

## 공내재하시험을 이용한 수평하중을 받는 단말뚝의 해석 Analysis of Laterally Loaded Single Piles using Pressuremeter Test

이용안<sup>1)</sup>, YongAn Lee, 이주형<sup>2)</sup>, JuHyung Lee, 정문경<sup>3)</sup>, MoonKyung Chung

<sup>1)</sup> 한국건설기술연구원 지반연구실 선임연구원, Senior Researcher, Geotechnical Engineering Division, Korea Institute of Construction Technology

<sup>2)</sup> 한국건설기술연구원 지반연구실 선임연구원, Senior Researcher, Geotechnical Engineering Division, Korea Institute of Construction Technology

<sup>3)</sup> 한국건설기술연구원 지반연구실 책임연구원, Research Fellow, Geotechnical Engineering Division, Korea Institute of Construction Technology

**SYNOPSIS :** In this study, the pressuremeter test (PMT) and the standard penetration test (SPT) were performed on the lateral pile loading tests site to evaluate the coefficient of subgrade reaction, which is used for load-deformation behavior analysis of laterally loaded piles by elastic subgrade reaction method. As a result, widely used empirical formulas of the coefficient of subgrade reaction by N values of SPT is evaluated conservatively lateral behavior of piles. While the method of directly used PMT results and evaluation method of the coefficient of subgrade reaction considering deformation moduli of soil and a pile diameter that is able to estimate very similar to actual load-deformation behavior of laterally loaded piles in deformation range of 0.5%-1.0% of a pile diameter.

**Keywords :** laterally loaded pile, coefficient of subgrade reaction, pressuremeter,

### 1. 서 론

말뚝의 두부에 수평하중이 작용할 때, 말뚝의 수평 변위를 평가하는데 널리 사용되고 있는 방법은 탄성 지반반력 법과 지반을 연속체로 가정하여 다양한 지반모델을 사용하는 유한요소법 등이 있다. 탄성 지반반력법은 말뚝을 탄 성지반에 지지된 보로 가정하여 지반 속에 묻힌 말뚝의 휨변형을 해석하는 방법으로, 지반반력계수가 일정한 것으 로 가정된 Chang(1937)의 방법과 지반반력계수가 깊이 및 수평변위량에 따라 변하는 경우 유한차분법을 이용하여 산정하는 비선형 p-y 곡선법 등이 있다. 널리 사용되고 있는 탄성 지반반력법은 지반의 강성을 말뚝의 폭이 고려된 지반반력계수의 형태로 고려하고 있다. 구조물 기초설계기준 해설(2003)은 지반반력계수를 평가하는 방법으로 횡방 향 재하시험에서 역산하는 방법, 지반의 탄성계수를 이용하는 방법, 점성토의 비배수 전단강도를 이용하는 방법, p-y곡선을 이용하는 방법, 프레스미터 시험 결과를 이용하는 방법 및 기타 경험식을 이용하는 방법 등 다양하게 제 시하고 있다. 이러한 방법들은 대부분 대변형 상태에서의 흙의 거동에 기초한 방법들로 흙의 비선형성을 고려할 때, 말뚝의 허용변위를 말뚝 직경의 1%로 제한할 경우 매우 보수적인 결과를 도출하게 된다. 흙을 연속체로 가정하여 기존의 연속체 역학을 적용하는 유한요소법의 경우에는 흙에 대하여 존재하는 다양한 해석모델을 적용하는 방법으 로 지반의 고유한 특성을 반영할 수 있는 장점이 있으나, 해석에 사용되는 지반의 변형특성을 적절히 평가하기 어 렵고, 지반과 말뚝의 모델링과 경계조건 등이 복잡하다는 문제점을 내포하고 있다. 반면, 지반반력법은 지반의 연속 성이 무시되며, 필요한 입력정수로서 지반반력계수는 지반의 고유특성이 아니라 말뚝의 크기, 형상, 변형량에 따라 변화하고, 이러한 점을 고려하기 어렵다는 단점이 있으나, 해석에 필요한 입력정수가 매우 적고 간편하게 해석할 수 있다는 장점으로 실무에서 빈번하게 이용되고 있다. 본 연구에서는 말뚝의 수평허용 변위량 범위에서 거동하는

흙의 강성을 효과적으로 반영할 수 있는 지반정수를 평가하기 위하여 수행된 표준관입시험과 공내재하시험을 수행한 결과를 분석하고, 이로부터 산정된 변형계수 및 지반반력계수 등을 이용하여 지반반력법으로서 수평하중을 받는 말뚝의 수평변위 해석 및 공내재하시험 결과와 말뚝의 수평재하시험의 결과를 비교·분석하였다.

## 2. 수평하중을 받는 말뚝의 해석법

### 2.1. 탄성지반반력법

탄성지반반력법은 말뚝을 탄성지반에 지지된 보로, 지반을 일련의 독립된 탄성스프링으로 가정하고 하중의 재하에 따른 말뚝의 변위를 평가하는 방법으로서 지반의 변형특성을 반영하는 지반반력계수를 이용하여 간단한 방법으로 말뚝의 수평변위를 평가할 수 있다. 스프링에 지지된 탄성보에 작용하는 하중에 대한 힘의 지배방정식을 적용하면 식(1)과 같이 수평하중을 받는 말뚝에 대한 지배방정식을 구할 수 있다.

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h dy = 0 \quad (1)$$

여기서,  $E_p$ ,  $I_p$ 는 각각 말뚝의 탄성계수 및 단면2차모멘트이며,  $k_h$ 는 수평방향의 지반반력계수이고,  $z$ 와  $d$ 는 각각 깊이와 말뚝의 폭이다. 식(1)의 해를 결정하는 가장 중요한 지반정수인 수평지반반력계수를 상수의 개념으로 적용하는가와 깊이 및 변위에 따른 변수로 보는가에 따라 기본 해를 도출할 수 있다. 일정한 상수로 보는 경우에는 말뚝 두부에서의 변위, 회전각, 모멘트 및 전단력에 대한 일반해를 구할 수 있으며, 깊이에 따라 변화하거나 지반의 비선형적인 변형 특성을 고려하는 경우에는 LPILE과 같은 프로그램을 이용하여 각각의 일반해를 구할 수 있다.

#### 2.1.1 Chang(1937)의 방법

Chang(1937)의 방법은 가장 널리 이용되는 선형탄성 지반반력법으로서 지반반력계수를 일정한 상수로 가정하여 식(1)에 대한 일반해에 경계조건이 주어지면 표 1과 같은 자유단 말뚝에 대한 하중-변위의 결과를 얻을 수 있다. 여기서,  $H$ 는 수평력이며,  $\beta$ 는 말뚝과 지반의 강성에 따른 특성치이다.

표 1. 수평하중을 받는 매몰된 말뚝의 하중-변위에 대한 Chang(1937)의 해석

말뚝머리조건	자유단	구속단
말뚝 두부 휨모멘트 $M_0$	0	$\frac{H}{2\beta}$
지중부 최대 휨모멘트 $M_{max}$	$-0.3224 \frac{H}{\beta}$	$-0.104 \frac{H}{\beta}$
$M_{max}$ 의 발생 깊이 $L_m$	$\frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$
말뚝머리의 변위 $y_0$	$\frac{H}{2EI\beta^3} = \frac{2H\beta}{k_h B}$	$\frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{H\beta}{k_h B}$
지표면의 말뚝변위 $y_{GL}$	$y_{GL} = y_0$	$y_{GL} = y_0$
제1 부동점의 깊이 $L_0$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.356}{\beta}$

표 2. 제안된 p-y곡선

지반종류와 상태	제안식
지하수위 하부 연약 점토층	Matlock(1970)
지하수위 하부 굳은 점토층	Reese et al.(1975)
지하수위 상부 굳은 점토층	Welch and Reese(1975)
사질토층	Reese et al.(1974)
c-φ 토체	Evans and Duncan(1982)
경암	Nyman(1980)
연암	Reese(1997)

#### 2.2.2 p-y 곡선 해석법

말뚝이 변위가 커지면 지반반력이 항복에 도달하게 되므로 이러한 지반에서의 말뚝변위와 지반반력

사이의 일반적인 관계는 비선형성을 보이게 된다. 말뚝과 지반의 관계는 p-y 곡선을 통하여 나타낼 수 있다. 이 방법은 지반의 비선형성, 깊이에 따른 지반반력계수의 변화, 지반의 성층구조를 고려할 수 있는 장점이 있으나, 지반을 대표하는 p-y 곡선의 산정이 쉽지 않다. 이에 따라 수십년에 걸쳐 p-y 곡선 산정을 위한 많은 연구가 수행되었으며, 지금까지 다양한 지반과 하중조건을 고려한 p-y 곡선이 제안되어 있다. 현재까지 제안된 대표적인 p-y 곡선은 표 2와 같다.

## 2.2 공내재하시험을 직접 이용하는 Suyama(1982)의 방법

Suyama 등(1982)은 선굴착 방식의 LLT 프레스미터 시험결과를 직접적으로 이용하여 수평하중을 받는 말뚝의 변위를 예측하였다. 프레스미터에 의한 지반반력계수( $k_s$ )는 다음과 같이 제안하였다.

$$k_s = 0.5\pi[2r_o(r_m - r_o)^2]^{0.25} \left( \frac{p_f - p_0}{r_f - r_o} \right) \quad (2)$$

여기서,  $r_o$ 는 공동의 초기반경이며,  $r_f$ 는 항복압력 상태에서의 공동의 반경이다.  $p_0$ 와  $p_f$ 는 각각  $r_o$ ,  $r_f$ 에서의 정지압력, 항복압력을 나타내고,  $r_m = (r_f + r_o)/2$ 이다. 보다 신뢰성 있는 말뚝의 하중-두부변위를 산정하기 위해서는 변위가 큰 상부층의 지반반력계수를 이용한다(Clarke, 1995). 말뚝이 여러개의 요소로 분할되고 각 요소에 접한 지반 층에 대한 지반반력계수( $k_s$ )가 결정되면 말뚝의 직경( $B$ )을 고려한 등가 지반반력계수( $k_e$ )를 다음과 같이 산정한다.

$$k_e = \frac{k_s}{B^{0.25}} \quad (3)$$

이 식(3)으로부터 말뚝의 해석에 이용되는 변위에 따른 지반반력계수( $k_d$ )는 변위( $y_i$ )에 따라서 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$k_d = k_e / y_i^{0.5} \quad (4)$$

주어진 변위에 대한 수평하중은 Chang(1937)의 방법과 유사한 방법으로 돌출된 말뚝의 해석방법을 이용하여 다음과 같이 구하는 것으로 제안하고 있다.

$$H_i = y_i \left[ \frac{3EI\beta_i^3}{(1 + \beta_i h)^3 + 0.5} \right] \quad (5)$$

## 3. 지반조사

지반조사 및 말뚝재하시험은 인천의 부철중공업 공장부지에서 실시되었으며, 동일한 부지내에서 표준관입시험과 공내재하시험이 수행되었다. 표준관입시험 결과, 지표면으로부터 약 3.3-4.0m 깊이까지는 N치가 10이하인 느슨한 토사층이 존재하며 그 아래로 암편 등을 다량 포함한 N치가 50이상인 단단한 풍화토층이 평균 2.0m 정도 분포하고 그 하부로 연암 및 경암층이 분포하고 있는 것으로 나타났다.

### 3.1 공내재하시험

한편, 표준관입시험과 더불어 지반의 변형계수와 지반반력계수 등을 평가하고 말뚝의 수평재하시험

결과를 해석하기 위한 공내재하시험이 수행되었다. 본 연구에서는 3.0m 깊이의 매립 토사층의 경우에는 선굴착 방식의 LLT(lateral load tester)를 적용하였고 5.0m 깊이의 풍화토 층에서는 Elastmeter-200 타입의 프레스미터를 적용하였다. LLT(M-Type, model-4165)는 프루브를 시추공 내에 삽입하고 질소가스 압력으로 고무막 내에 물을 주입시켜 고무막을 팽창시킨 후, 이 때 가한 압력과 팽창 값과의 관계로 지반의 응력-변형특성을 파악할 수 있는 것으로, 대표적인 단일 셀 방식의 저압형 PBP 장비이다. 이 장비는 단일 셀로 이루어진 프루브에 물을 주입하는 압력과 주입한 물의 부피변화를 측정하여 시추공경의 변화를 계산하는 방식을 채택하고 있다. Elastmeter-200 고무막의 종류에 따라 풍화토에서 경암까지 비교적 넓은 범위의 지반에 적용이 가능하다. 그러나, 가압한계가 약 20MPa(200kgf/cm<sup>2</sup>)에 불과하기 때문에 현실적으로 연암, 경암에서는 정량적인 데이터를 확보하기 어려운 것으로 판단된다. 공내재하시험으로부터 변형계수를 평가하기 위해서는 몇 가지 가정이 전제된다. 지반을 탄소성체로 가정하고 프루브의 길이가 무한하다는 평면변형률 조건으로 하중-변위곡선의 직선부 기울기로부터 변형계수를 산정할 수 있다. 그림 1과 그림 2는 각각 매립층과 풍화토층의 공내재하시험 결과를 나타낸 것이다.

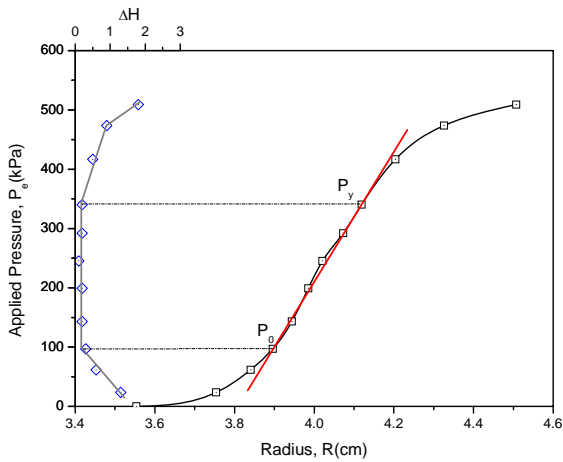


그림 1. LLT에 의한 압력-변위곡선 및 크리프 곡선

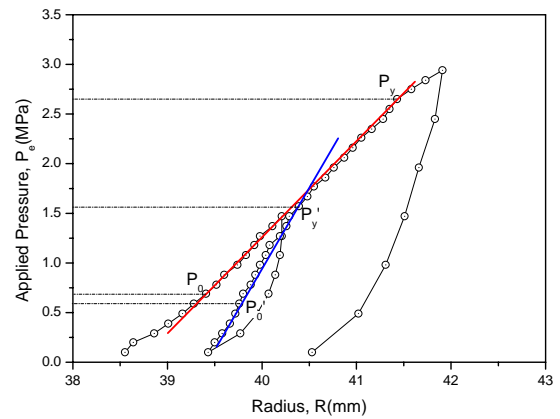


그림 2. Elastmeter-200에 의한 압력-변위 곡선

### 3.2. 변형계수의 평가

지반의 응력-변형 거동은 여타 공학적 재료에 비하여 상대적으로 비선형성이 크고 매우 작은 변형을 범위에서부터 매우 큰 변형을 범위까지의 거동을 나타내어 대상문제의 변형률의 크기에 따라서 변형계수는 변화되므로 어떤 변형률 상태의 변형계수를 선택하느냐에 따라 설계 및 해석결과는 전혀 달라지게 된다. 그러나, 실무적으로는 지반 조사에 광범위하게 사용되고 가장 일반적인 표준관입시험의 결과와 변형계수의 경험적 상관관계를 통하여 선형의 변형계수를 이용하고 있다. N치에 의하여 변형계수를 산정하는 다양한 방법이 표 3과 같이 제시되어 있다. 여기서,

표 3 표준관입시험 N치와 변형계수의 관계

구분	모래질(kgf/cm <sup>2</sup> )	IGM(kgf/cm <sup>2</sup> )
Bowels(1977)	$E_m = 5.1(N+15)$ 정규압밀 $E_m = 2.55(N+5)$ 포화	$E_m = 12.24(N+6)$
Schultze & Menzenbach(1965)	$E_m = 4.5N+39$	$E_m = 10.5N+38$
Schmertmann(1970)	$E_m = 7N$	$E_m = (12 \sim 18)N$
Meigh & Nixon(1961)	$E_m = 10N$	$E_m = (24 \sim 32)N$
Imai(1969)	$E_m = 4N$	-
Webb(1970)	$E_m = 4.88N+73.1$	-
구조물 기초 설계기준(2003)	$E_m = 7.86N$	$E_m = 12(N+6)$
도로교 시방서(2001)	$E_m = 28N$	$E_m = 28N$

IGM(intermediate geo-material)은 토사와 암반의 중간성질을 가지는 지반으로서 일반적으로 풍화토 및 풍화암이 이에 속한다. 이와 같은 경험적 관계에 의존하여 변형계수를 구하는 방법은 작은 변형률 구간에서 지반이 거동하는 경우에는 적절하지 않으나, 상대적으로 큰 변형의 문제에서 지반의 변형거동을 평가할 때는 비교적 실제와 유사한 결과를 나타내는 것으로 보고되고 있다(Burland, 1989). 각각의 층에서 변형계수의 경험적 관계를 나타낸 표 3에 의한 변형계수 및

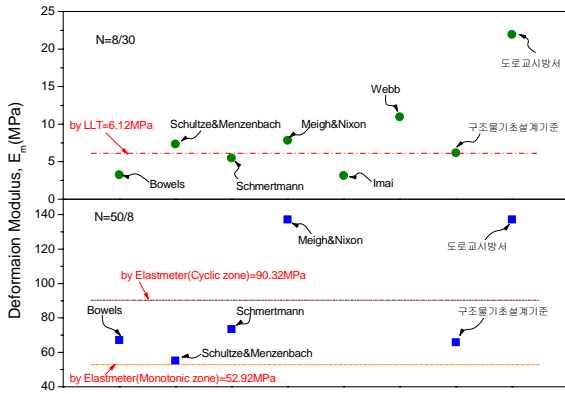


그림 3. 공내재하시험과 N치에 의한 변형계수의 비교

하시험 결과와 가장 가까운 경험식은 Schultze & Menzenbach의 경험식으로 판단된다. 이와 같이 여러 가지 N치와 변형계수의 관계식이 경험적으로 제안되어 있으나 각각의 경험식에 의한 결과의 편차가 크므로 이를 이용하여 변형계수를 평가하는 것은 주의해야 할 것으로 판단된다.

#### 4. 수평지반반력계수의 평가

지반반력계수는 지반의 탄성적 거동을 표현한다는 의미에서 변형계수 또는 탄성계수와 동일하나 변형계수는 지반의 상태에 따라 일정한 값을 가지며, 지반반력계수는 같은 지반이라도 기초와 같은 지반구조물의 크기, 형상, 등에 따라 변화된다. 따라서 지반반력계수는 각종 시험에서 구하더라도 적용 구조물에 따라서 변화된다. 수평방향 지반반력계수( $k_h$ )는 흙막이벽이나 말뚝과 같은 수평하중을 받는 구조물과 주변의 지반거동을 분석하기 위하여 지반반력이론의 적용시 사용되는 주요정수이다. 국내의 경우 수평하중을 받는 말뚝에 대한 설계기준은 말뚝의 변위를 말뚝 직경의 1% 이내로 제한하는 규정을 사용하고 있어, 이 정도의 변위량 범위에서는 지반반력과 변위량의 관계는 거의 선형거동을 나타내기 때문에 지반반력계수는 어떤 일정한 값을 설정해도 계산결과에 큰 오차는 생기지 않는다(말뚝기초의 설계, 시공노하우, 1999). 그러나, 지반과 같은 비선형, 비탄성체에서는 기준으로 하는 변위의 정도 및 동일한 층이라도 깊이에 따라  $k_h$ 의 값은 달라지며 대단히 복잡한 성질을 가진 정수로서 이것을 어떻게 결정하느냐 하는 것은 매우 어려운 문제이다. 또한 규모가 큰 말뚝일 때 사용하는 지반반력계수에 대해서는 실험재하시험을 시행하기가 곤란하기 때문에 충분한 연구가 되어있지 못하므로 경험에 의해 지반반력계수를 결정하는 경우가 많다.

##### 4.1 표준관입시험 N값에 의한 수평지반반력계수

표준관입시험에 의한 저항치로부터 수평 지반반력계수를 산정하는 경험식이 여러 연구자에 의하여 제안되어 있다. 일본토목학회에서는 말뚝직경이 30cm 이상되는 말뚝의 수평재하시험으로부터 얻은 말뚝 두부나 지표면에서의 하중-변위곡선 및 실측 변형률로서 지반반력계수를 역산하고 지표면에서의 특성장  $1/\beta$ 까지의 구간의 평균 N치와의 관계로부터 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$k_h = N/5 \text{ (kgf/cm}^3\text{)} \tag{6}$$

Hukuoka 법은 공내재하시험을 이용하여 수평방향 지반반력계수를 결정하고 N치와의 관계를 다음과 같이 경험적으로 제시하였다.

$$k_h = 0.691N^{0.406} \text{ (kgf/cm}^3\text{)} \tag{7}$$

이송(2001) 등은 수평재하시험 및 LPILE 프로그램을 역해석하여 수평방향 지반반력계수를 결정하고 N치와의 관계식을 다음과 같이 제안하였다.

$$k_h = 0.29N^{0.8509} (kgf/cm^3) \quad (8)$$

#### 4.2 공내재하시험에 의한 수평지반반력계수

한편, 공내재하시험에 의하여 압력-변위 곡선으로부터 직접 수평 지반반력계수를 구하거나 공내재하시험에 의한 변형계수( $E_0$ )를 이용하여 수평방향 지반반력계수를 산정할 수 있다. 일본도로협회 및 철도공단은 다음과 같은 지반반력계수를 제시하고 있으며, 이를 계산하기 위한 보정계수를 표 4와 같이 제시하고 있다.

$$k_h = k_0 \cdot y^{-1/2} \quad (9)$$

여기서,  $k_0$ 는 지반변위 1cm 기준의  $k_h$ 값으로  $k_0 = \alpha \cdot E_0 \cdot B^{-3/4}$ 이다.  $E_0$ 는 시험에 따른 변형계수,  $\alpha$ 는 시험방법에 따른 보정계수이며,  $y$ 는 변위량이다. Chen(1961) 등은 공내재하시험으로부터 구한  $E_m$ 을 이용하여 간략화된 지반반력계수를 제안하였으며, 사질토 지반과 점성토 지반에 따라 보정계수  $\alpha$ 값을 각각 3.0, 1.6을 사용하였다.

$$k_h = \alpha \frac{E_m}{B} \quad (10)$$

표 4. 보정계수  $\alpha$ (일본도로협회)

시험방법에 의한 변형계수	$\alpha$
공내재하시험에 의한 변형계수	0.8
1축 또는 3축압축시험에 의한 변형계수	0.8
$E_0 = 28N$ 으로 추정된 변형계수	0.2

표 5. 보정계수  $\alpha$ (도로교 설계기준 해설)

시험방법에 의한 변형계수	$\alpha$
30cm 재하판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서의 변형계수의 1/2	1
보링 공내에서 측정된 변형계수	4
$E_0 = 28N$ 으로 추정된 변형계수	1

국내에서는 Chen(1961)이 제안한 식(10)과 같이 구조물기초 설계기준(2003)에서는 보정계수를 3.3을 적용하여 사질토에 대한 수평방향 지반반력계수 추정방법을 제시하고 있다. 도로교 설계기준 해설(2008)에서는 다음과 같은 식이 제안되고 있다.

$$k_h = k_{h0} \left( \frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \quad (6.13)$$

여기서,  $k_{h0}$ 는 지름 30cm의 강체 원판에 의한 평판재하시험에 의한 값에 상당하는 수평방향 지반반력계수로서 각종 토질시험 조사에 의하여 구해진 변형계수로부터 추정하는 경우에는  $k_{h0} = 1/3\alpha E_0$ 로 제시하고 있으며, 보정계수  $\alpha$ 는 표 5와 같이 나타내었다. 또한  $B_H$ 는 하중 작용방향에 직교하는 기초의 환산재하폭으로 기초의 형식에 따라 달라지며, 말뚝기초의 경우에는  $B_H = (D/\beta)^{1/2}$ 과 식으로 산정하는 것을 제시하고 있으며,  $D$ 는 하중 작용방향에 직교하는 기초의 재하폭이며  $\beta$ 는 기초의 특성치로서  $\beta = \sqrt[4]{k_h D / 4EI}$ 의 식으로 나타낼 수 있다. 표 6에는 공내재하시험 및 N치에 의하여 산정된 지반반력계수를 나타내었다.

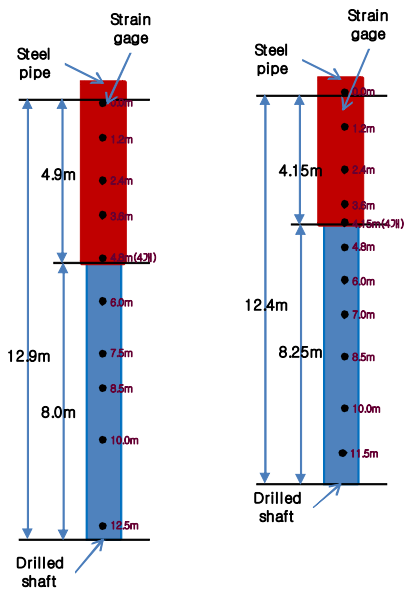
표 6. 공내재하시험 및 N치에 의하여 산정된 지반반력계수

지층	N치에 의한 지반반력계수(MN/m <sup>3</sup> )			공내재하시험에 의한 지반반력계수((MN/m <sup>3</sup> )		
	Yokoyama	Hukuoka	이송	Chen 구조물기초 설계기준	일본도로협회	도로설계 기준해설
매립층, 충적층	15.7	15.8	16.7	35.4~38.9	25.2	25.8
풍화토층 이하	33.16	79.3	98.0	312.0~344.0	222.43	282.33

## 5. 말뚝의 수평재하시험 및 지반반력해석

### 5.1 말뚝의 제원

본 연구에서는 강관합성 말뚝의 현장적용성을 평가하기 위한 수평재하시험을 실시하였다. 대상 말뚝의 단면도는 그림 4와 같다. case1의 강관합성 말뚝(철근)은 강관내부에 철근망과 콘크리트가 채워진 말뚝으로 일반적인 현장타설말뚝 외부에 강관케이싱이 남겨진 형태이다. case2의 강관합성 말뚝(무근)은 강관내부에 콘크리트만 채워진 말뚝으로 기존의 콘크리트층 전 강관구조(CFT)와 유사한 형태로 강관합성 말뚝(철근)과의 비교분석을 통하여 강관의 철근망 대체효과를 규명하고자 설치되었다. 말뚝의 상부 강관합성부는 풍화암 이상 암반층에 1D 이상 근입시켰다. 말뚝의 직경은 재하시험 용량을 고려하여 직경 508mm, 두께 9mm 강관을 외부케이싱으로 사용하는 것으로 결정하였으며, 강관내부에 타설하는 콘크리트는 일반적으로 현장타설말뚝에 사용하는 설계강도 35MPa를 사용하는 것으로 계획하였다.



(a) case1 (b) case2  
그림 5. 시험말뚝의 종류

### 5.2 말뚝두부의 수평하중-변위 분석

강관합성 철근콘크리트 말뚝의 탄성계수는 43,300MPa, 강관합성 무근 콘크리트 말뚝의 탄성계수는 38,500MPa를 이용하였으며, 표 6에서 나타낸 지반반력계수에 의한 지반반력해석을 수행하였다. 일반적으로 수평하중이 작용할 경우, 말뚝의 수평변위는 지표면에 가까울수록 크게 나타난다. 또한 깊이에 따라 지반의 강성이 증가하는 층상지반인 경우, 말뚝의 수평변위는 대부분 상부층의 영향을 받게 된다. 따라서 말뚝

머리의 하중-변위곡선의 해석은 Chang(1937)의 방법과 Suyama(1982)의 방법을 적용하는 경우, 상부층의 표준관입시험 및 공내재하시험 결과만을 이용하였다. 다층지반을 모델링할 수 있는 LPILE 모델의 경우에는 각 층마다 공내재하시험결과로 산정된 지반정수를 각각 입력하였고, 이 경우 상대적으로 강성이 큰 풍화토층 이하의 지반반력계수를 상부층과 동일하게 설정하여 비교·해석한 결과는 큰 차이를 나타내지 않아, 수평하중 작용시 말뚝의 거동은 상부층에서 대부분 발생함을 알 수 있었다. 그림 6은 case1 말뚝머리의 수평하중-변위곡선 결과와 다양하게 제안된 지반반력계수를 이용하여 대표적인 선형탄성 지반반력법인 Chang(1937)의 방법으로 해석한 말뚝머리의 하중-변위곡선을 비교하여 나타낸 것이다.

말뚝의 수평재하시험에서 말뚝머리 변위는 지표면에서 돌출된 부분의 상부와 하부에서 측정된 것으로, 수평하중 54kN에서 변위가 크게 발생하였으며 최종적으로 69kN까지 재하한 후 하중을 제거하였다. 이 결과와 비교하여 지반반력계수를 변위의 크기를 고려하지 않고 일정하게 산정한 경우, 하중-변위곡선은 선형으로 나타나며, N치에 의한 Yokoyama법, Hukuoka법, 이송에 의하여 제안된 지반반력계수 제



안식을 적용한 하중-변위곡선은 실제 말뚝의 수평거동을 매우 과소평가 하고 있음을 알 수 있다. 한편, 공내재하시험에 의하여 산정된 변형계수를 이용하고 말뚝의 폭을 고려하는 Chen(1961)의 제안식 및 도로교 설계기준, 구조물 기초 설계기준에 의한 지반반력계수를 적용한 하중-변위곡선은 상대적으로 크게 나타났다. 이와 같은 결과는 지반반력계수를 산정하는데 있어 N치에 의한 지반반력계수는 말뚝의 폭이나 말뚝의 강성을 고려할 수 없어 대단히 보수적으로 산정하게 된 결과임을 알 수 있으며, 공내재하시험을 이용하여 산정한 Chen(1961)의 제안식 및 도로교 설계기준에 의한 지반반력계수를 적용한 하중-변위곡선은 말뚝 폭의 약 0.5%(2.5mm)까지는 상대적으로 시험결과에 근접하는 거동을 표현하고 있다. 그림 7은 지반반력계수를 변위의 함수로서 나타낸 일본 도로협회의 제안식을 적용하여 Chang(1937)의 방법으로서 case1 말뚝머리의 하중-변위곡선과 Suyama 등(1982)이 제안한 공내재하시험 결과를 직접적으로 이용하는 방법, LPILE 프로그램의 사질토 Reese 모델을 이용한 비선형 p-y 곡선법에 의한 말뚝머리의 하중-변위곡선을 실제 수평재하 시험결과와 비교하여 나타낸 것이다. Suyama 등(1982)이 제안한 방법에서 매립층의 등가 지반반력계수는 Chen(1961) 및 도로교 설계기준의 지반반력계수와 거의 동일하게 평가되었다. LPILE 프로그램에서는 사질토 Reese(1974) 모델을 적용하여 다층지반을 모델링하고 각 층마다 공내재하시험 결과에 따른 Chen(1961) 및 도로교 설계기준의 지반반력계수를 사용하였다. 그 결과, 그림 6.13과 같이 지반반력계수를 변위에 관계없이 일정하게 나타낸 방법보다 말뚝 직경의 0.5% 이하의 변위에서 말뚝머리의 하중-변위 거동이 상대적으로 잘 일치하는 것을 알 수 있다.

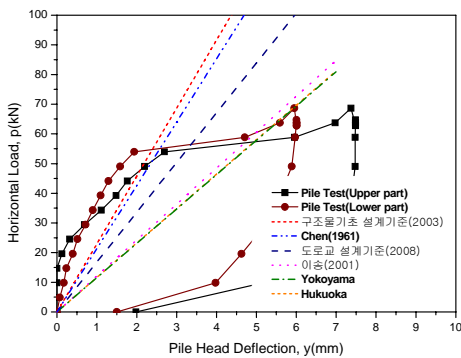


그림 6. case1 말뚝의 수평거동 및 선형 지반반력 해석결과

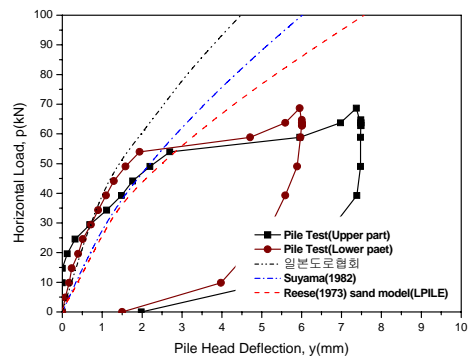


그림 7. case1 말뚝의 수평거동 및 비선형 지반반력 해석결과

### 5.3 깊이에 따른 수평변위 분석

그림 8-그림 9는 각 말뚝의 일정한 하중단계에서 깊이별 변위에 대하여 시험결과와 해석결과를 비교하여 나타낸 것이다. 말뚝머리의 하중-변위곡선에서 보여지듯이 대부분 동일한 하중단계에서 해석결과가 비교적 크게 나타나고 있어 지표면에서의 수평변위는 시험결과에 비하여 크게 나타나고 있으며, 깊이가 증가될수록 해석결과가 시험결과에 비하여 작게 나타났고, 변위가 “0”이 되는 지점 또한 실제 시험결과에 비하여 얕은 3.8m 정도에서 발생하고 있다. 시험이 이루어진 지반은 상부로부터 약 3.3~4.0m까지는 상대적으로 연약한 매립층과 충적층으로 구성되어 있으며, 그 하부에서는 N치가 50 이상인 조밀한 풍화토, 연암, 경암 순으로 이루어져, 해석적 결과는 상대적으로 연약한 토사층에서 대부분 변위가 발생하는 것으로 판단된다. 한편, 표 1에서 나타낸 바와 같이 Chang(1937)의 방법에 의하면 제 1 부동점은 약 3.0m 내외로 분석되었다.



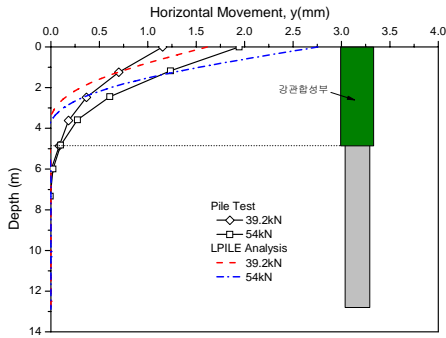


그림 8. case1 말뚝의 깊이-변위곡선 및 LPILE 해석결과

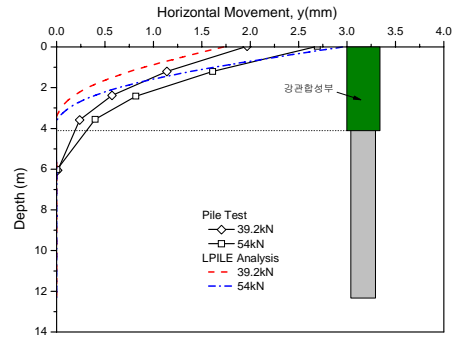


그림 9. case2 말뚝의 깊이-변위곡선 및 LPILE 해석결과

### 5.4 깊이에 따른 휨모멘트 분석

그림 10-그림 11은 각각의 말뚝에 대하여 깊이별 최대 휨모멘트 분포를 각 하중단계별로 나타낸 것으로, 말뚝의 수평재하시험 결과에서 최대 휨모멘트는 약 2.4m 깊이에서 발생되고 있다. case1과 case2 말뚝의 최대 휨모멘트 크기는 거의 유사하게 나타났다. 휨모멘트 해석결과에서 최대 휨모멘트 발생 위치는 약 2.0m 깊이에서 발생되며, 말뚝재료의 강성이 큰 경우가 동일 하중단계에서 휨모멘트의 크기가 크지만 그 차이는 매우 작은 것으로 나타났으며, 계산된 최대 휨모멘트는 시험결과에 비하여 매우 크게 측정되는 것으로 평가되어 이론에 의한 휨모멘트는 상당히 보수적인 결과를 보이는 것으로 판단된다. 이장덕 등(2005)의 연구결과에서도 이론에 의한 응력 및 휨모멘트는 실측보다 크게 평가되는 것으로 보고하고 있어 이론 및 해석 프로그램에 의한 휨모멘트 산정시 주의를 요할 것으로 판단된다.

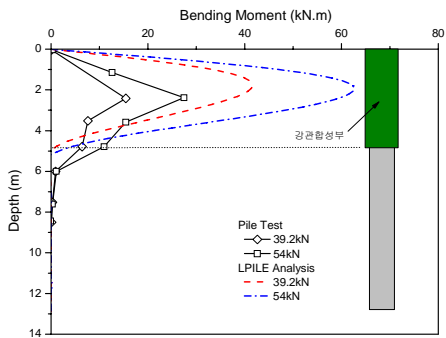


그림 10. case1 말뚝의 깊이-휨모멘트 곡선 및 LPILE 해석결과

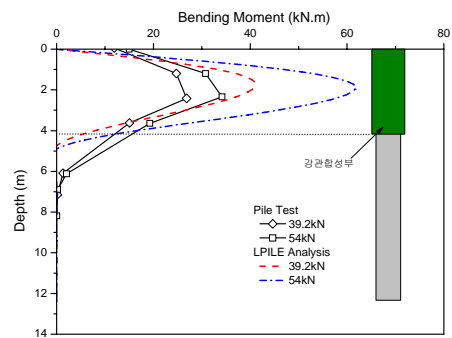


그림 11. case2 말뚝의 깊이-휨모멘트 곡선 및 LPILE 해석결과

## 6. 결론

수평하중을 받는 말뚝의 거동을 평가하기 위하여 지반조사로서 표준관입시험 및 공내재하시험을 수행하였고 이 결과로부터 산정된 지반정수의 평가 및 이를 적용한 해석결과는 다음과 같다.

- 1) 공내재하시험으로부터 얻어진 변형계수로부터 산출된 Chen의 제안식 및 구조물 기초 설계기준의 제안식에 의한 지반반력계수를 이용한 선형의 지반반력법은 N치에 의한 경험식에 비하여 말뚝의 수평하중-변위 거동을 말뚝직경의 0.5-1% 변형을 이하에서 적절하게 평가할 수 있는 것으로 나타

났다.

- 2) 변위의 증가에 따라 지반반력계수가 변화하는 Suyama의 방법, LPILE Reese Sand Model을 이용하는 비선형적 방법은, Chang의 방법에 비하여 말뚝의 수평하중-변위거동을 말뚝 직경의 0.5-1% 변형을 이하에서 비교적 잘 나타낼 수 있다. 그러나 그 이상의 변위에서는 매우 과대평가 하는 것으로 나타났다. 따라서, 수평하중을 받는 말뚝에 대한 합리적인 해석과 설계를 위해서, 적절한 지반반력계수의 산출 더불어 변형의 범위를 고려하여 Suyama의 방법 및 LPILE을 이용하는 것이 합리적인 것으로 판단된다.
- 3) 다층지반을 모델링할 수 있는 LPILE Reese Sand Model의 해석 결과, 느슨한 상부층 아래 강성이 큰 풍화토층 이하 수평지반반력계수를 느슨한 상부층과 동일하게 설정한 경우에도 해석결과는 거의 차이를 나타내지 않아, 수평하중을 받는 말뚝의 거동은 대부분 상부층에서 이루어지는 것으로 나타났다. 따라서 깊이의 증가에 따라 강성이 증가하는 층상지반인 경우, 상대적으로 느슨한 상부층의 지반반력계수 등 지반정수의 정밀한 평가가 이루어져야 할 것으로 판단된다.
- 4) 깊이에 따른 수평변위 변위에 대한 해석결과, 지표면의 변위는 해석결과가 보다 크게 나타났으며, 깊이가 증가될수록 시험결과에 비하여 작게 나타났다. 또한 변위가 "0"이 되는 지점은 실제 시험결과에 비하여 얕은 3.8m 정도에서 발생하고 있다. 시험이 이루어진 3.3-4.0m 깊이까지는 상대적으로 연약한 매립층과 충적층이 얇게 구성되어 있으며, 그 하부에서는 N치가 50 이상인 조밀한 풍화토, 연암, 경암 순으로 이루어져 있어, 해석적 결과는 상대적으로 시험결과에 비하여 견고한 풍화토층 상부의 얕은 토사층에서 모든 수평변위가 발생하는 것으로 판단된다.
- 5) 깊이에 따른 휨모멘트 해석결과, 계산된 최대 휨모멘트는 시험결과에 비하여 매우 크게 평가되어, 이론에 의한 휨모멘트는 상당히 보수적인 결과를 보인다. 이장덕 등(2005)의 연구결과에서도 이론에 의한 응력 및 휨모멘트는 실측보다 매우 크게 평가되는 것으로 보고하고 있어 이론 및 해석 프로그램에 의한 휨모멘트 산정시 주의를 요한다.

## 참고문헌

1. 이송, 이장덕, 김태훈(2001), "수평력을 받는 말뚝의 지반반력계수 평가" 대한토목학회 논문집, 제21권, 제4호, pp.349-357
2. 이장덕, 박수용, 김재수, 이명환(2008), "복합말뚝의 국내현장 적용", 34회 대한토목학회 정기학술발표회 논문.
3. 한국건설기술연구원(2010) 고효율 하이브리드 대형 기초 공법 개발(III)
4. 한국지반공학회(2003), "구조물 기초 설계기준 해설", pp.347-357.
5. Baguelin, F., Jézéquel, J.F., Shields, D.H.(1978). "The Pressuremeter and Foundation Engineering", Trans Tech Publications.
6. Briaud, J.L.(1997), "SALLOP: Simple Approach for Lateral Loads on Piles", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.123, No.10, pp.958-964.
7. Clarke, B.G.(1995), "Pressuremeters in Geotechnical Design", Blackie Academic & Professional,
8. Ensoft, Inc.,(2004), "LPILE plus 5.0 Technical Manual".
9. Mair, R.J., Wood, D.M.(1987), "Pressuremeter Testing Methods and Interpretation", CIRIA.
10. Suyama, K., Imai, T., Ohya, S.(1982), "Development of LLT Pressuremeter and Its Application in Prediction of Pile Behavior Under Horizontal Load", Proc. Int. Symp. Pressuremeter and Its Marine Application, pp.61-76.