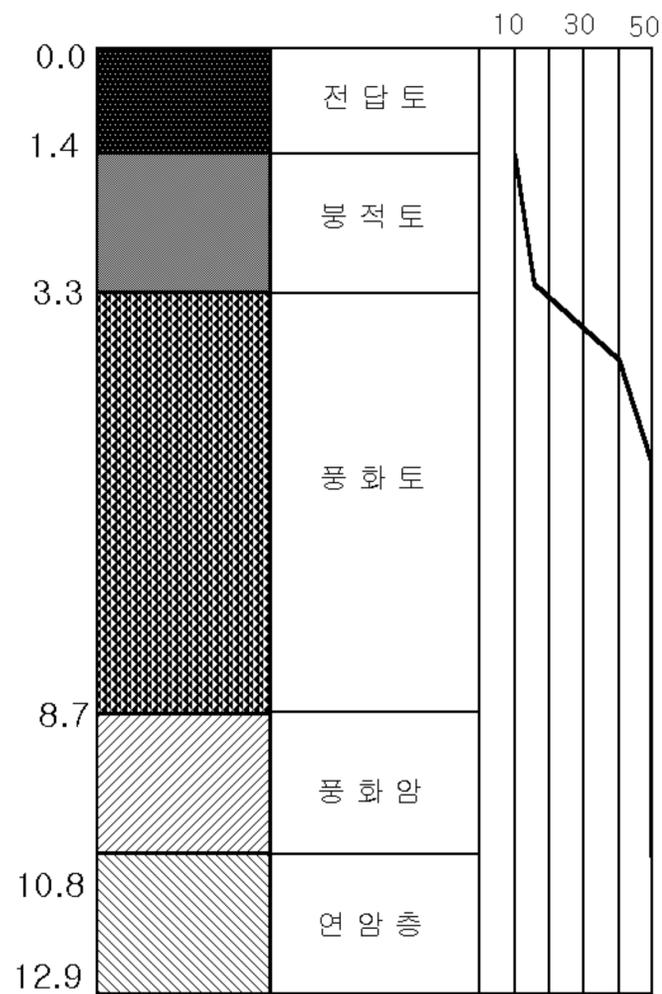


그림 3.2 B지역의 토질주상도

### 3.2.3 C현장

본 지역에 대한 시추조사결과 지층은 상부로부터 전답토, 붕적토, 풍화토, 풍화암, 연암층으로 분포하고 있다. 붕적토층은 지표로부터 1.8~3.2m에 위치하고 있으며, 평균 N치는 약 17 정도로 나타나고 있다. 붕적토층 하부에는 평균 N치가 약 34 정도인 풍화토층이 분포하고 있으며 지표로부터 약 3.2~10.0m에 위치하고 있다. 풍화토층 하부에는 평균 N치가 50이상은 풍화암층과 연암층으로 구성되어 있으며 심도는 약 10.0~20.0m에 위치하고 있다. 지하수위는 지표로부터 약 2.7m에 위치하고 있다. 그림 3.3은 C현장에 대한 시추주상도를 나타낸 것이다.

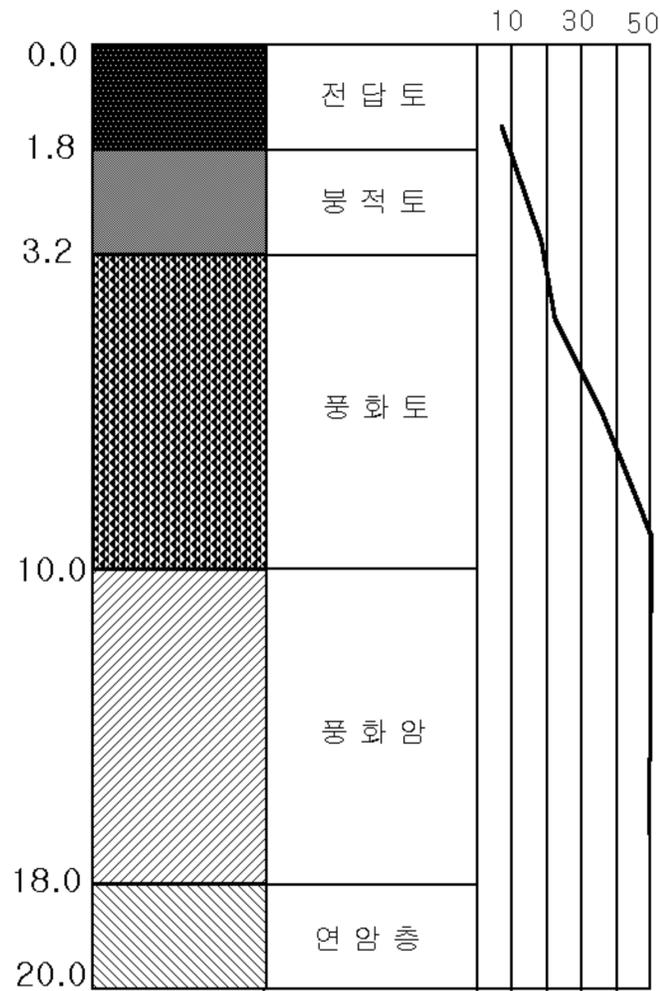


그림 3.3 C지역의 토질주상도

### 3.3 재하시험결과

#### 3.3.1 정재하시험

정재하시험에 대한 시험결과는 본 연구에서 수행된 C, D 현장에 대한 자료를 바탕으로 분석하였다. 정재하시험에 대한 항복하중의 결정은  $P-S$  곡선법,  $\log P-\log S$  곡선법,  $S-\log(t)$  분석법,  $P-dS/d(\log t)$  곡선법, Davisson 분석법 등으로 항복하중을 구하여 분석하였다. 표준재하시험 방법을 이용한 정재하시험 결과를 분석하면, 타입말뚝의 특성인 전반성파괴양상의 곡선형태를 보이고 있으며, 비교적 항복점이 명확하게 나타나는 양상을 보이고 있다.

침하량은 극한값을 넘지 않는 것으로 나타났으며 하중의 증가 없이도 침하량은 무한히 증가하는 현상이 나타나지 않았고, 전침하량은 말뚝직경의 10%를 넘지 않는 것으로 나타났다.  $S-\log(t)$  곡선을 분석한 결과, 하중초기에는 시간이 경과함에 따라 침하량이 거의 일정하게 유지하고 있으나, 하중이 증가함에 따라 시간경과에 따른 진행성 침하가 나타남을 알 수 있다.

그림 3.4~그림 3.8 및 표 3.1~표 3.2는 정재하시험 자료를 바탕으로 항복하중을 결정하기 위하여 시험결과를 하중-침하량 곡선으로 도시하고 요약정리한 것이다. 그림 3.9는 현장 정재하시험 전경을 나타낸 것이다.

표 3.3 정재하시험 결과에 의한 항복하중(C 지역)

Test No	Pile type	Depth (m)	Yield load(ton)				
			$P-S$	$\log t-\log s$	$S-\log(t)$	$ds/d(\log t)$	Davisson
A1-47	STK400	7.30	225.54	225.54	225.54	225.54	242.40

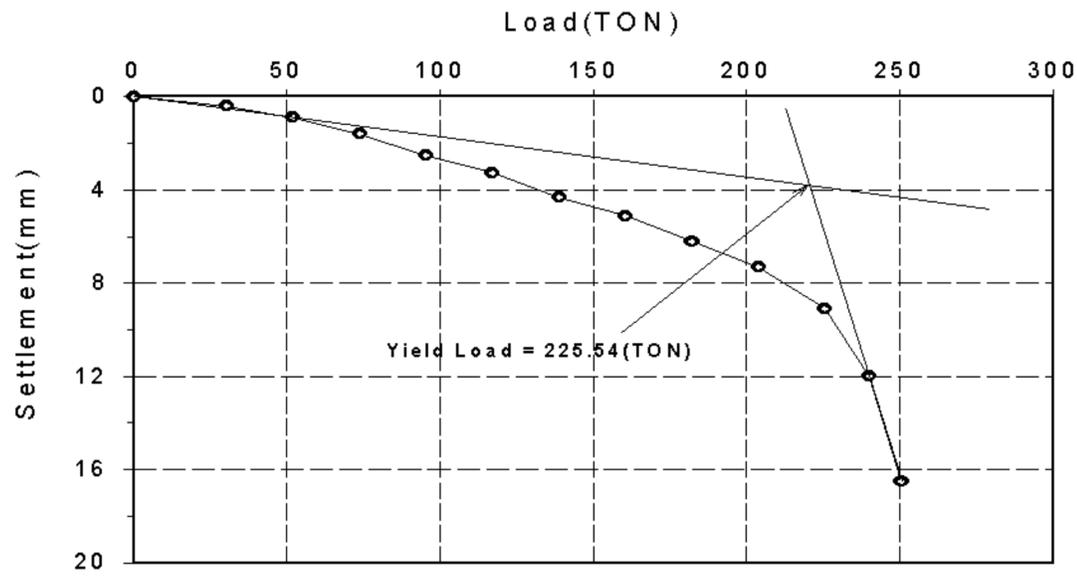


그림 3.4  $P-S$  곡선방법에 의한 항복하중의 결정

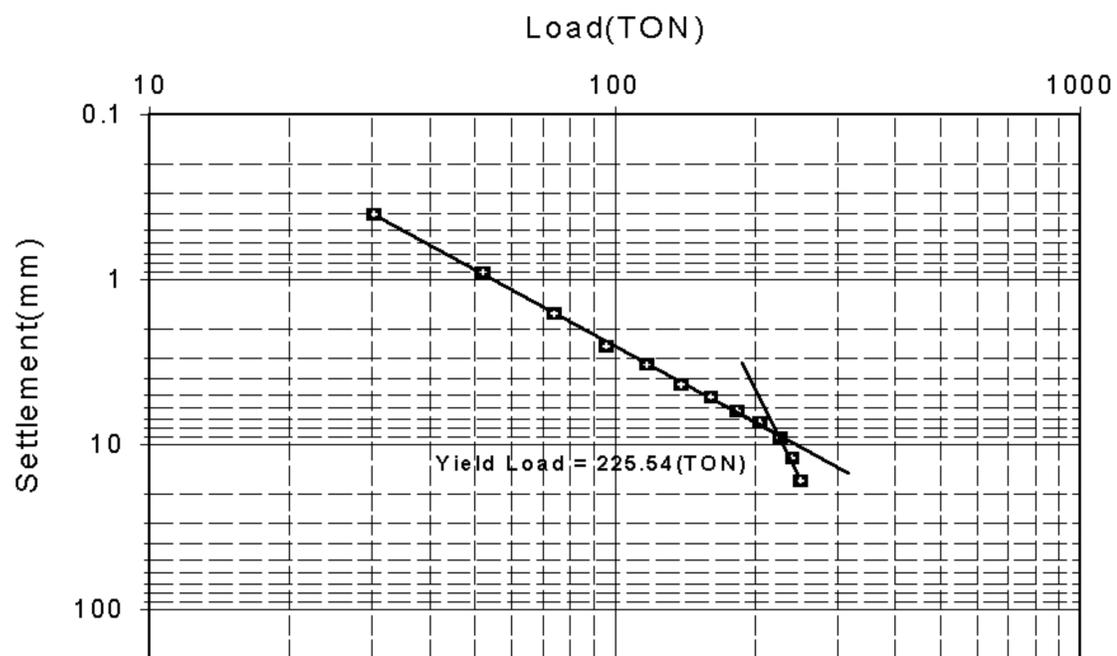


그림 3.5  $\log P-\log S$  곡선방법에 의한 항복하중의 결정

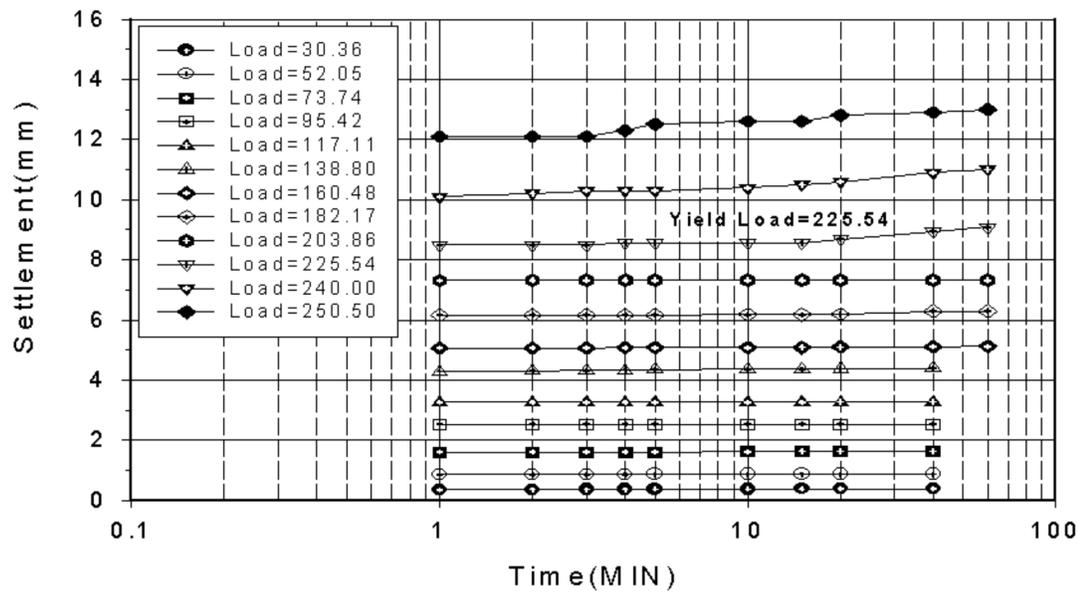


그림 3.6 S-Log(t) 곡선방법의 의한 항복하중의 결정

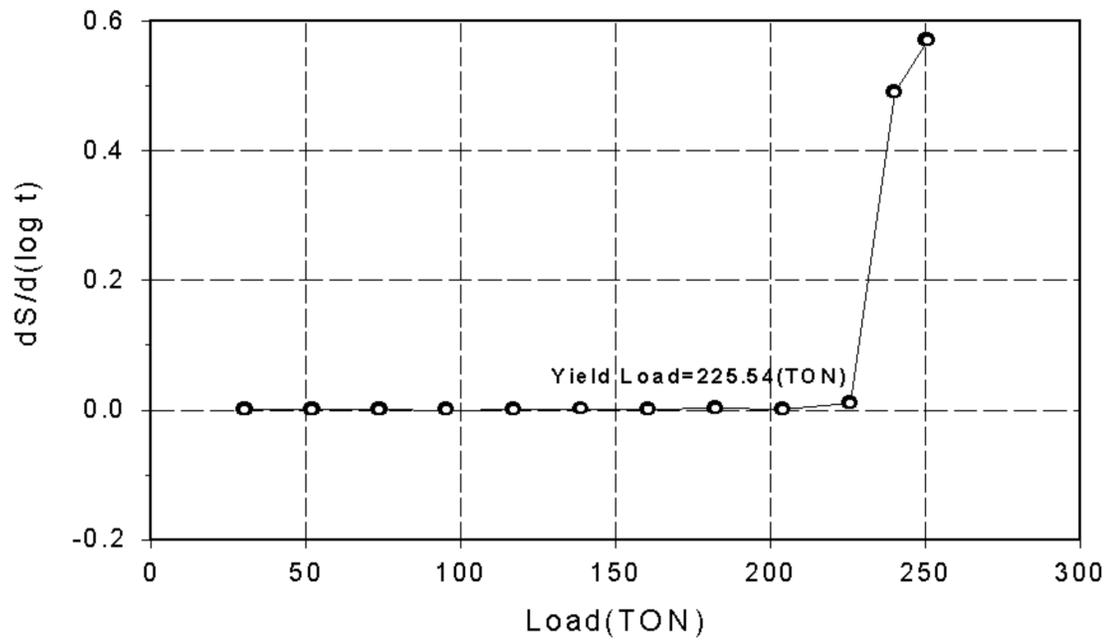


그림 3.7 P-ds/d(log t) 곡선방법에 의한 항복하중의 결정

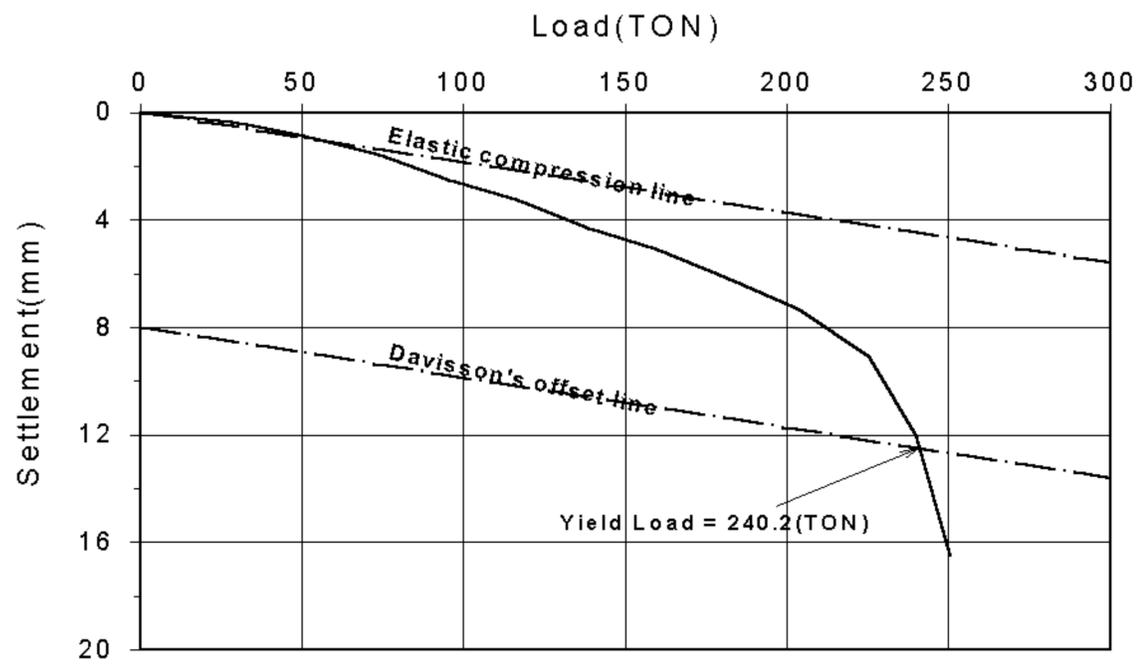


그림 3.8 Davisson방법에 의한 항복하중의 결정



그림 3.9 정재하시험 전경

표 3.4 정재하시험에 의한 항복하중의 결과(D 지역)

Test No.	Pile type	Depth (m)	Yield load(ton)				
			<i>P-S</i>	$\log t - \log s$	$S - \log(t)$	$ds/d(\log t)$	Davisson
A1-66	STK400	10.8	220.17	220.17	225.30	225.30	200.00

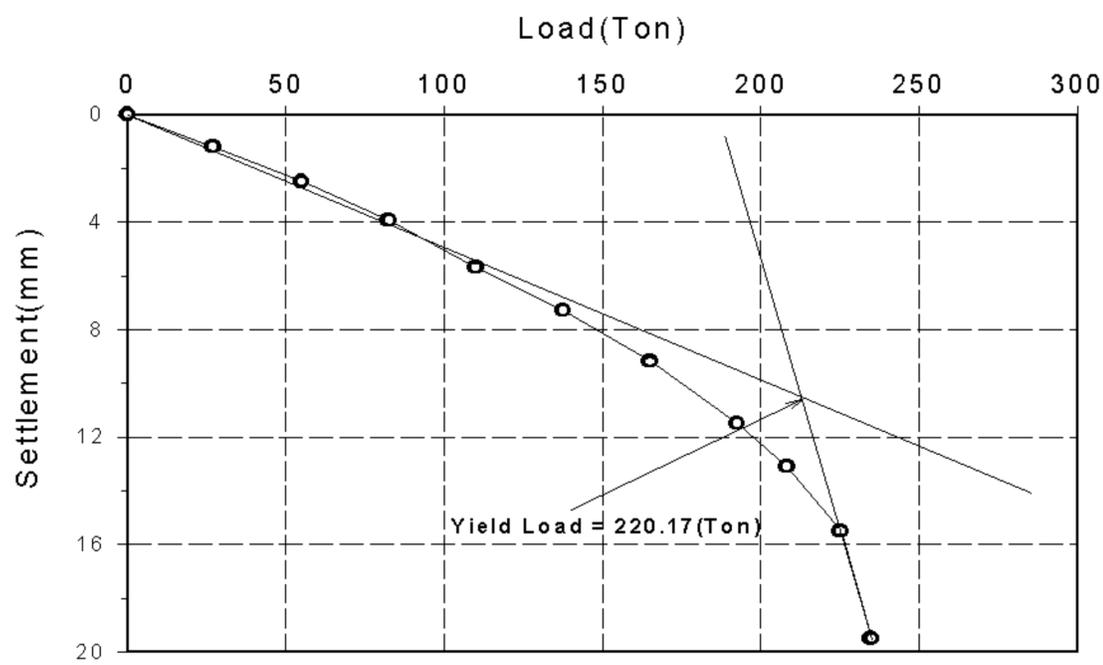


그림 3.10 *P-S* 곡선방법에 의한 항복하중의 결정

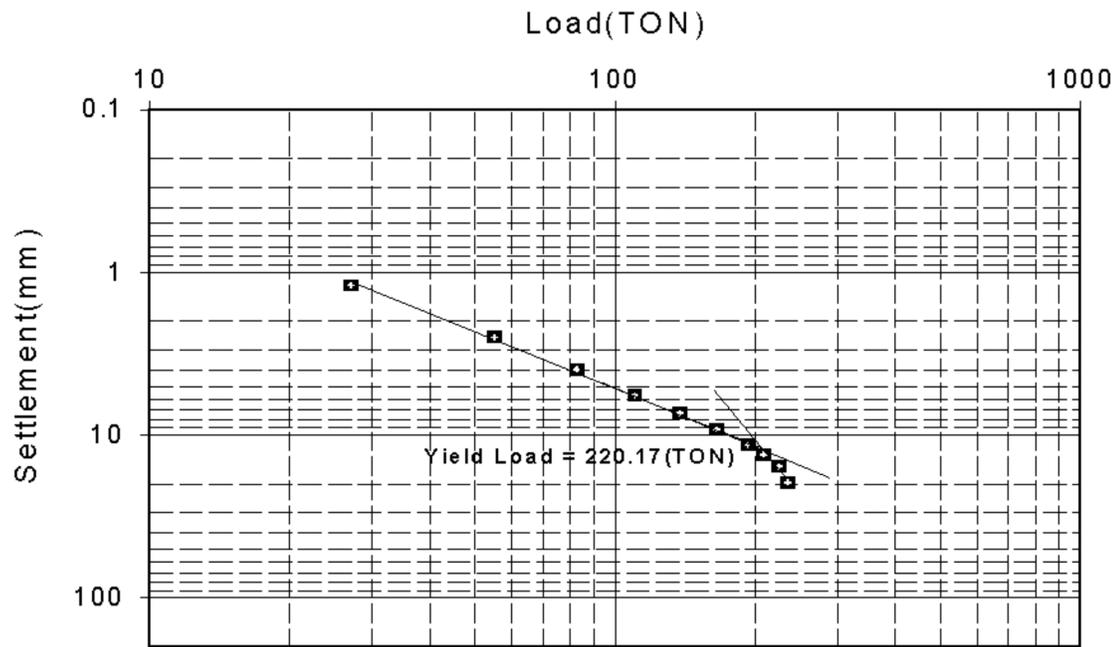


그림 3.11 log P - log S 곡선방법에 의한 항복하중의 결정

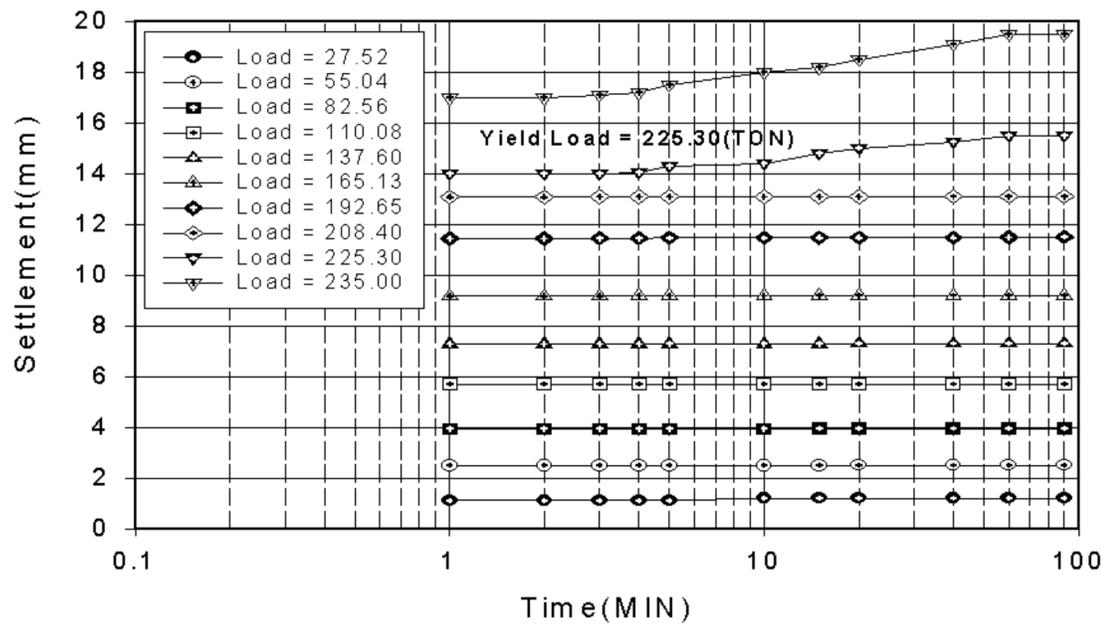


그림 3.12 S-Log(t) 곡선방법에 의한 항복하중의 결정

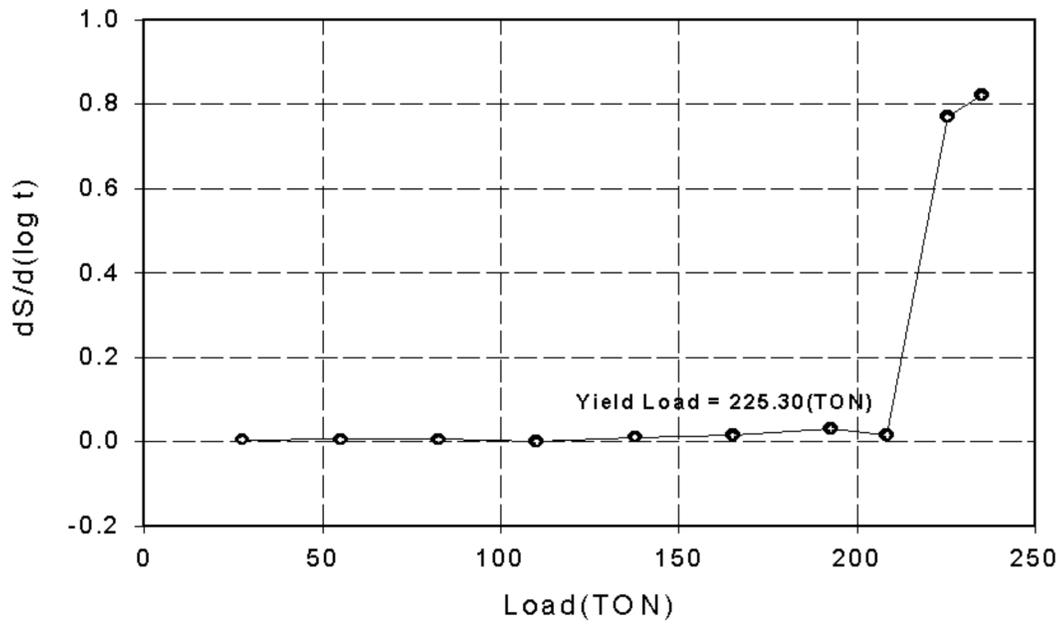


그림 3.13  $P-ds/d(\log t)$  곡선방법에 의한 항복하중의 결정

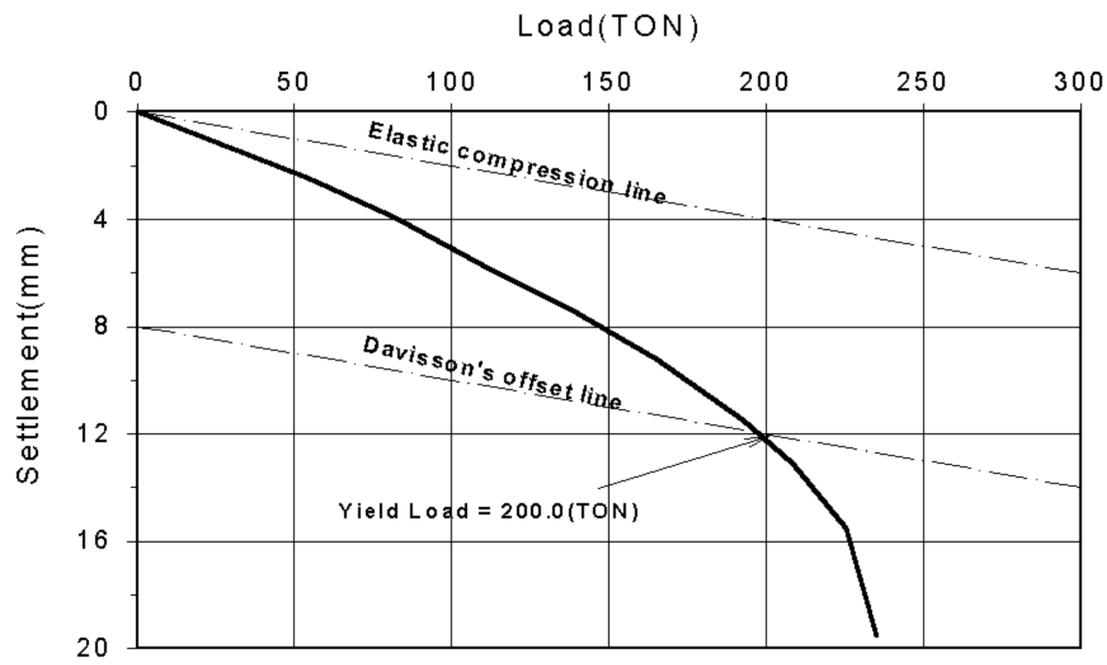


그림 3.14 Davisson방법에 의한 항복하중의 결정

### 3.3.2 동재하시험

동재하시험에 대한 결과는 본 연구에서 수행한 A, B현장에 대한 자료를 바탕으로 분석하였다. 동재하시험에 의한 지지력 결정은 CAPWAP 방법에 의한 하중-침하량 곡선을 구한 후 여기에 Davisson 판정법을 적용하여 항복하중을 결정하였다. 그림 3.15~그림 3.18은 A, B지역에서 수행한 시험결과를 도시한 것이고, 그림 3.19은 동재하시험에 대한 전경을 나타낸 것이다. 표 3.5은 동재하시험에 대한 결과치를 분석하여 정리한 것이다.

표 3.5 동재하시험에 의한 항복하중의 결과(A, B 지역)

Test No		Depth (m)	CAPWAP analysis & Davisson method (ton)			
			End bearing capacity	Shaft friction capacity	Total bearing capacity	Yield load
PDA-1	H=2.0m	12.0	224.8	80.2	305.0	305.0
	H=3.0m		243.6	73.1	316.7	305.7
PDA-2	H=2.0m	12.4	159.5	60.6	220.1	220.1
	H=3.0m		189.7	58.0	247.7	247.7

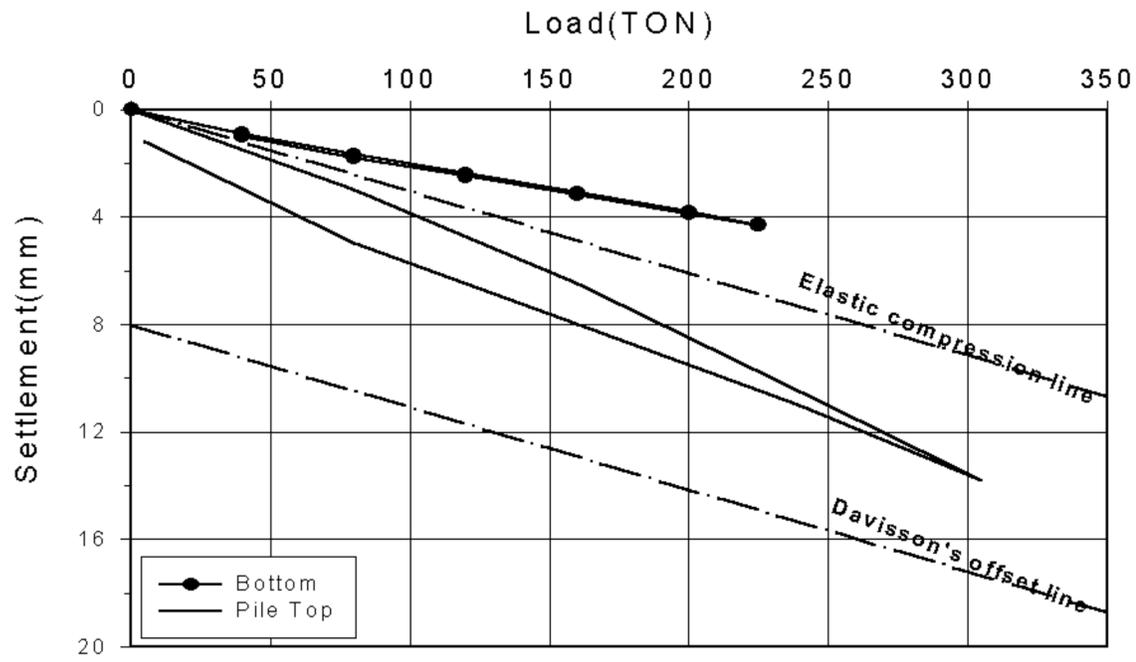


그림 3.15 항복하중의 결정 : PDA-1(H=2m)

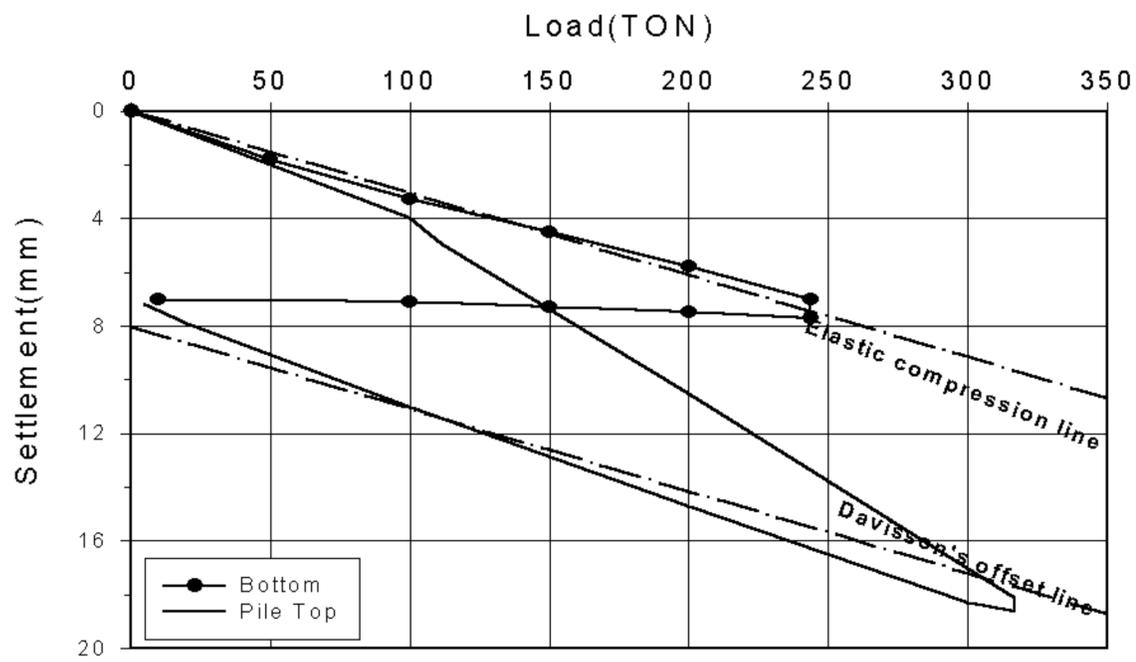


그림 3.16 항복하중의 결정 : PDA-1(H=3m)

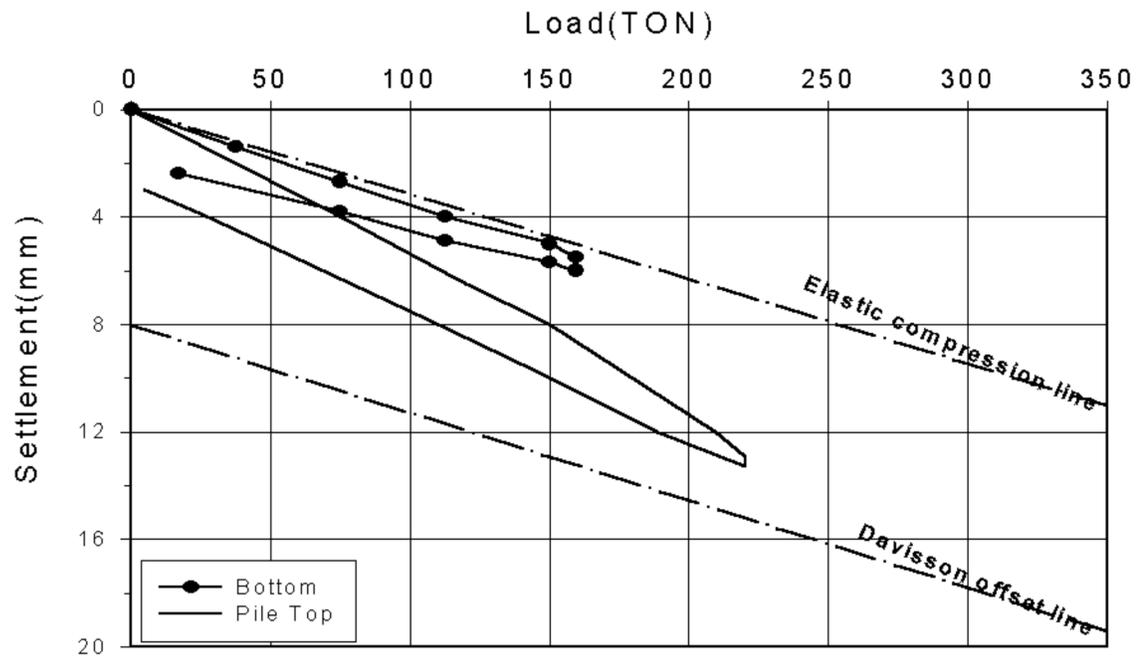


그림 3.17 항복하중의 결정 : PDA-2(H=2m)

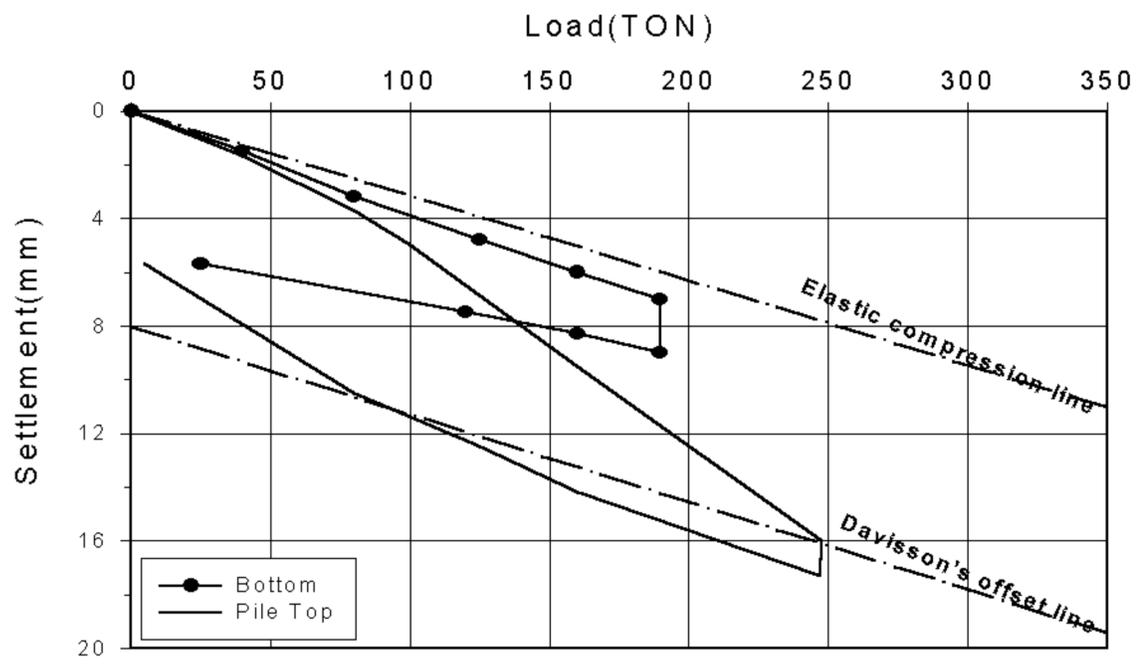


그림 3.18 항복하중의 결정 : PDA-2(H=3m)



그림 3.19 동재하시험 전경

## 4. 결과분석 및 고찰

본 연구에서는 암반까지 선굴착후 향타공법으로 시공된 강관말뚝에 대하여 정재하시험 및 동재하시험을 실시하였다. 정재하시험 결과에 대하여는  $P-S$  곡선법,  $\log P-\log S$  곡선법,  $S-\log(t)$  분석법,  $P-dS/d(\log t)$  곡선법, Davisson 분석법으로 항복하중을 결정한 다음, 여기에 안전율 2를 적용하여 허용지지력을 구하였다. 허용지지력은 동역학적 지지력공식(Meyerhof, 수정 Meyerhor 공식)으로 비교·분석하여 지지력공식과 현장시험결과의 상관도를 평가하였다.

동재하시험에 대한 지지력분석은 시험결과에 대하여 하중-침하량 곡선에 Davisson 분석법을 적용하여 구하였으며, 여기에 안전율 2를 적용하여 허용지지력을 구하고, 동역학적 지지력 공식(Hiley 공식, ENR 공식, Danish 공식)으로 비교·분석하여 동역학적 지지력공식의 상관도를 평가하였다. Davisson의 판정기준은 말뚝재료의 탄성압축량( $PL/EA$ )에서 일정한 값( $3.81+D/120$  mm)의 추가침하량을 발생시키는 하중을 기준하중으로 하고 그 값에 2의 안전율을 적용하여 허용하중을 결정하는 방법으로 말뚝의 전침하량, 말뚝길이, 직경 및 말뚝의 재질 특성을 종합적으로 고려하고 있어 말뚝의 허용하중을 합리적으로 산정할 수 있는 방안으로 인식되어 있다.

### 4.1 시험결과 분석

#### 4.1.1 정재하시험

정재하시험에 대한 시험결과는 본 연구에서 수행된 C, D 현장에 대한 자료를 바탕으로 분석하였다. 정재하시험에 대한 항복하중의 결정은  $P-S$  곡선법,  $\log P-\log S$  곡선법,  $S-\log(t)$  분석법,  $P-dS/d(\log t)$  곡선법, Davisson 분석법 등으로 항복하중을 구하여 분석하였다. 표준재하시험 방법을 이용한 정재하시험 결과를

분석하면, 타입말뚝의 특성인 전반성파괴양상의 곡선형태를 보이고 있으며, 비교적 항복점이 명확하게 나타나는 양상을 보이고 있다.

침하량은 극한값을 넘지 않는 것으로 나타났으며 하중의 증가 없이도 침하량은 무한히 증가하는 현상을 나타나지 않았고, 전침하량은 말뚝직경의 10%를 넘지 않는 것으로 나타났다.  $S\text{-Log}(t)$  곡선을 분석한 결과, 하중초기에는 시간이 경과함에 따라 침하량이 거의 일정하게 유지하고 있으나, 하중이 증가함에 따라 시간경과에 따른 진행성 침하가 나타남을 알 수 있다.

#### 4.1.2 동재하시험

동재하시험결과 항타말뚝의 지지력을 선단지지력과 주변마찰력으로 나타내면 PDA-1(H=2.0M)인 경우에 선단지지력은 224.8 ton으로 주변마찰력 80.2 ton에 비하여 180%정도 크게 평가되었으며, PDA-1(H=3.0M)인 경우에 선단지지력은 243.6 ton으로 주변마찰력 73.1 ton에 비하여 233% 크게 평가되었다. PDA-2(H=2.0M)인 경우에 선단지지력은 159.5 ton으로 주변마찰력 60.6 ton에 비하여 163% 크게 평가되었으며, PDA-2(H=3M)인 경우에 선단지지력은 189.7 ton으로 주변마찰력 58.0 ton에 비하여 227% 크게 평가되었다. 즉, 드롭해머의 낙하고가 클수록 극한 지지력은 주변마찰력보다 선단지지력에 더 크게 의존함을 알 수 있다. 낮은 항타고에서는 타격에너지가 선단부까지 완전하게 전달하기 못하고 주변마찰력으로 소산됨에 기인한다고 판단된다. 그러나, 말뚝시공후 말뚝 주변 흙의 강도변화로 인해 대부분의 경우 시간경과에 따라 말뚝의 지지력이 증가하는 set-up 현상이 발생하게 된다. 시간경과에 따른 말뚝지지력의 증가는 지반의 입자와 입자 사이의 이동과 재배치에 의한 aging 효과에 의해 발생하며 과잉간극수압의 소산으로 인하여 선단지지력보다 주변마찰력 증가에 크게 의존하는 경향이 있다. 그림 4.1은 강관말뚝 항타시 선단지지력과 주변마찰력의 관계를 도시한 것이다.

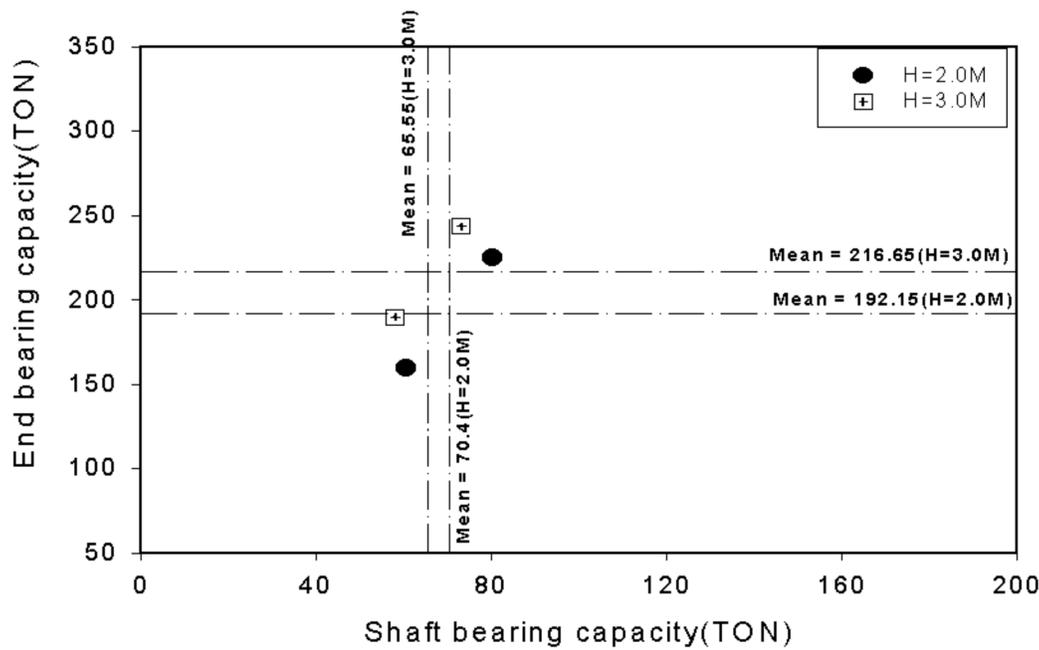


그림 4.1 동재하시험에 의한 선단지지력과 주변마찰력의 분포

## 4.2 제안된 지지력공식과 비교 · 분석

### 4.2.1 정역학적 지지력 공식의 상관도

정재하시험 및 동재하시험에 의한 결과와 비교 · 분석하기 위하여 일반적으로 알려진 정역학적 지지력 공식 중 Meyerhof 공식, 수정 Meyerhof 공식을 사용하였다. 이러한 정역학적 지지력 공식은 표준관입시험 결과 N치에 의하여 표시되어진다. 그림 4.2~4.3은 정역학적 지지력공식의 신뢰도를 평가하기 위하여 제안된 공식으로 계산된 지지력과 정재하시험과 동재하시험의 결과로서 측정된 지지력을 비교하여 도시한 것이다. 표 4.1은 정역학적 지지력공식으로 계산된 지지력과 측정값을 나타낸 것이다. Meyerhof 및 수정 Meyerhof공식에 의한 지지력은 실제 측정된 지지력을 대체적으로 과대평가하는 경향을 보이고 있음을 알 수 있다.

그림 4.4~그림 4.5는 정역학적 지지력 공식에 의한 지지력을 회귀분석을 통한

상관계수값으로 나타낸 것이다. 그림 4.4는 Meyerhof공식에 의한 지지력과 재하시험 지지력간의 회귀분석을 통한 상관계수 값을 나타내주고 있다. 회귀분석의 결과로서 기울기는 0.93, 절편은 -37.09이며 상관계수는 0.370이다. 그림 4.5는 수정 Meyerhof공식에 의한 지지력과 재하시험 지지력간의 상관계수 값을 나타내주고 있으며, 상관계수 값은 0.370이며 기울기는 0.561이고 절편은 67.24이다. 상관계수 값의 크기로 지지력 공식의 상관도를 평가할 수 있으며 Meyerhof 및 수정 Meyerhof의 지지력 공식 현장재하시험결과의 상관도는 비교적 낮은 것으로 평가되었다.

그림 4.6~그림 4.7은 강관말뚝에 대한 재하시험을 통하여 측정된 지지력과 지지력공식(Meyerhof 공식, 수정 Meyerhof 공식)에 의해 계산된 지지력비(계산에 의한 지지력/측정된 지지력)를 비교하여 나타낸 것이다. 이로부터 Meyerhof공식에 의한 지지력비는 평균 1.26, 수정 Meyerhof 공식에 의한 지지력비는 평균 1.34으로 나타났으며 측정값을 과대평가하는 것으로 나타났다.

표 4.1 재하시험결과와 정역학적 지지력공식에 의한 값의 비교 요약

Test No	Meyerhof(TON)			Modified Meyerhof(TON)			Test results (TON)	
	Q <sub>p</sub>	Q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	Q <sub>p</sub>	Q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>		
A1-47	202.58	69.87	272.45	151.94	116.44	268.38	225.54	
A1-66	202.58	103.36	305.94	151.94	172.27	324.21	200.00	
PDA-1	H=2.0	202.58	114.84	317.42	151.94	191.41	343.35	305.00
	H=3.0	202.58	114.84	317.42	151.94	191.41	343.35	316.7
PDA-2	H=2.0	202.58	118.67	321.25	151.94	197.79	349.73	220.10
	H=3.0	202.58	118.67	321.25	151.94	197.79	349.73	247.70

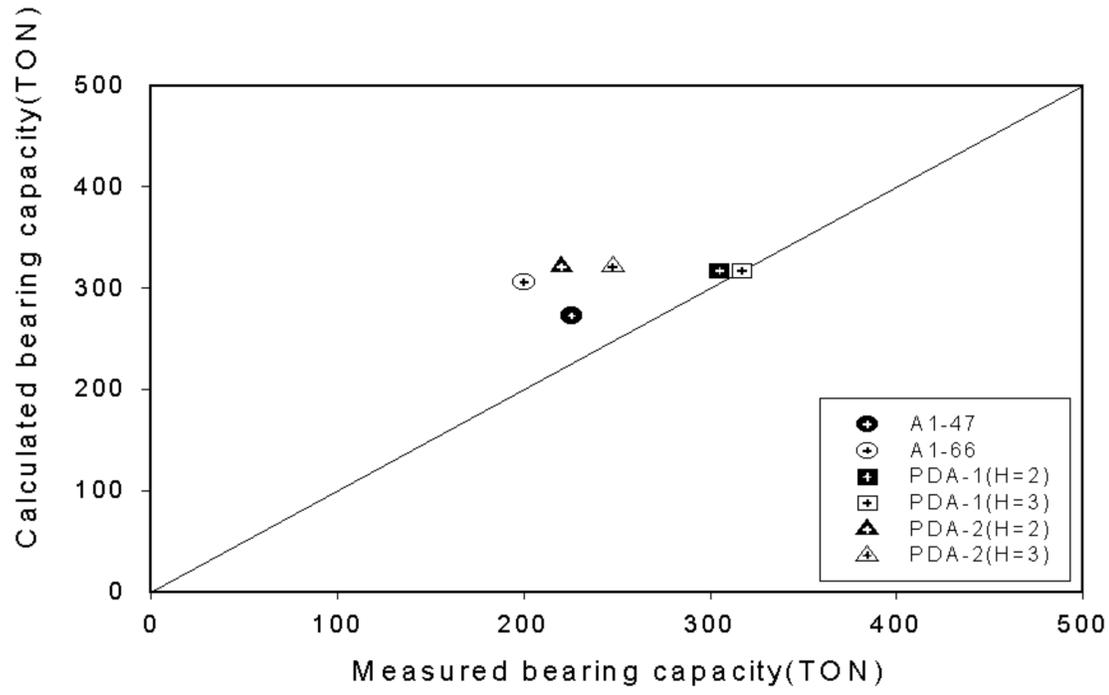


그림 4.2 측정된 지지력과 Meyerhof 이론식과 비교

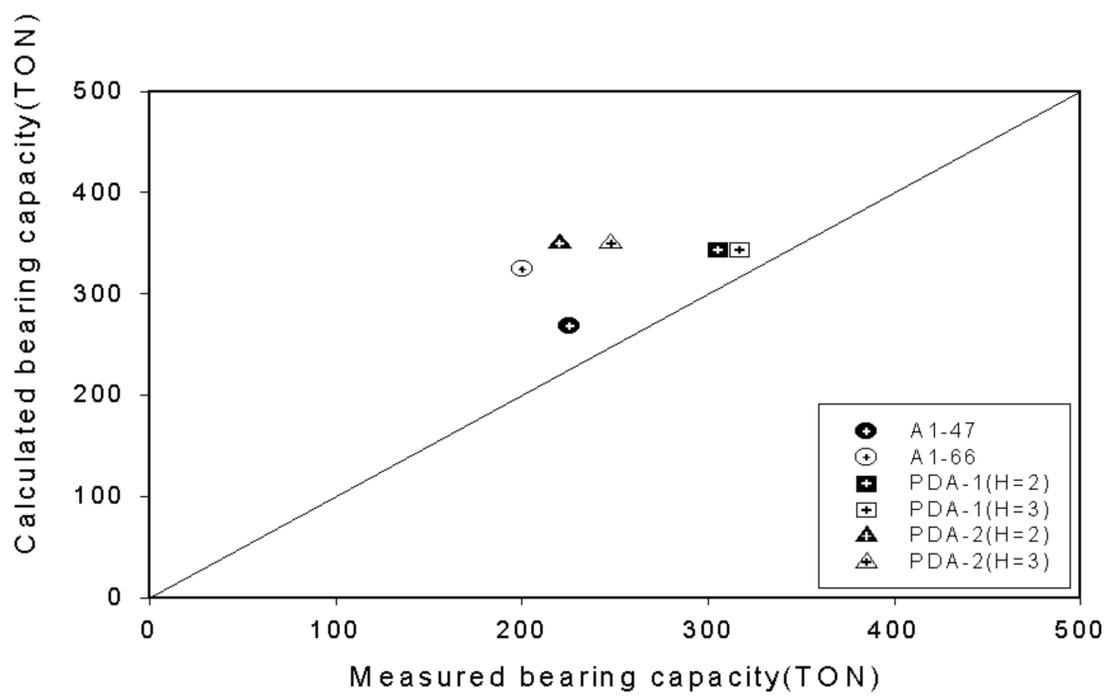


그림 4.3 측정된 지지력과 Modified Meyerhof 이론식의 비교

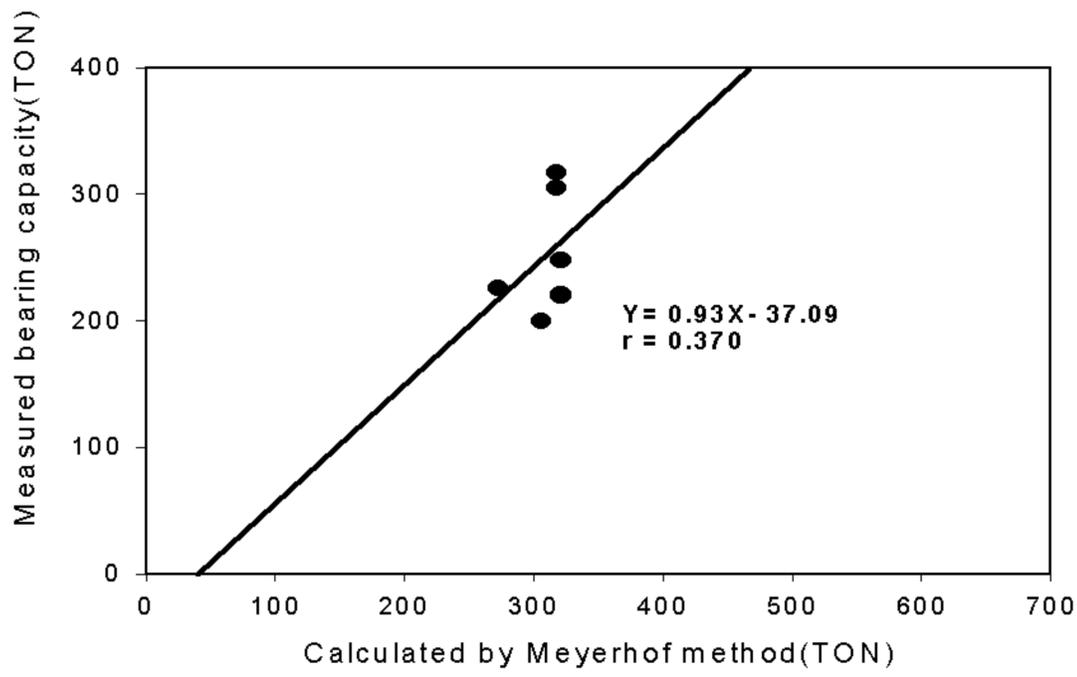


그림 4.4 Meyerhof 이론식의 상관도 평가

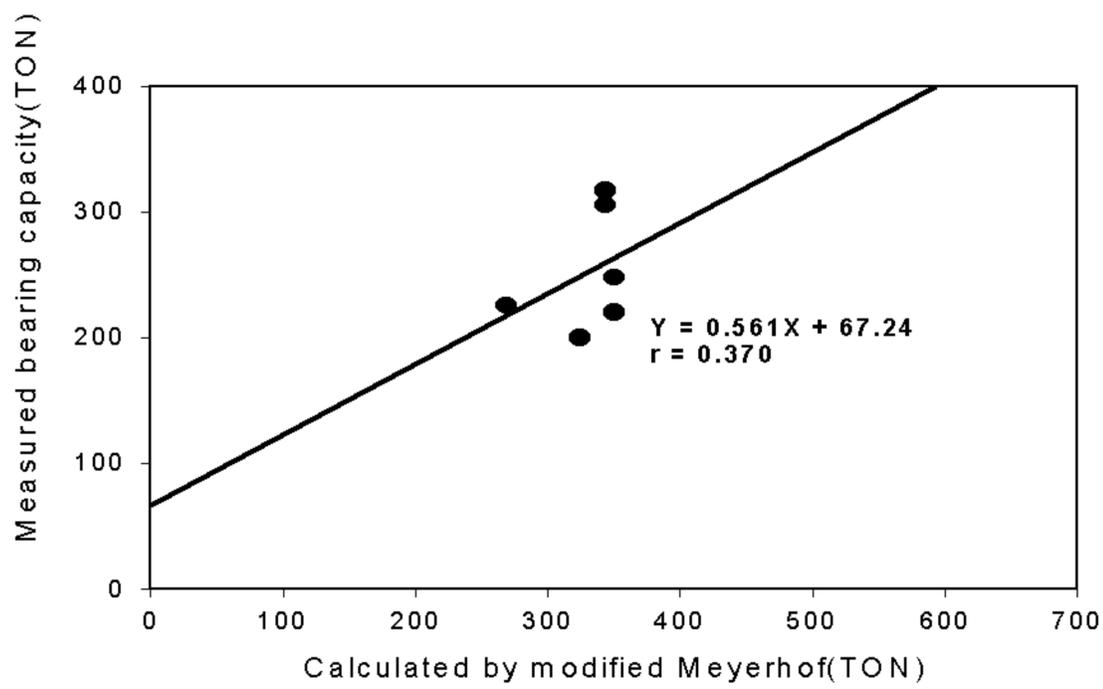


그림 4.5 Modified Meyerhof 이론식의 상관도 평가

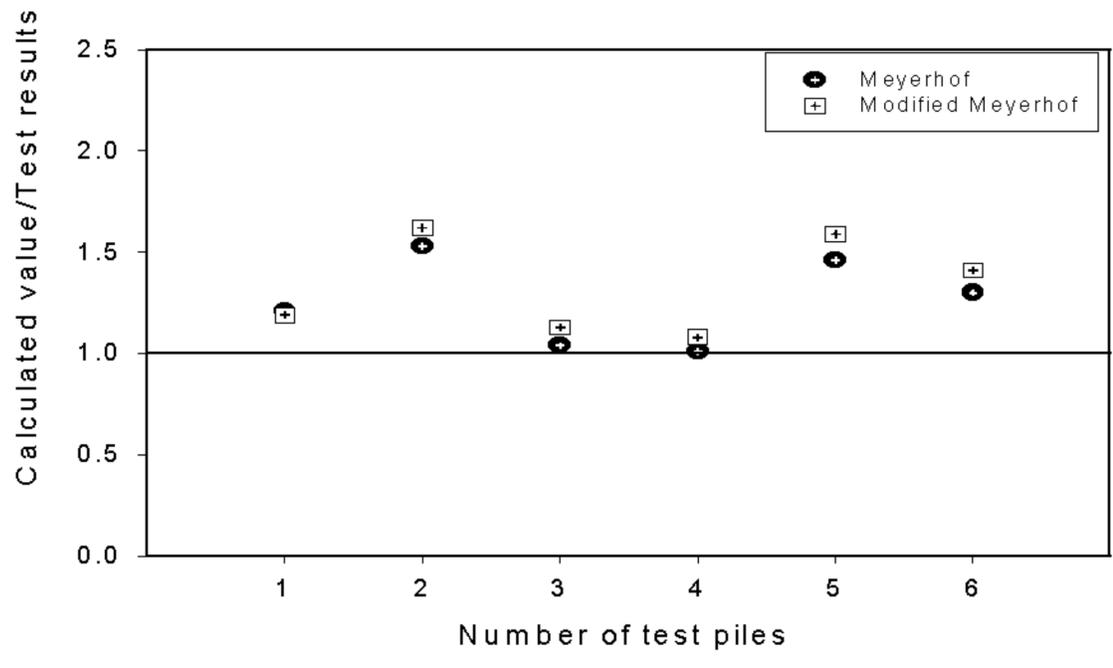


그림 4.6 지지력비의 분포(계산값/측정값)

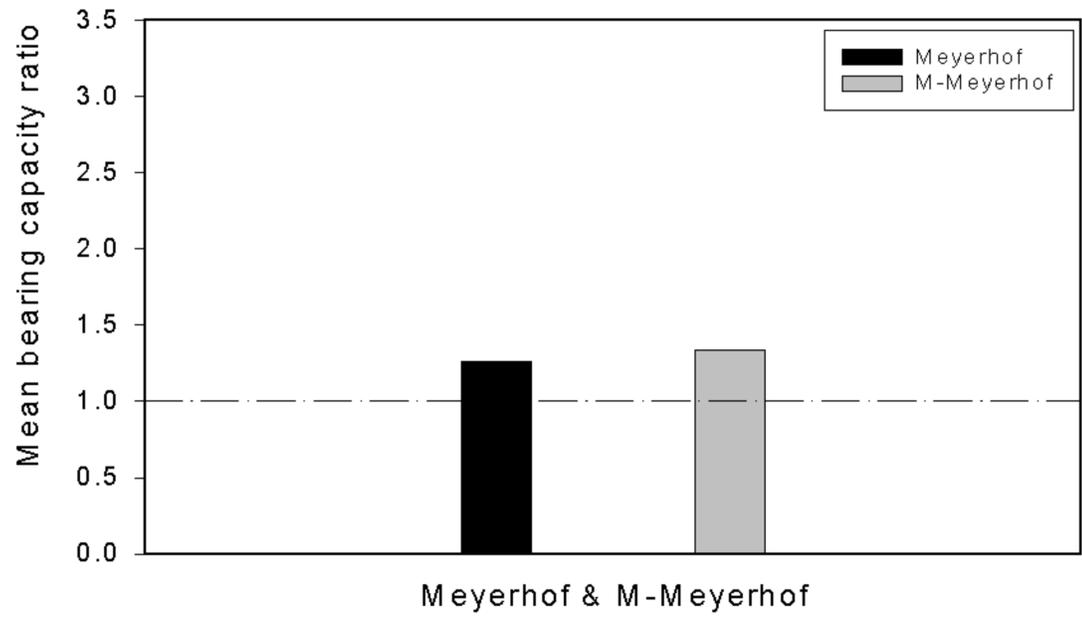


그림 4.7 지지력공식에 대한 지지력비의 비교

## 4.2.2 동역학적 지지력 공식의 상관도

표 4.2 재하시험결과와 동역학적 지지력공식에 의한 값의 비교 요약

Test No	Calculated results of dynamic formula(TON)					Test results (TON)	
	Hiley	ENR	M-ENR	Danish	Gate		
A1-47	358.80	781.25	120.99	317.46	144.55	225.54	
A1-66	252.89	744.00	114.41	325.99	170.09	200.00	
PDA-1	H=2.0	265.71	1162.79	102.76	344.83	171.41	305.00
	H=3.0	398.57	1238.30	154.14	436.05	209.94	316.70
PDA-2	H=2.0	237.45	735.29	94.11	258.06	141.16	220.10
	H=3.0	356.17	978.42	141.12	258.96	172.88	247.70

그림 4.8~그림 4.12는 제안된 동역학적 지지력공식과 측정값을 비교하기 위하여 5개의 지지력공식(Hiley공식, ENR공식, Modified ENR공식, Danish공식, Gate공식)에 의하여 계산된 지지력에 대하여 각각 도시한 것이다. 그리고, 표 4.2은 동역학적 지지력공식에 의하여 계산된 결과를 정리하여 나타낸 것이다. 그림 4.8~그림 4.12의 정성적인 분석으로부터 알 수 있듯이 Hiley공식과 Danish공식 및 ENR공식은 측정값을 과대평가하고 있으며, M-ENR공식과 Gate공식은 측정값을 과소평가하고 있음을 알 수 있다.

그림 4.13은 강관말뚝에 대하여 항타시 측정된 지지력과 지지력공식에 의하여 계산된 지지력과의 비를 비교하여 나타낸 것이다. 한편, 그림 4.14는 5개의 동역학적 지지력공식에 의하여 계산된 지지력값과 측정된 지지력의 평균지지력비(계산값/측정치)를 비교하여 도시한 것이다. Hiley공식과 Danish공식은 지지력비가 각각 1.25와 1.29로 비교적 측정값과 일치하는 경향을 보이고 있으나

ENR공식의 평균지지력비는 3.70으로 측정치를 지나치게 과대평가하고, M-ENR공식과 Gate공식의 평균지지력비는 각각 0.49와 0.68로 측정치를 과소평가하고 있다.

그림 4.15~그림 4.18은 동역학적 지지력공식에 의하여 계산된 지지력값을 1차회귀분석을 통한 상관계수값에 대하여 도시한 것이다. ENR공식과 Danish공식의 상관계수값은 각각 0.970과 0.703으로 비교적 상관도가 높게 평가되고 있지만 Hiley공식과 M-ENR공식 및 Gate공식의 상관계수는 각각 0.444, 0.420, 0.610으로 지지력공식의 상관도가 낮게 평가됨을 판단할 수 있다.

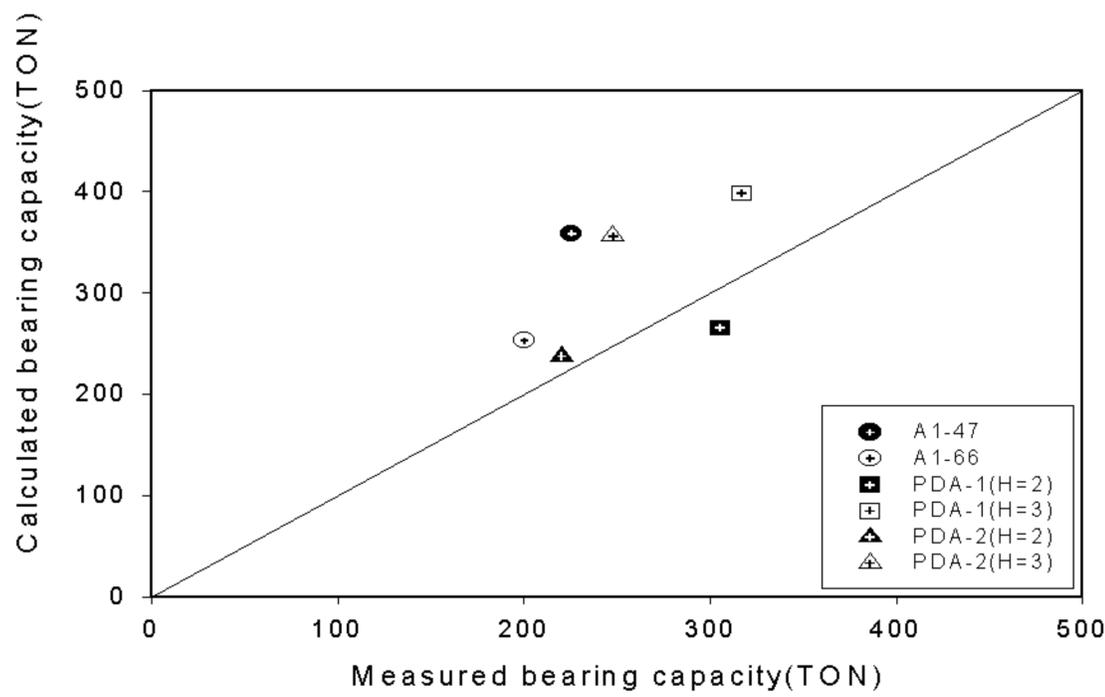


그림 4.8 측정된 지지력과 Hiley 이론식과 비교

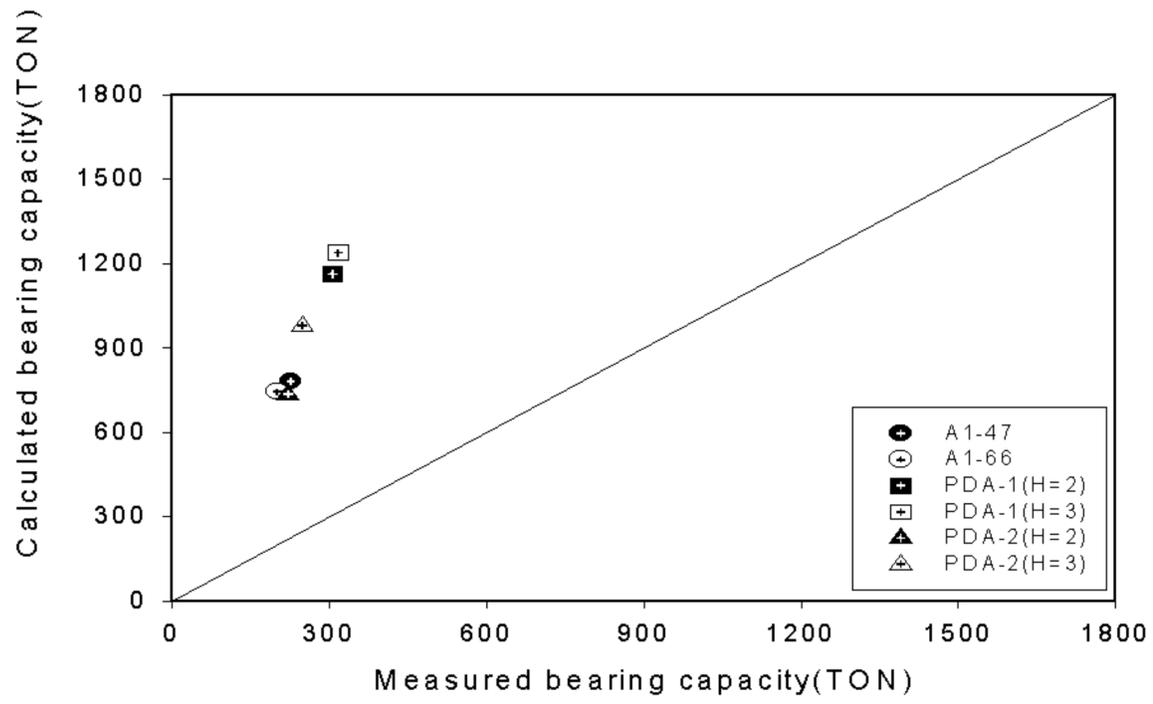


그림 4.9 측정된 지지력과 ENR 이론식과 비교

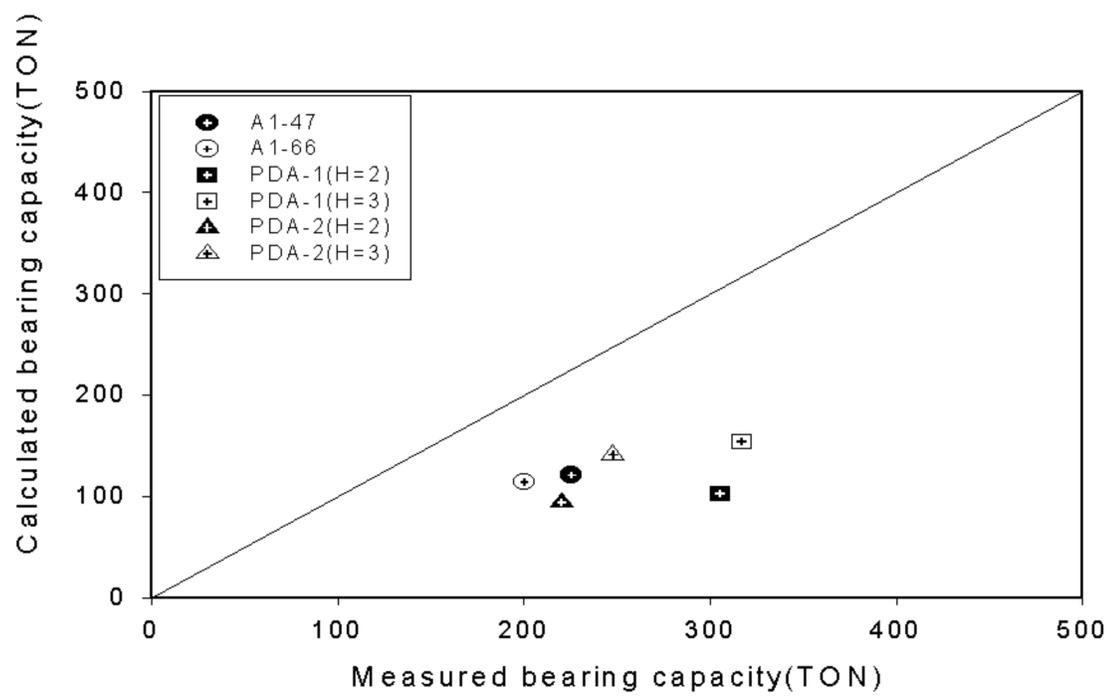


그림 4.10 측정된 지지력과 M-ENR 이론식의 비교

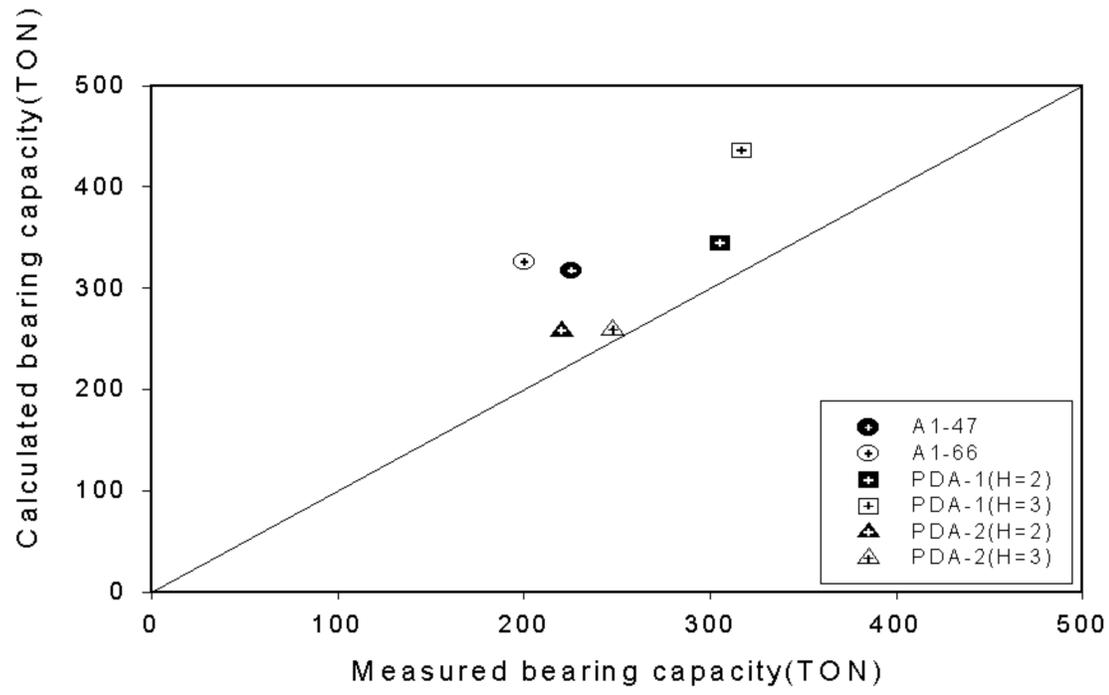


그림 4.11 측정된 지지력과 Danish 이론식의 비교

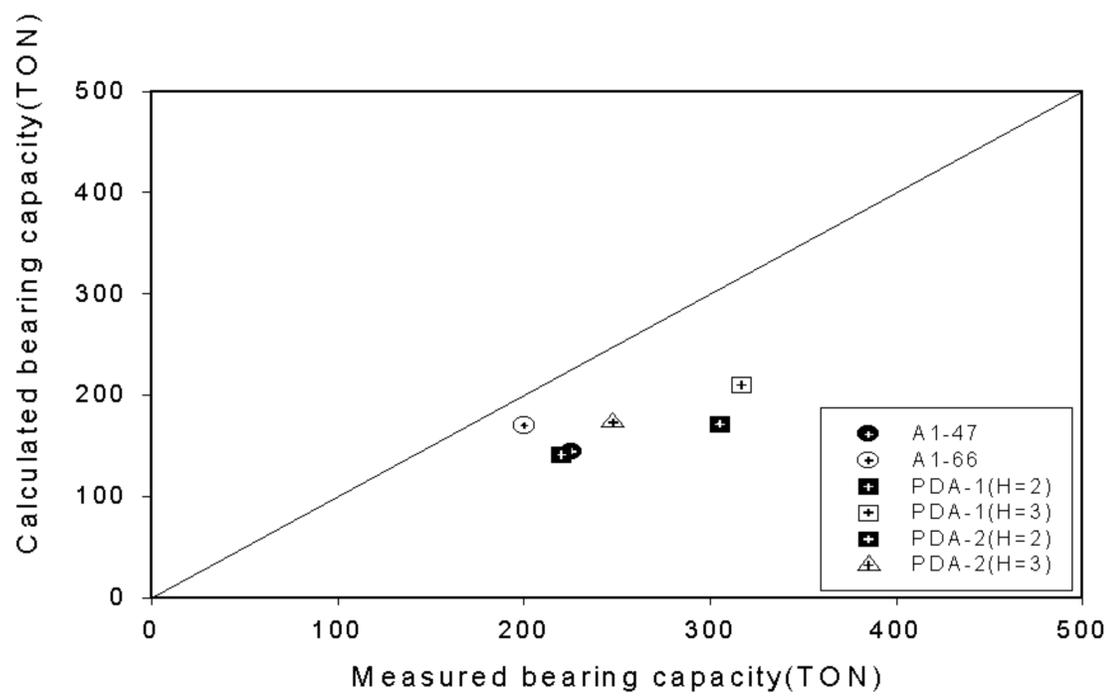


그림 4.12 측정된 이론식과 Gate 이론식의 비교

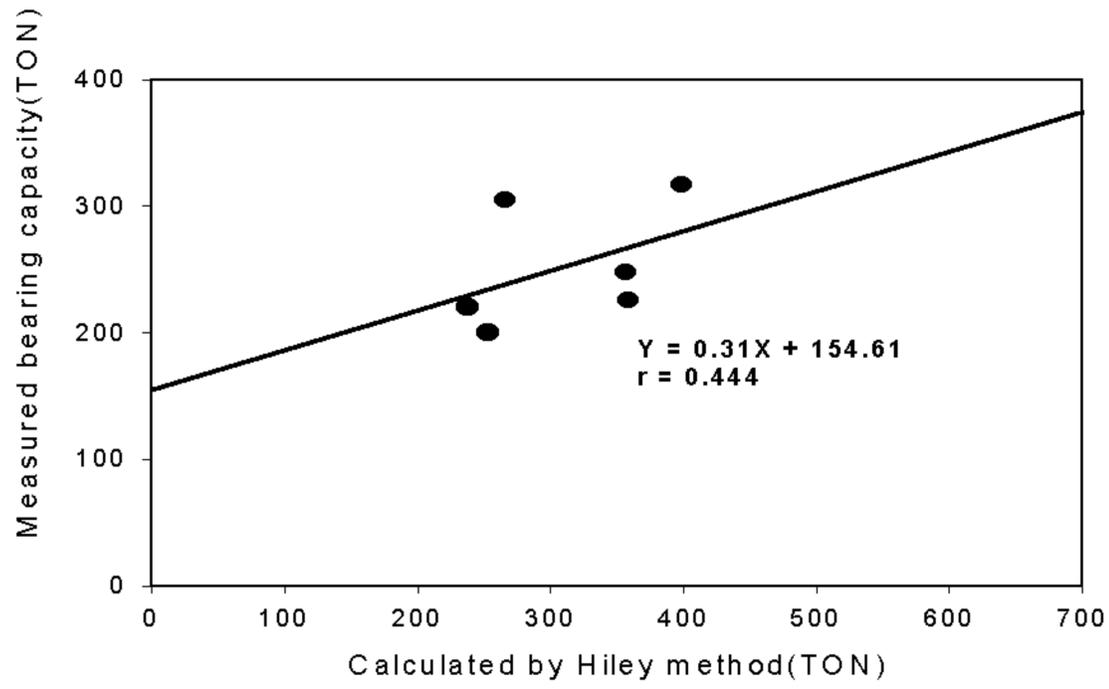


그림 4.13 Hiley 이론식의 상관도 평가

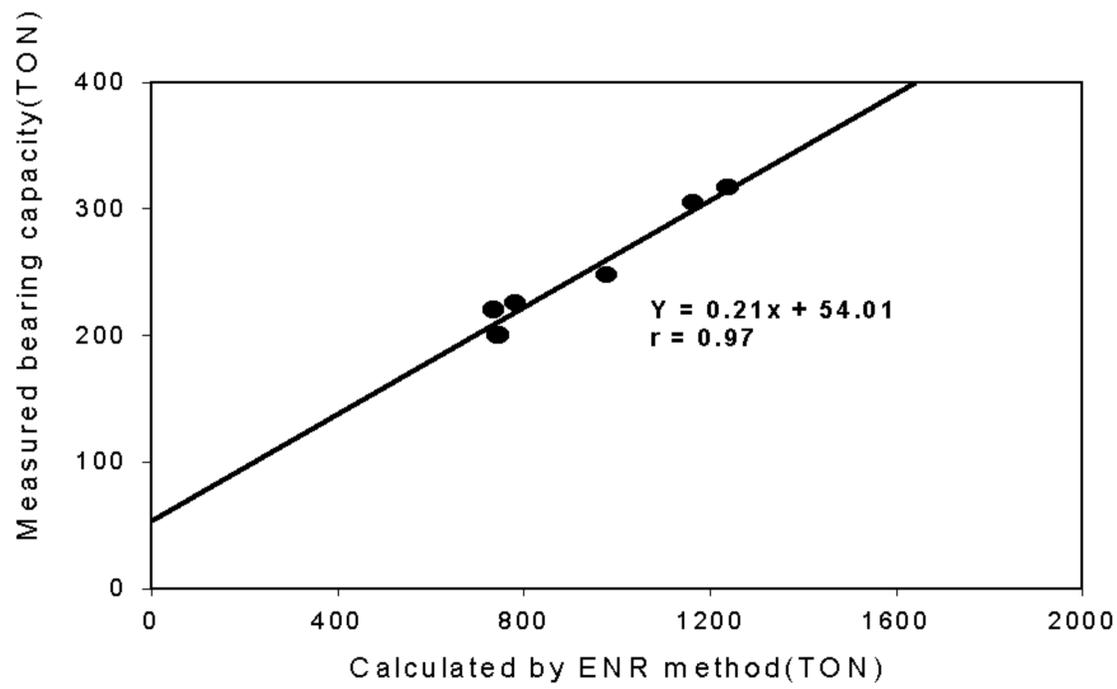


그림 4.14 ENR 이론식의 상관도 평가

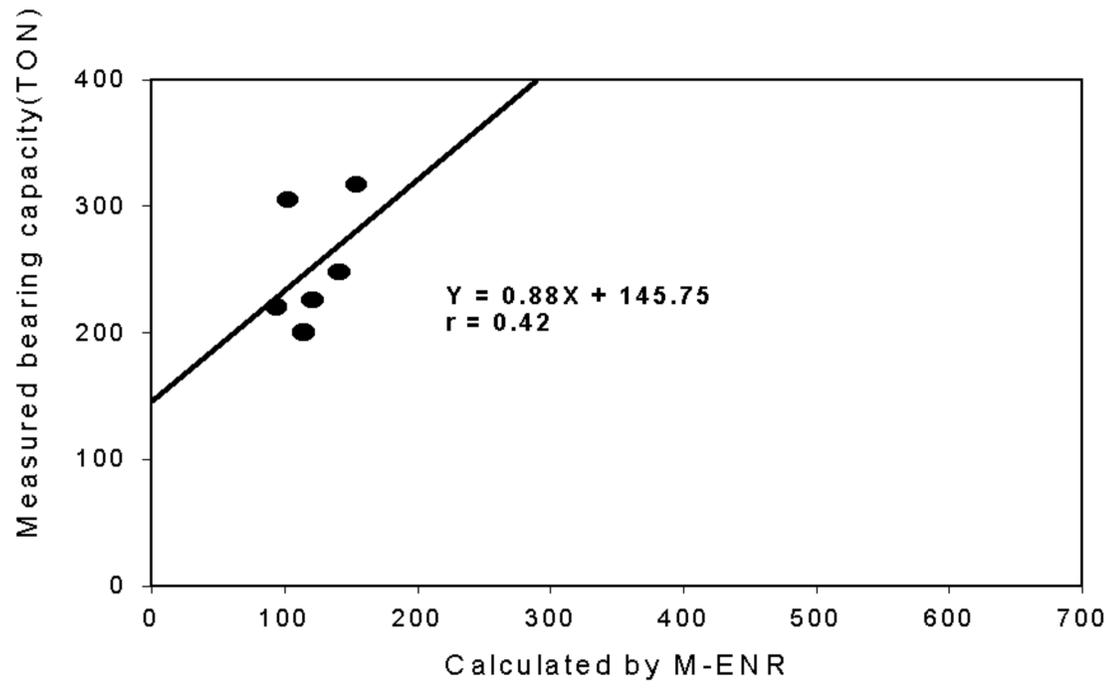


그림 4.15 M-ENR 이론식의 상관도 평가

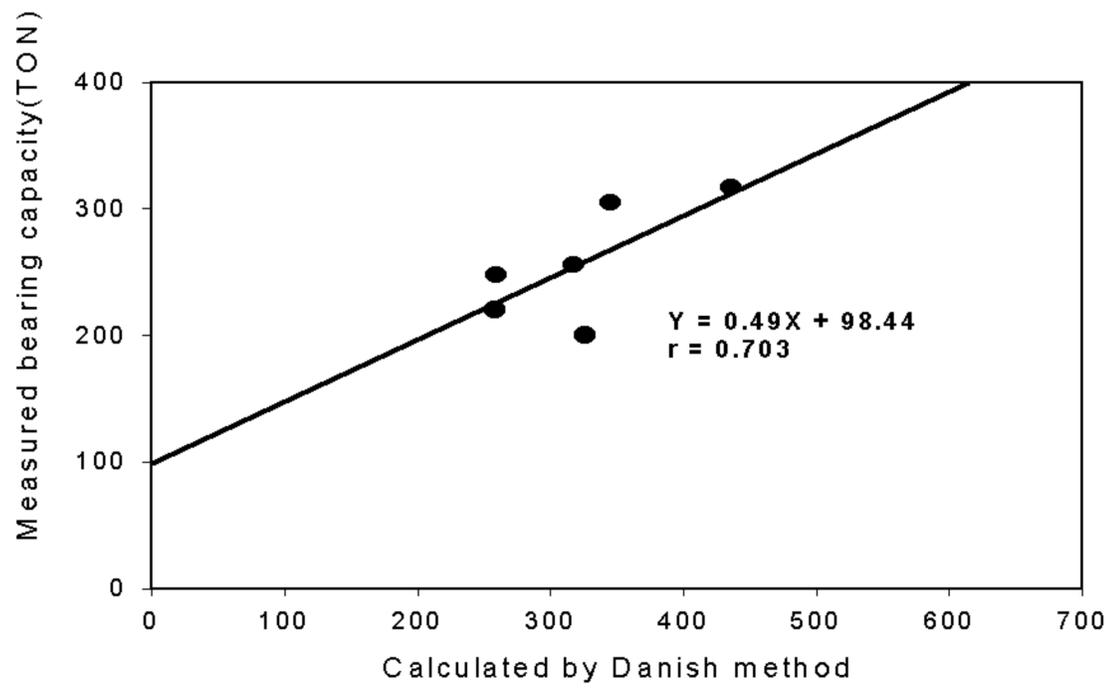


그림 4.16 Danish 공식의 상관도 평가

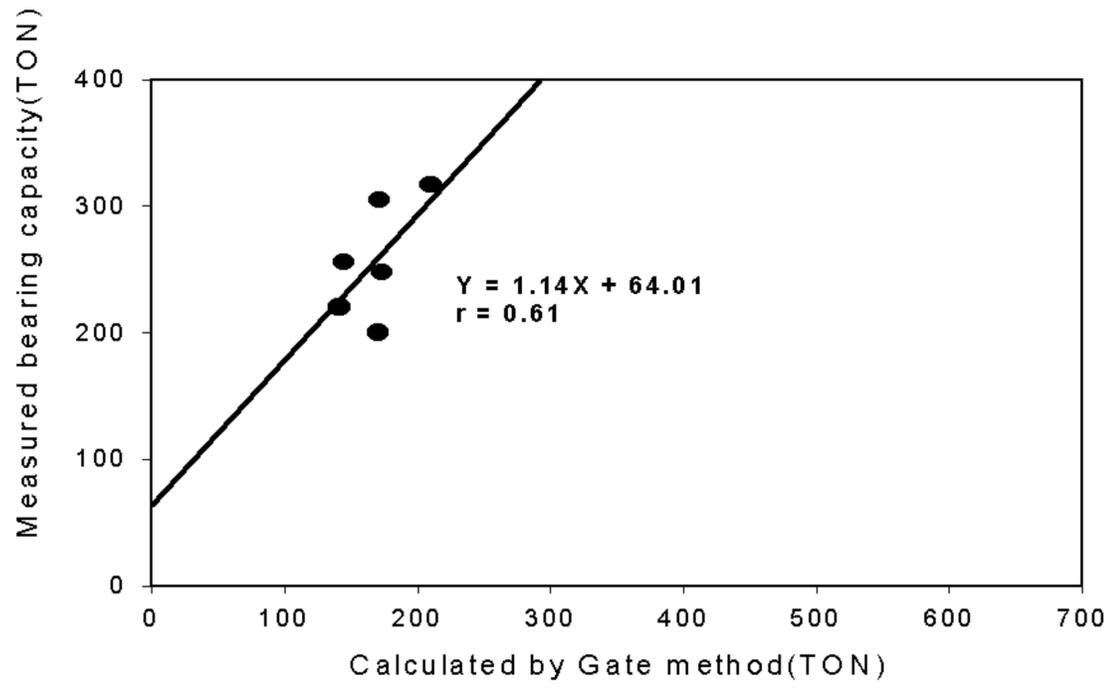


그림 4.17 Gate 공식의 상관도 평가

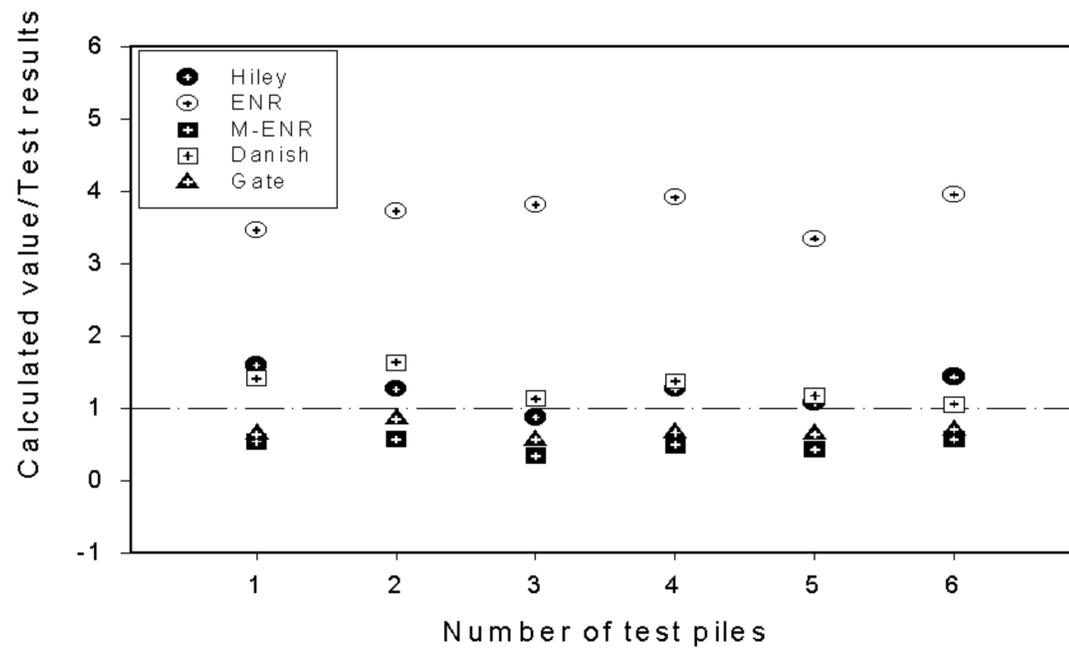


그림 4.18 지지력비의 비교(계산값/실측값)

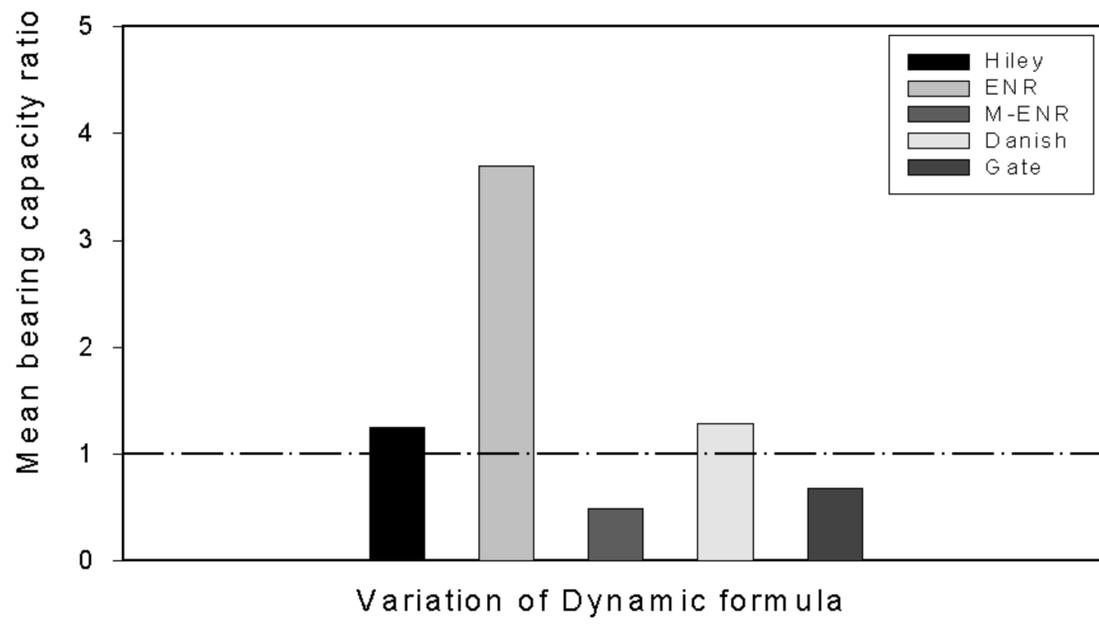


그림 4.19 지지력공식에 대한 지지력비의 비교

## 5. 결 론

본 연구에서는 항타시공된 강관말뚝의 정재하시험 및 동재하시험을 통한 말뚝의 지지력을 측정하여 비교·분석하였으며, 측정결과를 바탕으로 기존의 지지력공식과 비교·분석하여 지지력공식의 상관성을 평가하였다. 그 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- 1) 정역학적 지지력공식에 의한 말뚝의 지지력은 Meyerhof 및 M-Meyerhof 공식의 지지력비(계산값/측정값)는 각각 1.26 과 1.34로 평가되어, 측정치를 비교적 과대평가하는 경향을 보이고 있다.
- 2) 회귀분석을 통한 정역학적 지지력공식의 상관도는 Meyerhof와 M-Meyerhof 공식 각각 0.370, 0.375로 평가되어 지지력공식의 상관도가 낮은 것으로 평가되었다.
- 3) 동역학적 지지력공식에 의한 말뚝의 지지력을 비교·분석해보면, Hiley 공식과 Danish 공식의 평균지지력비(계산값/측정값)가 각각 1.250, 1.290로 평가되어 다른 지지력공식에 비해서 비교적 측정값에 유사한 것으로 나타났다.
- 4) 회귀분석을 통한 동역학적 지지력공식의 상관도는 ENR공식의 상관계수가 0.970으로 가장 상관도가 높게 평가되었고, Danish 공식의 상관계수값은 0.703으로 중간정도의 상관도로 평가되었으며, Hiley, M-ENR, Gate 공식의 상관계수는 각각 0.444, 0.420, 0.610으로 상관도가 낮은 것으로 평가되었다.

## 참고문헌

1. 건설교통부(1987), “구조물 기초설계기준”, 건설교통부, pp.159~216.
2. 원상연 et al.(1995), “쌍곡선 근사에 의한 현장 타설말뚝의 항복하중 판정”, 한국지반공학회 논문집, 제12권, 제6호, pp.79~86.
3. 이명환 et al(1991), “하중작용방향(압축과 인발)과 말뚝의 직경이 말뚝 지지력에 미치는 영향”, 대한토질공학회 논문집, 제7권, 제3호, pp.51~61.
4. 이명환 et al(1992), “풍화잔류토 지반에 타설된 말뚝의 주변마찰 연구”, 한국지반공학회 논문집, 제8권, 제1호, pp.21~28
5. 이명환 et al(1994), “말뚝기초의 최적설계”, 한국지반공학회 가을 학술발표회 논문집, pp.60~76.
6. 이성준 et al(1997), “항타말뚝과 비교한 현장타설말뚝의 지지력 분석”, 한국지반공학회 논문집, 제13권, 제5호, pp.75~88.
7. 이우진 et al(1994), “항타분석기에 의한 말뚝시공관리 사례”, 한국지반공학회 가을학술발표회 논문집, pp.79~86.
8. 이원제 et al(1995), “시간경과에 따른 항타말뚝의 지지력 변화 연구”, 한국지반공학회 봄 학술발표회 논문집, pp.69~90.
9. 천병식 et al(1997), “항타 및 매입말뚝의 하중-침하량 곡선의 분석”, 한국지반공학회 논문집, 제13권, 제6호, pp.61~70.
10. Agerschou, H. A(1962)., “Analysis of Engineering News Pile Formula”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.88, No. SM5, pp.1~11.
11. Canadian Geotechnical Society(1985), “Foundation Engineering Manual”, Canadian Geotechnical Society.

12. Chin, F. K(1970)., “Estimation of the Ultimate Load of Pile not Carried to Failure”, Proceedings of Second Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapore, pp.81 ~90.
13. Davisson, M. T(1972)., “High Capacity Piles”, Proceedings, Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, ASCE Illinois Section, Chicago, pp.55.
14. Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command(1982), “Foundation and Earth Structures”, NAVFAC Design Manual-7.2, pp.177 ~212.
15. Federal Highway Administration(1986), “Manual on Design and Construction of Driven Pile Foundation”, US Department of Transportation, FHWA-DP-661-1.
16. Fleming, W. G. K., Weltman, A. J., Randolph, M. F., and Elson, W. K(1980)., “Piling Engineering”, Surry University Press, pp.380.
17. Meyerhof, G. G(1976)., “Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation”, Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.102, No.GT3, pp.197 ~228.
18. Poulos, H. G., and Davis, E. H(1980)., “Pile Foundation Analysis and Design”, Jhon Wiely and Sons, pp.52 ~58.
19. Preim, M. J., March, R., and Hussein, M(1989)., “Bearing Capacity of Piles in Soil with Time Dependent Characteristics”, Proceedings of the Third International Conference on Piling and Deep Foundations, London, pp.363 ~370.

20. Prakash, S., and Sharma, H. D(1990)., "Pile Foundations in Engineering Practice", John Wiley & Sons, New York, pp.634~676.
21. Svinkin, M. R., Morgano, C. M., and Morvant, M(1994)., "Pile Capacity as a Function of Time in Clayey and Sandy Soils", Proceedings of the Fifth International Conference on Piling and Deep Foundations, Belgium.
22. Tomlinson, M. J(1994)., "Pile Design and Construction Practice", Chapman & Hall, London, pp.51~154.