

# Wedge Failure Mode 형태의 반력을 이용한 수평재하 말뚝의 거동 분석

## Analysis of Laterally Loaded Piles Using Soil Resistance of Wedge Failure Mode

김 영 호<sup>1</sup> Kim, Young-Ho

정 상 섬<sup>2</sup> Jeong, Sang-Seom

### Abstract

The load distribution and deflection of offshore piles are investigated by lateral load-transfer curve method (p-y curve). Special attention is given to the soil-pile interaction and soil resistance of 3D wedge failure mode. A framework for determining a hyperbolic p-y curve is proposed based on theoretical analysis and experimental load test results. The methods for determining appropriate material parameters needed for constructing the proposed p-y curves are presented in this paper. Through comparisons with field case studies, it was found that the proposed method in the present study estimates reasonably the load transfer behavior of pile, and thus, the computed pile responses, such as bending moment and lateral displacement, agree well with the actual measured responses.

### 요 지

대구경 해상 말뚝의 수평 하중전이 거동 및 변형 해석을 위해 p-y 하중전이 해석법이 널리 사용되고 있다. 그러나, 본 연구에서는, 기존의 p-y 해석법의 단점을 극복하여, 지반의 연속성을 고려한 수평방향 하중전이 해석을 고찰하였으며, 3D wedge failure mode의 이론적인 해법과 재하시험을 통해 말뚝의 실제 거동에 보다 부합되도록 연약지반의 p-y 곡선을 제안하였다. 제안된 하중전이함수법의 타당성을 검증하기 위하여 현장재하시험 사례와의 비교분석을 수행하였고, 그 결과 제안된 해석방법은 기존 p-y 곡선에 비해 대구경 해상말뚝의 거동 및 변형 특성을 적절히 예측함을 알 수 있었다.

**Keywords** : 3D wedge failure mode, Lateral load transfer method, Offshore pile, p-y curve, Soil-pile interaction

## 1. 서 론

산업화에 따른 도시로의 인구집중과 용지면적의 부족으로 인해 사회 시설물의 대형화, 고밀도화가 요구되고 있으며, 건설부지 부족현상으로 우리나라 서해안과 같은 상대적으로 개발이 용이한 간척매립지나 해상 구간에 대한 관심이 높아지고 있다. 그러나, 간척지역

및 해안지역의 지질학적 특성상 연약 해성점토층이 두텁게 분포하고 지하수위가 높아 단지나 택지조성시 많은 어려움이 있는 실정이다.

최근 이러한 해안지역의 장대교량 및 초고층 빌딩, 신항구 등의 초대형 구조물 기초로 대구경 현장타설말뚝이 빈번히 사용되고 있으며, 이러한 구조물에 작용하는 풍하중, 지진하중 및 토압 등의 수평력은 일반 구조

1 정회원, 연세대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Candidate, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

2 정회원, 연세대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., soj9081@yonsei.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 12월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

물보다 크므로, 복합적인 수평력이 고려된 기초구조물의 설계가 이루어 져야 한다.

수평하중을 받는 말뚝기초의 해석 방법은 수십년에 걸쳐 여러 방법들이 제안되었으며, 크게 3가지로 나눌 수 있다: (1) 경험적인 방법(Brinch Hansen, 1961; Broms, 1964), (2) 수평하중전이법(Matlock, 1970; Reese et al. 1974, 1975; O'Neill, 1984), and (3) 유한요소법(Banerjee and Driscoll, 1976; Kimura et al., 1995). 최근 연구결과 (Jeong, 2004; Won, 2005; Kim, 2009)에 의해 보고된 바에 의하면, (1)과 (3) 방법은 지반을 탄성체로 가정하고 있으나, 이에 반하여 수평지반 비선형 하중전이 함수법(p-y 곡선법)은 지반의 비선형거동을 고려할 수 있으므로 상대적으로 연약지반 상에 시공되고 큰 수평하중을 받는 대구경 말뚝기초의 해석기법으로 적절하다고 할 수 있다.

통상적으로 국내 연약지반 말뚝기초 설계에 많이 사용되고 있는 p-y 곡선법(Matlock, 1970; Reese et al. 1974, 1975; O'Neill, 1984)은 지반의 반력을 심도별 독립된 비선형 spring으로 표현한 반경험적인 방법이며, 3차원적인 지반의 응력분포양상을 1차원적인 절점(node)으로 단순화시켜 해석하기 때문에 지반의 연속성을 고

려하기 어렵다. 또한 대부분의 기 제안된 p-y 곡선들은 상대적으로 소, 중구경 현장재하시험(e.g., Matlock: 0.33m 직경 강관말뚝; Reese et al.: 0.61m 직경 강관말뚝; Reese and Welch: 0.90m 직경 현장타설 말뚝)을 바탕으로 산정된 결과이므로 대구경 말뚝에 적용성에 대한 고찰이 필요하며, 말뚝의 휨강성( $E_p I_p$ ) 및 상부 축하중의 영향이 고려되지 않는 단점이 있다.

이에 본 연구에서는 연약지반에 설치된 대구경 해상 기초의 p-y 곡선을 극한수평지반반력( $p_u$ )과 초기기울기(수평지반반력계수, K)로 이루어진 쌍곡선 형태로 제안하였다. 3D failure mode의 이론적인 해법을 바탕으로 심도별 연속성을 고려한 썩기 파괴 형태의 극한지반반력 및 말뚝의 휨강성을 고려한 수평지반반력계수의 산정법을 제안하였으며, 재하시험 사례를 바탕으로 기존 p-y 곡선과의 비교 및 현장적용성을 검토하였다.

## 2. 연약지반의 p-y 곡선 산정

일반적으로 수평하중을 받는 말뚝의 p-y 곡선의 형태는 쌍곡선, bi-linear 또는 지수함수 등의 형태를 가진다.

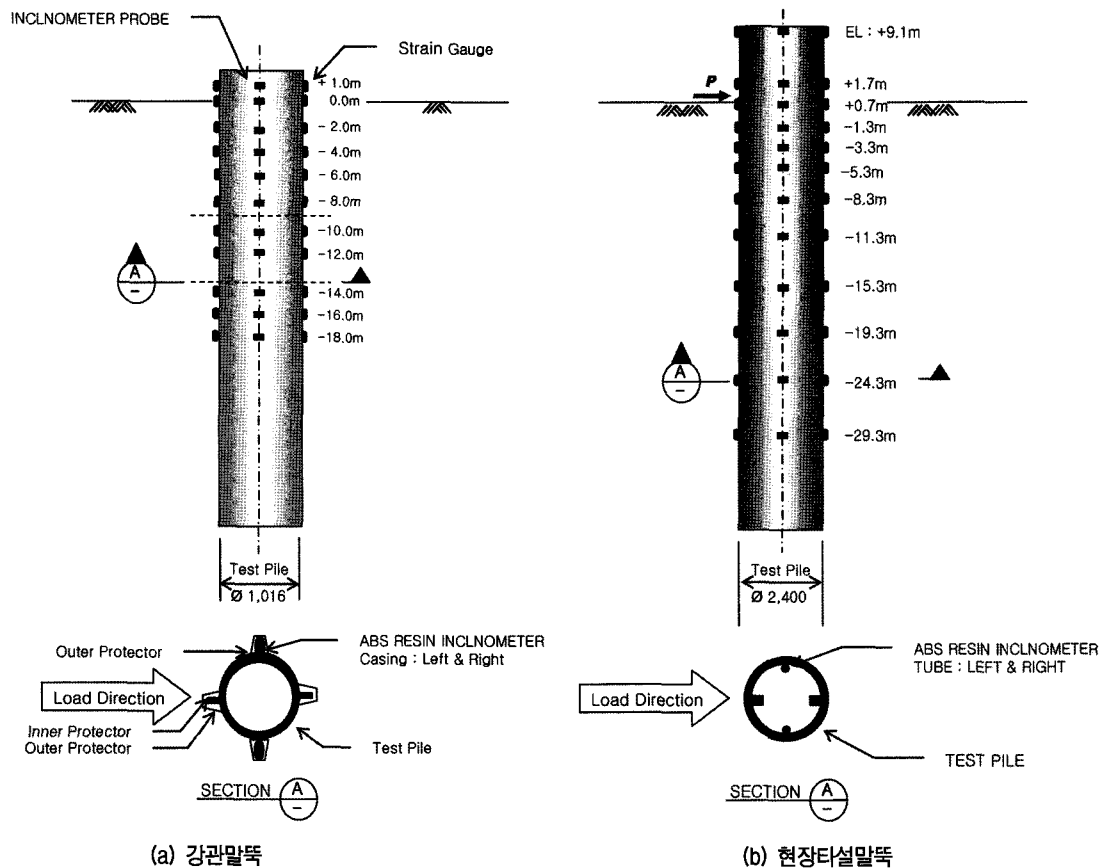


그림 1. 현장 재하시험에 사용된 말뚝 단면 및 계측기 구성

본 연구에서는 현장 및 실내 재하시험을 수행하여 얻은 지반반력 분포(김영호, 2007; 김태식, 2007)와 가장 잘 부합하는 쌍곡선 형태의 함수로 p-y 곡선을 제안하였다. 쌍곡선 p-y 곡선의 기본 식은 다음과 같다.

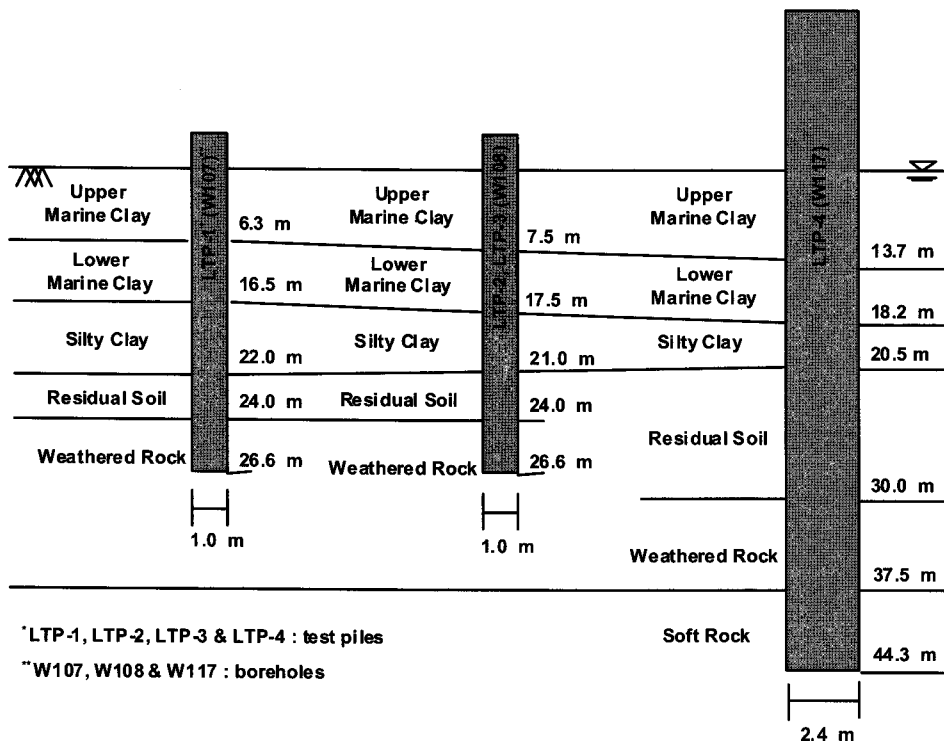
$$p = \frac{y}{\frac{1}{K} + \frac{y}{p_u}} \quad [\text{kN/m}] \quad (1)$$

여기서,  $p_u$  = 극한수평지반반력(kN/m), K = 초기기울기

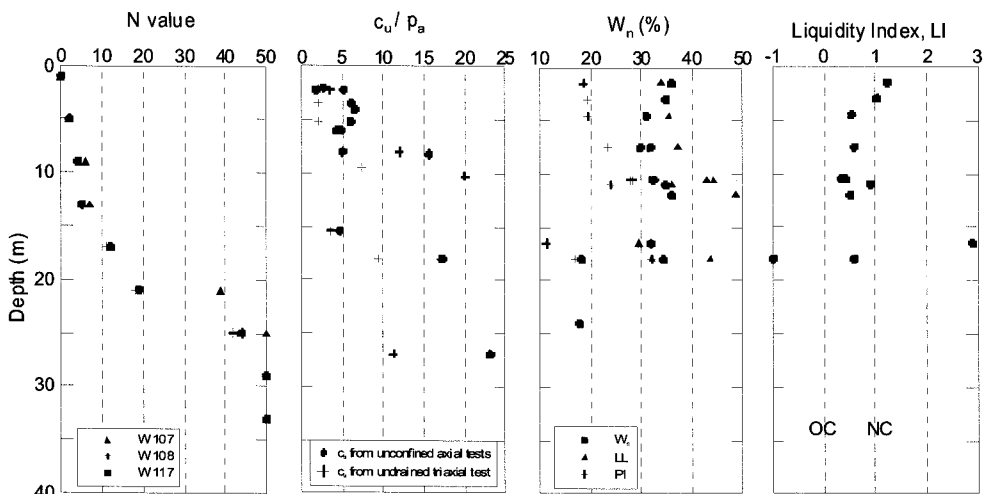
(수평지반반력계수,  $\text{kN/m}^2$ ),  $y$  = 말뚝의 수평변위(m) 이다. 일반적인 쌍곡선 p-y 곡선은 K와  $p_u$  값에 의해 그 크기 및 형태가 결정되므로 본 연구에서는 국내 연약지반에 적합한 p-y 곡선을 제안하기 위하여 시험결과와 이론적인 해법을 바탕으로 이 두 값을 결정하였다.

### 2.1 현장 재하시험

본 연구에서 수행한 현장 재하시험 부지는 인천대교



(a) 현장 지반층서



(b) 현장 및 실내물성시험 결과

그림 2. 지반 층서 및 물성 산정 결과

표 1. 현장재하시험 지반 물성

지반	Upper Clay	Lower Clay	Silt	Residual soil	Weathered Rock	Soft Rock
단위중량, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.5	17.5	17.8	17.8	20.2	20.5
N value	1~3	4~7	12~19	44	50/15~	100
평균 비배수전단강도 $c_u$ (kPa)	18	42	-	-	-	-
유효점착강도 $c'$ (kPa)	0.5	2.0	-	-	-	-
$\phi'$ (Deg)	27	25	28	34	32	33
소성지수, PI (%)	25~35	30~35	35~40	-	-	-
포아송비 $\mu_s$	0.3	0.3	0.3	0.3	0.25	0.25
OCR	0~2	1~2	<2	-	-	-
$\epsilon_{50}$	0.02	0.01	-	-	-	-

표 2. 현장재하시험 말뚝 물성

말뚝	강관말뚝	현장타설말뚝
직경 (m)	1.0	2.4
강관 두께 (m)	0.016	-
근입장 (m)	26	44
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	72.0	25.0
$E_p$ (kNm <sup>2</sup> )	$2.0 \times 10^8$	$2.6 \times 10^7$
$I_p$ (m <sup>4</sup> )	0.0063	1.6290
Pile No.	LTP-1, LTP-2, LTP-3	LTP-4

시공현장으로 결정하였으며, 강관말뚝 3본(LTP-1, LTP-2, LTP-3; D=1.016m, L=26.6m)과 현장타설 말뚝 1본(LTP-4; D=2.4m, L=44.6m)의 재하시험을 수행하였다. 재하시험에 사용된 말뚝의 단면 및 계측기 구성도는 그림 1과 같다.

지반조건은 그림 2에 나타난 바와 같이, 해성 점토층이 두텁게 분포하고 있는 전형적인 해성 퇴적지형으로, 총 3공의 시추공을 통하여 지반 층서를 확인하였으며, SPT와 CPT

및 실내 물성시험을 통하여 지반정수를 산정하였다. 전반적인 지반물성 및 말뚝의 재원은 표 1 및 표 2에 정리하였다.

### 2.2 실내 모형 재하시험

현장재하시험 결과의 보완 및 하중전이함수 제안의 정확성을 높이기 위하여 추가로 실내 모형 재하시험을 수행하였다. 시험중 관찰이 용이한 2cm 두께의 아크릴 판으로 되어 있는 지름 80cm, 높이 100cm의 원형 토조(그림 3 참조)를 사용하였으며, 모형말뚝은 현장재하시험과의 상사를 고려하여 제작하였다. 시험 지반은 현장 재하시험 지반의 상부 해성점토층을 사용하였으며, 전체적으로 동일한 비배수 전단강도( $c_u$ ) 값을 가지는 지반 조성을 위해 그림 4와 같이, 실내 vane 시험을 통하여 함수비( $\omega$ )에 따른  $c_u$  값의 변화를 측정하여 이 결과를 실내모형시험에 사용하였다. 모형시험에 사용된 말뚝의 재원 및 지반 물성은 표 3에 정리하였다.

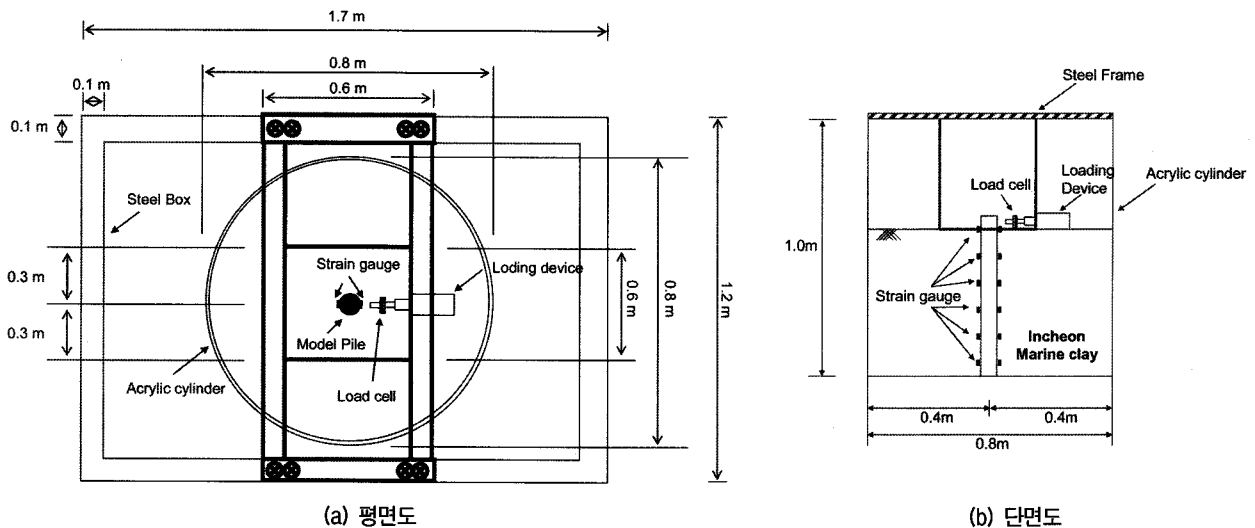


그림 3. 점성토용 모형토조 단면

표 3. 실내모형시험 재료 물성

Pile No	종류	$c_u$ (kPa)	직경, D (mm)	말뚝길이, L (mm)	말뚝의 특성장, $\beta L$	$E_{p,b}$ (kN-m <sup>2</sup> )
MP-1	강성말뚝	18	32	400	1.1	4.36
MP-2	강성말뚝	42	32	400	1.6	4.36
MP-3	연성말뚝	18	32	650	2.4	4.36
MP-4	연성말뚝	42	32	650	3.0	4.36

Note :  $c_u$  : 비배수전단강도,  $\beta L$  : 말뚝의 특성장( $\sqrt{K/4E_p I_p} \times L$ ),  $K$  : 수평지반반력계수

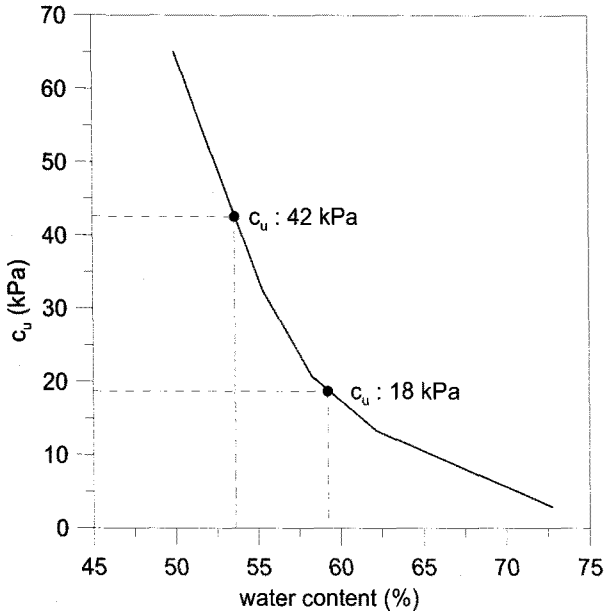


그림 4. 함수비(w)에 따른 비배수전단강도( $c_u$ )

### 2.3 p-y 곡선의 초기기울기(K) 산정

본 연구에서는 현장재하시험과 실내모형시험 결과를 바탕으로 말뚝의 휨강성 및 직경의 영향을 고려할 수 있는 p-y 곡선의 초기기울기(수평지반반력계수)를 제안하였다. 제안 식의 기본 형태는 문헌 연구(Vesic, 1961; Bowles, 1988; Ling, 1988; Liang 2009)를 바탕으로 시험 결과를 가장 잘 반영할 수 있도록 식 (2)와 같이 결정하였다.

$$K = \alpha \frac{E_s}{(1 - \mu_s^2)} \sqrt{\frac{D}{D_{ref}}} \left[ \frac{E_s D^4}{E_p I_p} \right]^\beta \quad (2)$$

여기서,  $\mu_s$ =지반의 포아송비,  $D$ =말뚝 직경(m),  $D_{ref}$ =1.0m,  $E_p I_p$ =말뚝 휨강성(kN-m<sup>2</sup>) 이다.  $E_s$ 는 지반의 탄성계수(kN/m<sup>2</sup>)로, 그림 5에 나타난 것과 같이 OCR 값과 PI 값을 바탕으로 보정계수  $K_c$ 를 구한 뒤 비배수점착강도,  $c_u$ 를 곱하여 산정하였다(USACE, 1990).

Fitting 상수인  $\alpha$ ,  $\beta$ 는 총 8본의 시험말뚝에 대한 현

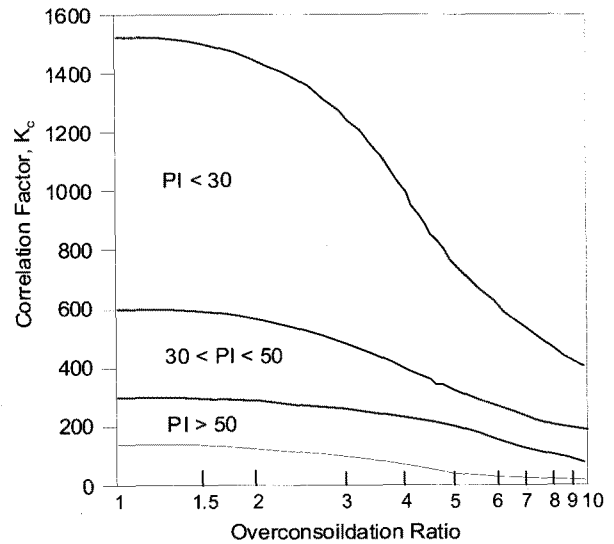


그림 5. 보정계수  $K_c$  산정(USACE, 1990)

장 및 실내 재하시험 결과의 정규화 및 선형회귀분석을 통하여 산정하였다. 회귀분석을 위해서 식 (2)의 초기기울기(K)를 지반의 탄성계수( $E_s$ )등으로 나누고 로그(log)화하여 정규화 시키면 다음과 같이 표현 가능하다.

$$\frac{K(1 - \mu^2)}{E_s} \sqrt{\frac{D_{ref}}{D}} = \alpha \left[ \frac{E_s D^4}{E_p I_p} \right]^\beta \quad (3)$$

$$\log \left( \frac{K(1 - \mu^2)}{E_s} \sqrt{\frac{D_{ref}}{D}} \right) = \log \alpha + \beta \log \left[ \frac{E_s D^4}{E_p I_p} \right] \quad (4)$$

이로부터 정규화된 값을 식 (5)와 같이 X, Y로 각각 치환하면, X와 Y축으로 하는 변환좌표계 상에서 식 (6)과 같은 직선의 형태를 나타낸다.

$$X = \log \left[ \frac{E_s D^4}{E_p I_p} \right], \quad Y = \log \left( \frac{K(1 - \mu^2)}{E_s} \sqrt{\frac{D_{ref}}{D}} \right) \quad (5)$$

$$Y = \beta X + \log \alpha \quad (6)$$

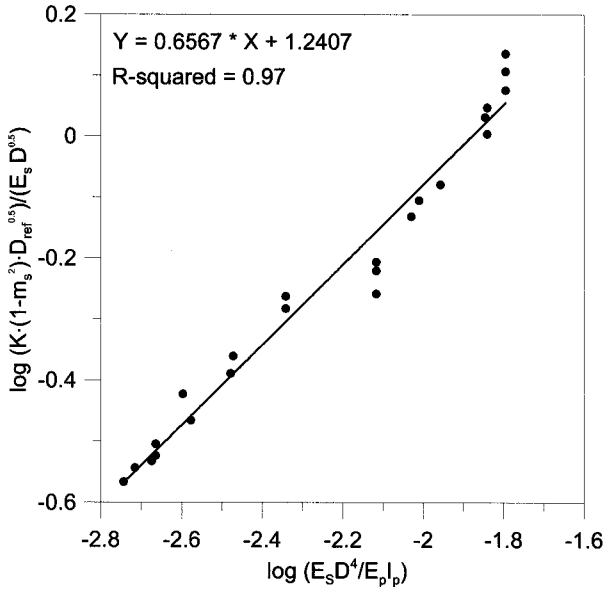


그림 6. 재하시험의 선형회귀분석 결과

이로부터 선형 회귀분석을 수행하면, 선형 회귀선의 기울기와 절편은 각각 fitting 상수  $\beta$ 와  $\log \alpha$ 를 의미한다. 따라서 강도정수  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 다음과 같이 산정 가능하다.

$$\alpha = 10^{\left( \frac{\sum Y - \beta \left( \frac{\sum X}{T} \right)}{T} \right)} \quad (7a)$$

$$\beta = \frac{\sum XY - \frac{(\sum X \sum Y)}{T}}{\sum X^2 - \frac{(\sum X)^2}{T}} \quad (7b)$$

여기서, T는 회귀분석에 적용된 전체 자료 수이다.

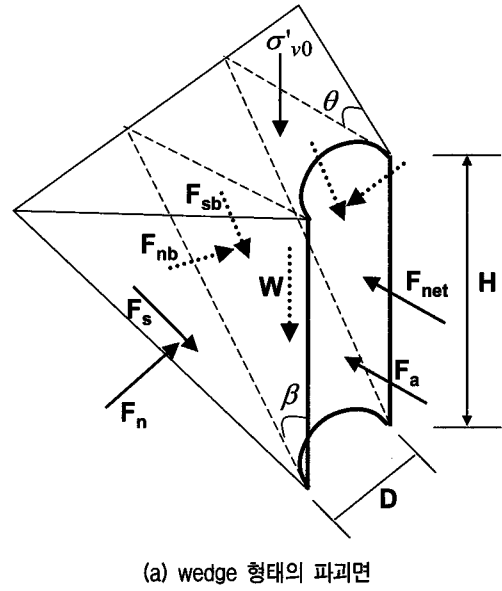
이를 토대로 재하시험 결과 얻어진 p-y 곡선의 초기 기울기를 현장과 실내모형시험별로 구분하여 변환좌표 계 상에 도시하면 그림 6과 같다.

회귀분석 결과로부터 구해진 fitting 상수  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 각각 17.4와 0.66이다. 이상의 결과로부터, 본 연구에서 제안한 말뚝의 휨강성 및 직경의 영향이 고려된 해성 연약 점토지반의 초기기울기(수평지반반력계수, K)는 식 (8)과 같이 나타낼 수 있다.

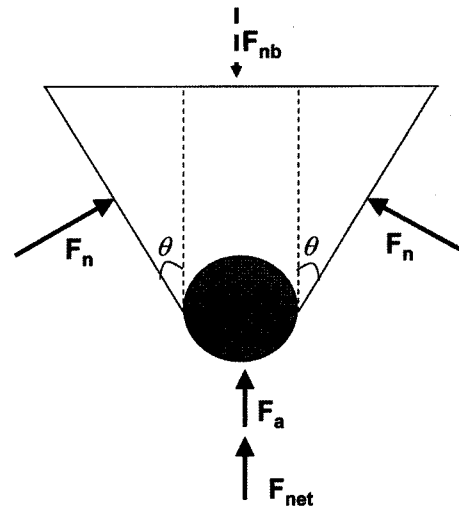
$$K = 17.4 \frac{E_s}{(1 - \mu_s^2)} \sqrt{\frac{D}{D_{ref}}} \left[ \frac{E_s D^4}{E_p I_p} \right]^{0.66} \quad (8)$$

## 2.4 지반의 극한지반반력( $p_u$ ) 산정

Reese(1983)와 Ashour(1998), Liang(2009)등에 따르



(a) wedge 형태의 파괴면



(b) 상부단면도

그림 7. 수평하중을 받는 말뚝주변지반의 응력 분포(3D failure mode)

면, 말뚝이 수평하중을 받는 경우, 말뚝 주변 지반의 변형과 응력 분포양상은 3차원적인 wedge파괴 형태(3D failure mode)로 나타나는 것으로 보고되고 있다. 하지만, 대부분의 수평하중을 받는 말뚝의 연구는 이러한 3차원적인 지반 응력 분포를 단순화 시킨 1차원 반경험식 형태로 해석하고 있다. 따라서, 본 연구에서는 지반의 3차원적인 응력 분포를 반영하기 위하여, Liang(2009)의 암반에서의 wedge 파괴모드에 의한 해법을 응용하여 점성토 지반의 연속성을 고려한 해석기법을 그림 7과 같이 제안하였다.

우선, 적절한 해성점토의 3차원 wedge 형상을 결정하기 위해 다음과 같이 유효응력 해석법(effective stress analysis)을 적용하여 fan angle( $\theta, \beta$ )을 산정하였다.  $\theta$ 는 현

장 재하시험 결과로부터 역산하였으며,  $\beta$ 는 mohr-coulomb의 파괴기준에 의해 산정하였다. 이를 바탕으로 결정되는 wedge의 형태는  $\theta, \beta$ 를 상수로 가정하였던 Reese(1974)

의 wedge 형태와는 달리 유효내부마찰각(effective stress friction angle,  $\phi'$ )에 따라 달라진다.

$$\theta = \frac{\phi'}{8}, \quad \beta = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad (9)$$

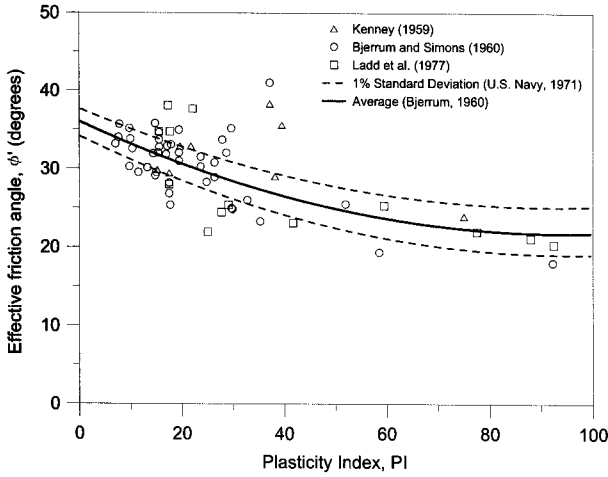


그림 8. 소성지수(PI)와 유효내부마찰각( $\phi'$ )의관계 (Ashour, 1996)

여기서,  $\phi'$ 는 유효내부마찰각은 그림 8과 같이 소성지수(PI)값을 바탕으로 얻을 수 있다.

Wedge 옆면과 바닥면에 작용하는 힘을 전단력( $F_s, F_{sb}$ )과 수직력( $F_n, F_{nb}$ )으로 나누어 산정하였으며, 연직방향의 중량( $W$ )과 상재하중( $\sigma'_{vo}$ ) 및 말뚝에 작용하는 주동토폰( $F_a$ )을 고려하여 수평방향 합력인  $F_{net}$ 을 식 (10)과 같이 산정하였다.

$$F_{net} = 2F_s \cos \theta \sin \beta + F_{sb} \sin \beta + F_{nb} \cos \beta - 2F_n \sin \theta - F_a \quad (10)$$

식 (9)에서 각 인자들의 자세한 산정 과정은 표 4에

표 4. Wedge 각 면에 작용하는 힘의 합력 산정

구분	모식도	작용하는 힘
Side Wedge		<p>Wedge 옆면 면적: <math>A_s = \frac{1}{2} H^2 \tan \beta \sec \theta</math>                      옆면에 작용하는 수직력:  <math>F_n = K_0 \sigma'_{vo} A_s + \frac{1}{6} K_0 \gamma' H^3 \tan \beta \sec \theta</math>                      (정지토폰상태로 가정)                      전단력: <math>F_s = c' A_s + F_n \tan \phi'</math>                      여기서, <math>K_0</math>는 <math>0.95 - \sin \phi'</math>, <math>\sigma'_{vo}</math>는 유효상재압</p>
Bottom Wedge		<p>바닥면 면적: <math>A_b = (D + H \tan \beta \tan \theta) H \sec \beta</math>                      바닥면에 작용하는 수직력:                      수직방향 힘의 평형을 통해 산정한다.  <math>F_{nb} \sin \beta - F_{sb} \cos \beta = \sigma'_{vo} A_s + W + 2F_s \sin \beta \cos \theta (1 / \tan \beta)</math>  <math>F_{nb} = \frac{\sigma'_{vo} A_s + W + 2F_s \sin \beta \cos \theta}{\sin \beta - \tan \phi' \cos \beta}</math>                      전단력: <math>F_{sb} = c' A_b + F_{nb} \tan \phi'</math></p>
Top Wedge		<p>상부 면적: <math>A_t = (D + H \tan \beta \tan \theta) H \tan \beta</math>                      Wedge의 중량: <math>W = \gamma' V</math>  <math>V = 2 \times \left( \frac{1}{2} \times H \tan \beta \times H \tan \theta \tan \beta \times H \times \frac{1}{3} \right) + \left( D \times H \tan \beta \times H \times \frac{1}{2} \right)</math>  <math>= \left( \frac{1}{3} H^3 \tan^2 \beta \tan \theta + \frac{1}{2} H^2 D \tan \beta \right)</math>                      상부에 작용하는 수직력: <math>N = \sigma'_{vo} A_t</math></p>

정리하였다.

극한지반반력( $p_u$ )은 산정된 수평방향 합력( $F_{net}$ )을 바탕으로 연직과 수평의 힘의 평형을 고려하여 다음과 같이 산정하였다.

$$p_u = \frac{dF_{net}}{dH} = 2 \cos \theta \sin \beta \frac{dF_s}{dH} + \sin \beta \frac{dF_{sb}}{dH} + \cos \beta \frac{dF_{nb}}{dH} - 2 \sin \theta \frac{dF_n}{dH} - \frac{dF_a}{dH} \quad (11)$$

여기서,  $c'$  = 유효점착력(kN/m<sup>2</sup>)

$\phi'$  = 유효내부마찰각(degree)

$\gamma'$  = 유효단위중량(kN/m<sup>3</sup>)

$$\frac{dF_a}{dH} = \gamma' K_a (H - z_0) D - 4c' D \sqrt{K_a} (h - z_0) \quad (12)$$

$$\frac{dF_n}{dH} = K_0 H \tan \beta \sec \theta \left( \sigma'_{v0} + \frac{1}{2} \gamma' H \right) \quad (13)$$

$$\frac{dF_s}{dH} = H \tan \beta \sec \theta \left( c' + K_0 \sigma'_{v0} \tan \phi' + \frac{H}{2} K_0 \gamma' \tan \phi' \right) \quad (14)$$

$$\frac{dF_{sb}}{dH} = \tan \phi' \frac{dF_{nb}}{dH} + c' (D \sec \beta + 2H \tan \beta \sec \beta \tan \theta) \quad (15)$$

$$\frac{dF_{nb}}{dH} = \frac{D \tan \beta (\sigma'_{v0} + H \gamma') + H \tan^2 \beta \tan \theta (2\sigma'_{v0} + H \gamma') + c' (D + 2H \tan \beta \tan \theta) + 2 \cos \beta \cos \theta \frac{dF_s}{dH}}{\sin \beta - \tan \phi' \cos \beta} \quad (16)$$

일부 소성지수(PI)값이 큰 NC 점토층의 경우나, 심도가 깊어 큰 상재하중이 작용하는 경우, 전술한 wedge 형태의 응력 분포보다는 평면파괴가 발생할 가능성이 크다. 따라서 이런 경우에 Gowda(1991), Zhang(2004)에 의해 제안된 다음과 같은 식을 사용하여 극한 지반반력 값을 산정할 수 있다.

$$p_u = Q + F = (\eta 10c_u + \xi 2c_u) D \quad (17)$$

여기서,  $Q$  = 수평력,  $F$  = 전단력,  $\eta$ 와  $\xi$ 는 형상계수로 원형 말뚝일 때, 0.8과 1.0을 각각 사용한다(Briaud and Smith, 1983).

## 2.5 연약지반의 p-y 곡선 작성

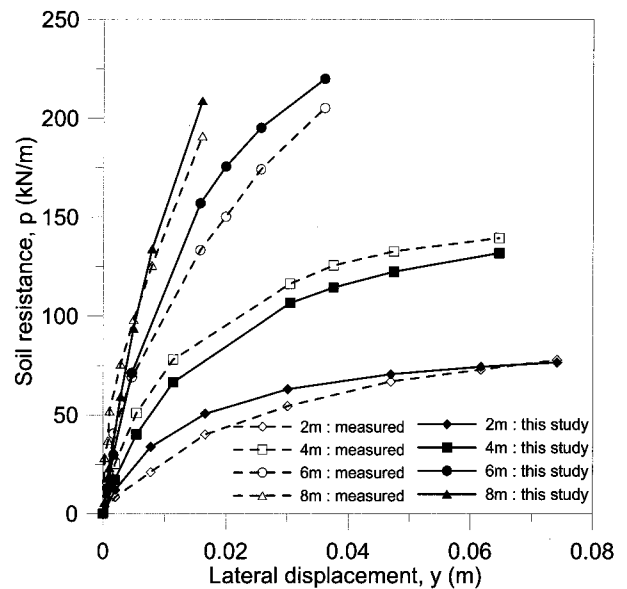
본 연구에서 제안한 p-y 곡선 작성방법을 정리하면 다음과 같다.

1. p-y 곡선의 초기기울기( $K$ )는 식 (8)을 사용하여 산정하며, 이때 지반의 탄성계수( $E_s$ )는 보정계수( $K_c$ )

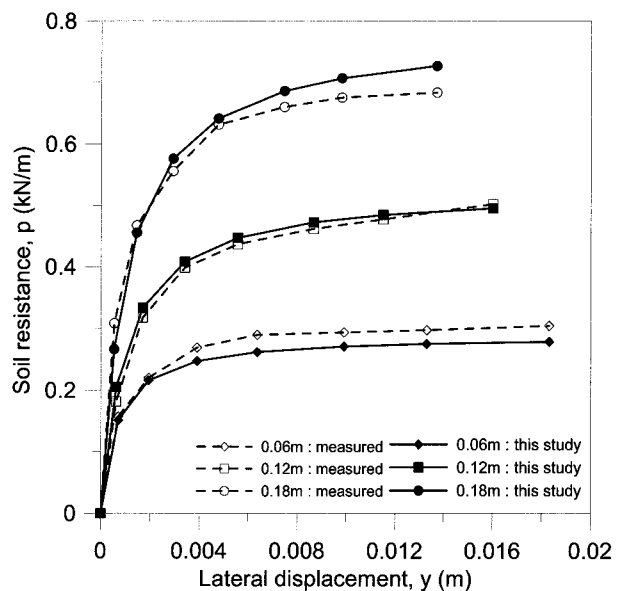
와 비배수 전단강도( $c_u$ ) 값을 통해 결정한다.

2. 극한수평지반반력( $p_u$ )은 식 (11)과 (17)중 작은 값을 사용하며, 산정된  $K$ 와  $p_u$  두 값을 식 (1)에 대입하여 쌍곡선 p-y 곡선을 작성한다.

위와 같은 방법을 통해 작성한 쌍곡선 p-y 곡선을 재하시험의 심도별 반력분포와 비교하였다. 그 결과, 그림 9에 나타난 바와 같이, 본 연구에서 제안한 p-y 곡선이 현장 및 실내 재하시험의 시험 p-y 곡선과 전반적으로 잘 일치하는 것으로 나타났다.



(a) 현장 재하시험



(b) 실내 재하시험

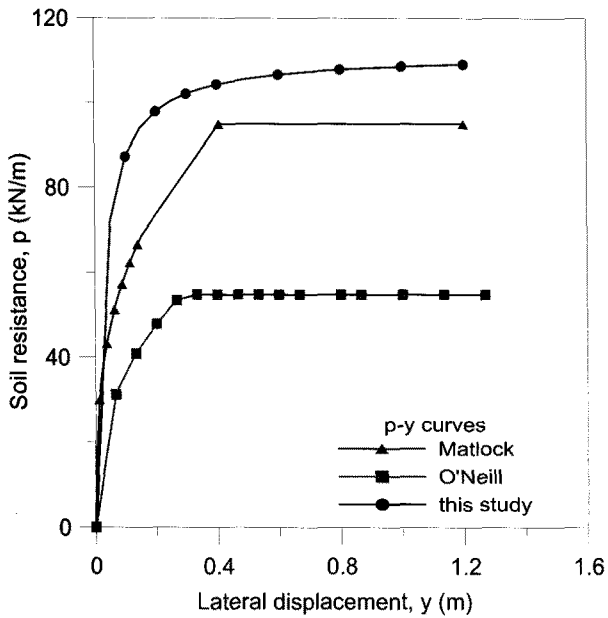
그림 9. 쌍곡선 p-y 곡선과 시험값의 비교



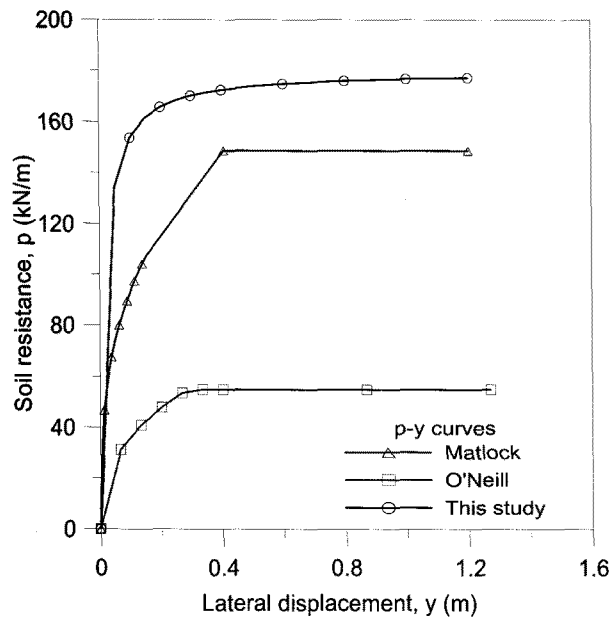
### 3. 기존 해석기법과의 비교

본 연구의 경우 말뚝 거동에 중요한 영향을 미치는 상부 지반이 대부분 해성 점토로 이루어져 있는 연약지반을 대상으로 했기 때문에, 이 점을 고려하여 비교할 수평 하중전이함수 모델로 Matlock(1970)과 O'Neill(1984)의 점성토 모델을 사용하였다.

그림 10은 제안한 쌍곡선 p-y 곡선과 기존 해석 모델을 동일 심도에서 비교한 것으로, 초기기울기는 Matlock



(a) 2D(말뚝직경) 심도

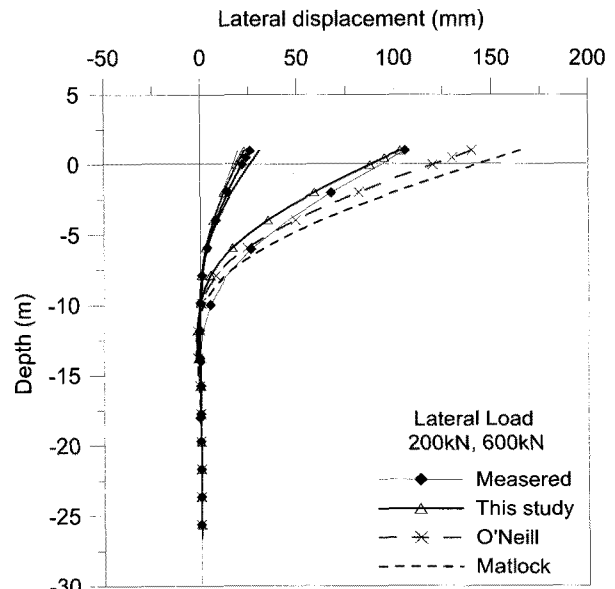


(b) 4D(말뚝직경) 심도

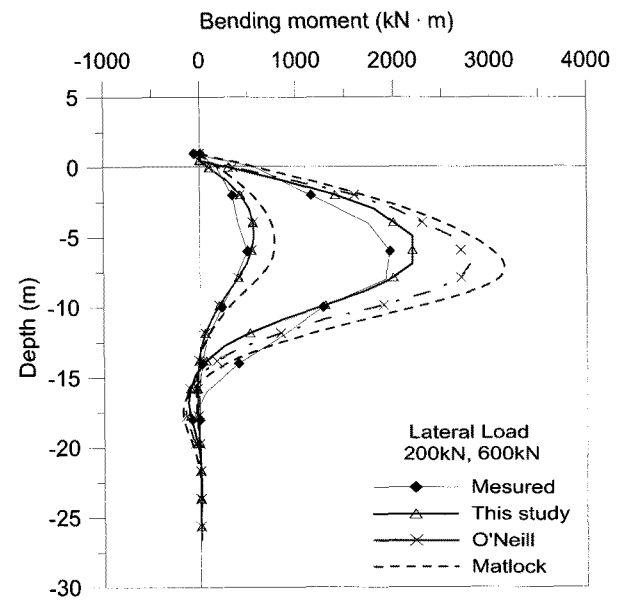
그림 10. 기존 모델과의 비교

모델이 가장 크지만 극한값은 제안된 p-y 곡선이 가장 크게 나타났다. 이러한 차이는 대부분의 기존 모델이 소, 중구경 현장재하시험 결과를 바탕으로 제안된 방법 (Janoyan, 2001)이기 때문에 연약 점성토인 해성 점토에 근입된 대구경 말뚝의 거동을 적절하게 반영하지 못하기 때문으로 판단된다.

각각의 p-y 모델을 유한차분해석(FDM) 프로그램에 입력하여 말뚝에 발생하는 휨 모멘트와 수평변위를 재하시험과 비교하였다. 그 결과, Matlock의 하중전이 곡선을 적용한 경우, 말뚝 두부 수평변위 및 휨모멘트가



(a) depth-lateral displacement



(b) depth-bending moment

그림 11. 인천 해성점토 지반의 수평재하 말뚝거동 예측(LTP-1)

그림 11에 나타난 바와 같이, 최대 약 50% 가량 실측 값보다 더 크게 나타났으며, O'Neill의 경우는 두부 수평변위가 약 26%, 휨모멘트가 36% 가량 크게 예측되었다. 본 연구에서 제안한 쌍곡선 하중전이 함수의 경우는 수평변위와 휨모멘트 모두 실측값과 약 10% 이내의 오차를 나타내어 가장 적절하게 말뚝의 수평거동을 예측하는 것으로 나타났다.

#### 4. 현장재하시험 사례를 통한 검증

본 절에서는 3개의 시험부지에서 수행된 현장재하시험 사례와의 비교분석을 통하여 본 연구에서 제안한 쌍

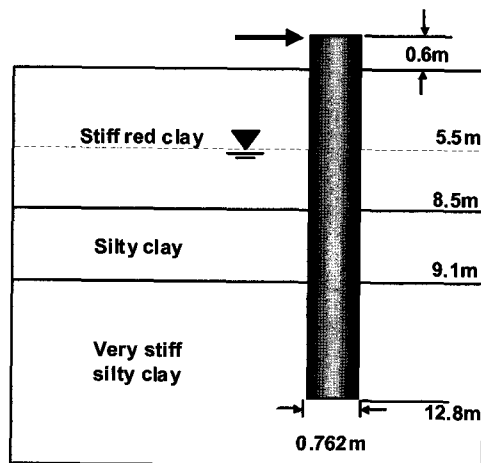
곡선 p-y 곡선의 타당성을 검토하였다. 또한 기존 제안된 p-y 곡선의 예측 결과값도 함께 분석하여, 지반의 연속성 영향에 따른 말뚝 거동 변화 양상을 검토하였다. 각 재하시험 사례에 적용된 각 지층 별 수평하중전이 함수 및 해석 시 적용한 입력 값들은 표 5에 정리하였다.

##### 4.1 Welch(1972)의 사례

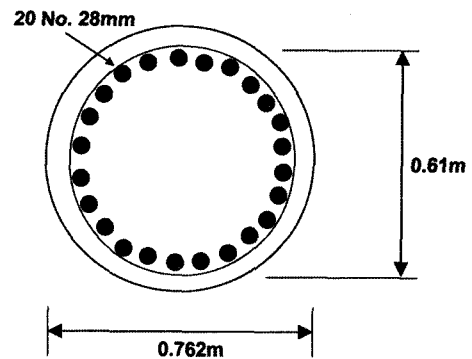
본 연구에서 제안한 해석기법의 타당성을 분석하기 위하여, 그림 12와 같이 Texas주 Houston에 위치한 고속도로 현장에서 실시된 현장타설 말뚝의 재하시험 자료를 이용하였다. 본 사례의 시험말뚝은 수평거동에 영향

표 5. 지반물성 및 p-y 곡선 입력 값

사례	층서 구분		지반 및 재료 정수									p-y curves	
	Type	Depth(m)	D (m)	$E_p I_p$ (kN-m <sup>2</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$	$c_u$ (kPa)	$\mu$	PI	$\omega$ (%)	$\epsilon_{50}$		
Welch (1972)	말뚝	현장타설말뚝	-0.6-12.8	0.7	460000	25.0	-	-	-	-	-	-	본연구, O'Neill, Reese의 p-y 곡선
	지반	Red clay	0-8.5	-	-	17.9	30	128	0.3	25	25	0.005	
		Silt clay	8.5-9.1	-	-	17.8	27	133	0.3	35	15	0.005	
		Very stiff clay	9.1-12.8	-	-	17.9	27	200	0.25	35	15	0.004	
Holloway (1978)	말뚝	현장타설말뚝	-0.8-4.6	0.9	1030000	25	-	-	-	-	-	-	본연구, O'Neill, Reese의 p-y 곡선
	지반	Sandy clay	0-1.5	-	-	19.8	33	134	0.3	20	20	0.005	
		Stiff clay	1.5-4.5	-	-	20.5	27	101	0.3	35	20	0.005	
		Gravel	4.5-4.6	-	-	20.2	38	-	0.25	40	30	-	
Dunnivant (1985)	말뚝	현장타설말뚝	-1.0-18.5	1.8	1350000	25.0	-	-	-	-	-	-	본연구, O'Neill, Reese의 p-y 곡선
	지반	Medium clay	0-1.53.0	-	-	18.8	30	34	0.35	25	20	0.017	
		Stiff clay	1.5-3.1	-	-	10.2	29	85	0.3	30	25	0.011	
		Very stiff clay	3.1-7.6	-	-	9.7	30	120	0.3	25	30	0.005	
		Very stiff clay	7.6-8.5	-	-	10.2	27	124	0.3	35	10	0.015	
		Hard clay	8.5-18.5	-	-	10.2	27	206	0.25	35	15	0.015	



(a) 지층구성



(b) 시험말뚝 단면

그림 12. 지층구성 및 시험말뚝(Welch의 사례)

을 주는 상부 토층이 중간 정도의 점성토로 구성되어 있으며, 변위제어 방식으로 16mm의 말뚝두부 변위발생 (약 400kN 하중 재하)까지 시험이 수행되었다. 시험말뚝의 직경(D)는 762mm 이며, 길이는 13m로 선단부는 견고한 점토층에 근입되어 있다.

그림 13은 시험말뚝의 작용하중에 따른 두부 수평변위를 비교하여 도시한 것이다. 분석 결과, 본 연구에서 제안된 쌍곡선 p-y 곡선 및 기존 수평하중전이합수법 모두 재하시험의 경향은 비교적 잘 예측하였으나, 상대적으로 기존 제안된 해석법은 말뚝 두부의 수평변위를 과대평가하는 것으로 나타났다.

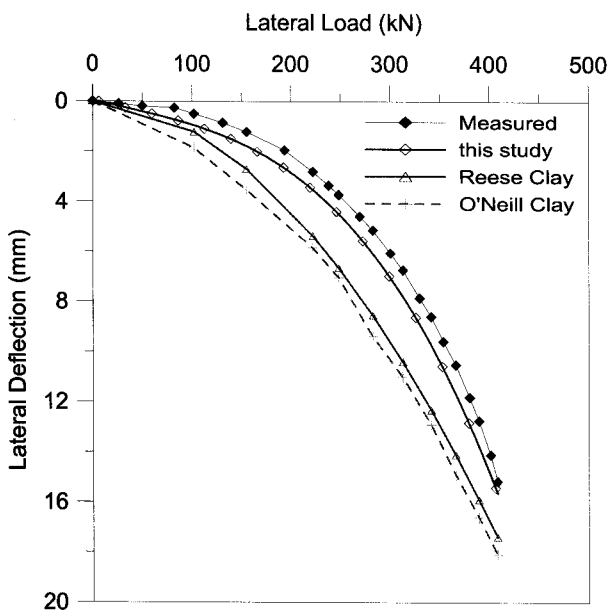


그림 13. 하중-두부 수평변위 관계(Welch의 사례)

#### 4.2 Holloway(1978)의 사례

본 비교 분석에서는 그림 14와 같이 Texas A&M 연구소 현장에서 실시된 현장타설말뚝 재하시험 자료를 이용하였다. 본 시험말뚝은 그림 14와 같이 말뚝직경(D)이 914mm, 말뚝길이가 4.5m인 강성말뚝( $\beta L < 2.3$ , Broms, 1964; Randolph, 1981)으로, 견고한 점토층을 통과하여 선단부는 자갈층에 근입되어 있다.

그림 15는 시험말뚝의 하중-말뚝 두부 침하량 곡선을 비교하여 도시한 것이다. 현장재하시험과의 비교분석 결과, 각각의 p-y 곡선 서로 유사한 말뚝의 두부변위를

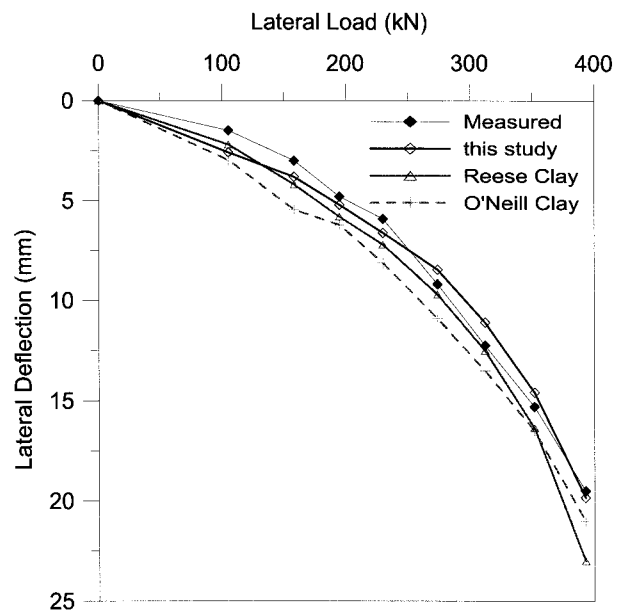
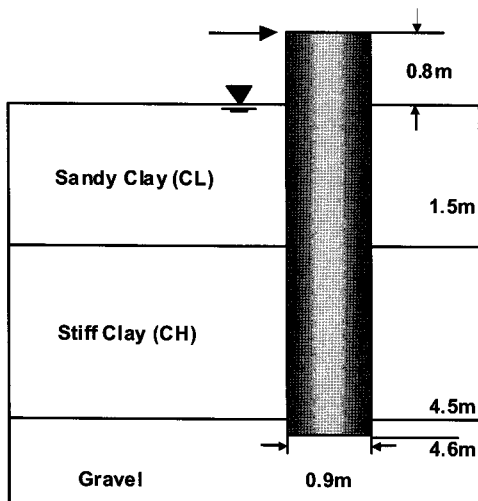
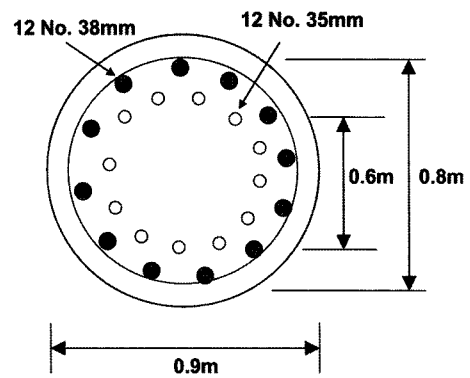


그림 15. 하중-두부 수평변위 관계(Holloway의 사례)

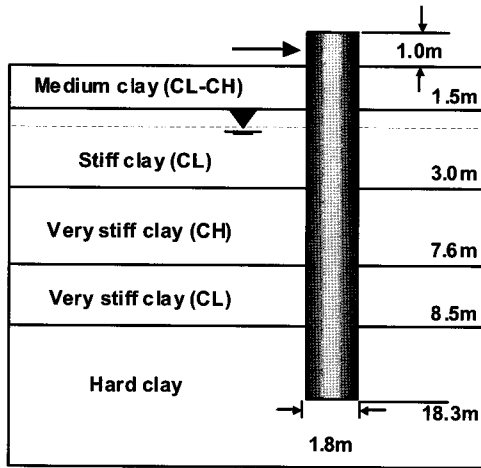


(a) 지층구성

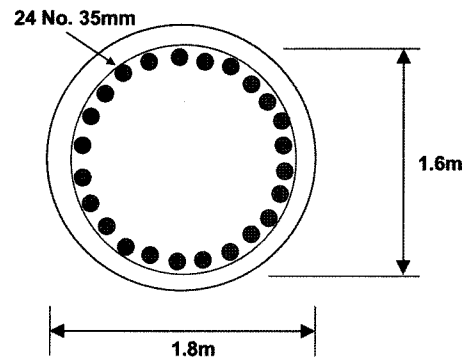


(b) 시험말뚝 단면

그림 14. 지층구성 및 시험말뚝(Holloway의 사례)



(a) 지층구성



(b) 시험말뚝 단면

그림 16. 지층구성 및 시험말뚝(Dunnavant의 사례)

예측하는 것으로 나타났다. 이는 말뚝-지반의 상대강성차가 큰 강성말뚝의 경우, p-y 곡선 종류에 따른 영향이 말뚝거동에 크게 영향을 주지 않아 수평하중전이합수에 따른 차이가 거의 없기 때문(김영호, 2007)인 것으로 판단된다.

#### 4.3 Dunnavant(1985)의 사례

본 재하시험 사례는 그림 16과 같이 Houston 대학교에서 수행된 대구경(D=1820mm) 현장타설말뚝의 재하시험으로 총 20m 길이의 견고한 점토층에 근입되어 있는 말뚝을 대상으로 수행한 결과이다. 현장재하시험과의 비교분석 결과, 그림 17에 나타낸 바와 같이 본 연구에서 제안된 쌍곡선 p-y 해석법은 수평하중을 받는 말뚝의 계측 값을 적절히 예측하는 것으로 나타났다. 반면, 기존의 p-y 해석법은 말뚝의 수평변위를 과대평가하는 것으로 나타났으며, 이는 수평말뚝의 해석시 지반의 연속성이 고려되는 p-y 곡선이 사용되어야 함을 나타낸다.

#### 4.4 제안된 방법의 적용성 분석

앞절에서 수행된 재하시험과의 분석결과, 전반적으로 대부분의 p-y 곡선 해석결과가 계측값의 경향은 잘 예측하고 있으나, 발생량에 있어서 과대 평가가 이루어지고 있는 것으로 나타났다. 본 연구에서는 이러한 각 해석법 별 예측 정도를 평가하기 위하여 재하하중 25, 50, 75, 100%에서의 예측값과 계측값의 비를 식 18과

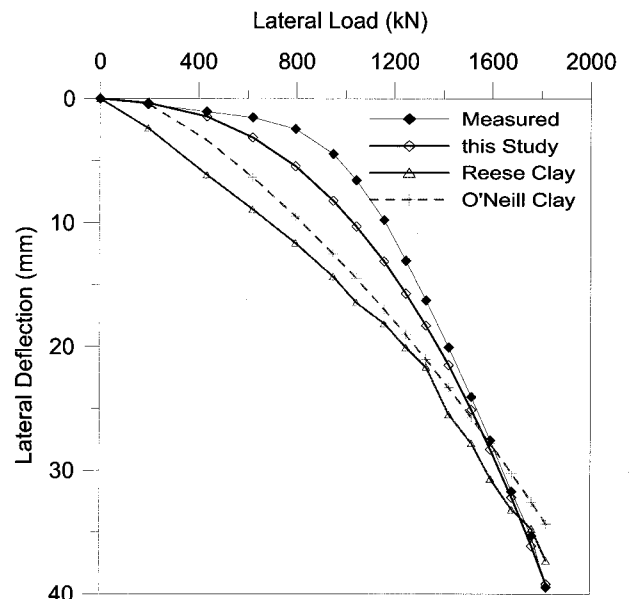


그림 17. 하중-두부 수평변위 관계(Dunnavant의 사례)

같은 표준편차(R) 값으로 나타내었다. R 값이 0~100% 사이일 경우, 과대평가(보수적)를 나타내며, 그 이상일 경우는 과소평가함을 나타낸다. 표 6에 재하시험에 따른 각 p-y 곡선의 R 값을 평균 값으로 정리하였다.

$$R \text{ value} = \frac{\text{Measured displacement}}{\text{Predicted displacement}} \times 100\% \quad (18)$$

사례분석을 바탕으로 국내의 점성토 지반의 p-y 곡선의 예측 정도를 분석한 결과, 모든 점성토 지반의 R 값이 100% 보다 작아서 과대평가를 하고 있는 것으로 나타났다. 각 제안 모델의 예측 정도를 최대하중 재하단계에서 비교하였을 때, 본 연구에서 제안한 쌍곡선 p-y 곡

표 6. 재하시험에 따른 R 값 분포

Type	Model	Values	하중단계			
			25%	50%	75%	100%
Clay Soil	Reese	R 표준편차	42.15	55.40	78.18	88.55
	Matlock		67.89	65.64	66.58	64.11
	O'Neill		55.00	66.03	78.84	83.41
	쌍곡선 p-y		73.19	80.74	90.90	94.02

선이 가장 95%에 가까운 R 값을 나타냈으며, Reese 모델과, Matlock 모델의 과대평가 정도가 가장 큰 것으로 나타났다. 이를 통해 지반의 연속성 및 말뚝과 지반의 상호작용을 고려한 해석이 더욱 말뚝의 실제거동에 근접한 예측을 할 수 있음을 알 수 있었다.

### 5. 결론

본 연구에서는 해성 연약지반에 근입된 수평하중을 받는 대구경 말뚝의 거동을 파악하기 위하여 8본에 걸친 현장 및 실내 수평재하시험을 수행하였으며, 3D failure mode의 이론적인 해법을 바탕으로 심도별 지반의 연속성을 고려한 쐐기 파괴 형태의 극한지반반력( $p_u$ )과 말뚝의 휨강성을 고려한 수평지반반력계수(K)값을 산정하여 쌍곡선 형태의 p-y 곡선을 제안하였다. 또한, 현장 재하시험 사례와의 비교분석을 통해 그 타당성을 검증하였다. 본 연구로부터 얻어진 결과는 다음과 같다.

- (1) 실제 수평 재하 말뚝에 발생하는 파괴형태인 3D failure mode를 대상으로 각 wedge면에 작용하는 수평방향 합력을 토대한 지반의 연속성을 고려한 3차원적인  $p_u$  값 산정방법을 제안하였으며, 재하시험 결과를 회기분석하여 얻은 K 산정식을 p-y 곡선 해석법에 도입하였다. 이로부터 지반의 말뚝-지반 상호작용을 고려한 수평재하 말뚝의 거동 해석이 가능함을 알 수 있었다.
- (2) 비교분석 결과, 본 연구에서 제안된 지반의 연속성이 고려된 쌍곡선 p-y 곡선 해석법은 재하시험 계측값과 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났으며, 기존 수평하중전이함수법에 비해 말뚝의 실제거동에 보다 근접한 예측 결과를 나타냈다.
- (3) 지반의 연속성이 고려되지 못하는 기존 p-y 곡선 해석법에 의하여 해성 연약지반에 근입된 대구경 말뚝의 거동을 예측할 경우, 말뚝의 변위 발생량이 실

제 발생한 변위에 비하여 크게 예측되어 과대 설계가 이루어질 수 있는 것으로 나타났다.

### 참고 문헌

1. 김영호, 정상섭, 김정환, 이양구 (2007), 해상 현장타설말뚝의 p-y 곡선 산정을 통한 횡방향 상대 강성 분석, *한국지반공학회 논문집*, 제23권 6호, pp. 37-51.
2. 김태식, 정상섭, 김영호 (2008), 모형실험을 통한 말뚝의 p-y 곡선에 관한 연구, *대한토목학회 논문집*, 제28권 1c호, pp.41-51.
3. Ashour, M., Norris, G., and Pilling, P. (1998), "Lateral Loading of a Pile in Layered Soil Using the Strain Wedge Model", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol.123(4), pp.303-315.
4. Ashour, M., Pilling, P., Norris, G., and Perez, H. (1996), "Development of strain wedge model program for pile group interference and pile cap contribution effects", *CCEER Rep. No. 96-4*, Civil Engng. Dept., University of Nevada, Reno, Nev., U.S.A.
5. Banerjee, P. K. and Driscoll, P. M. (1976), "Three-Dimensional Analysis of Raked Pile Groups", *Proceedings of Institution of Civil Engineers*, Vol.61(2), pp.653-671.
6. Bowles, J. E. (1988), *Foundation analysis and design*, 4<sup>th</sup> Ed. McGraw-Hill, New York, 1004.
7. Briaud, J., and Smith, T. (1983), "Using the pressuremeter curve to design laterally loaded piles", *Proc., 15<sup>th</sup> Offshore Technology Conf.*, Houston, Paper 4501, pp.495-502.
8. Brinch Hansen, J. (1961), "The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces", *Bulletin No. 12*, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark, pp.5-9.
9. Broms, B. (1964), "Lateral Resistance of Piles in Cohesiveness Soils", *J. Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, Vol. 90(4), pp.27-63.
10. Dunnivant, T.W., and O'Neill, M.W. (1985), *Performance, analysis and interpretation of a lateral load test of a 72-inch-diameter bored pile in overconsolidated clay*, Report UHCE 85-4, Department of Civil Engineering, University of Houston, Texas. U.S.A.
11. Gowda, P. (1991), *Laterally loaded pile analysis for layered soil based on the strain wedge model*. MS thesis, University of Nevada, Reno, Nev., U.S.A.
12. Holloway, G. (1978), *Field Test and Preliminary Design Method for Laterally Loaded Drilled Shafts in Clay*. Research Report FHWATX78-211-2, Texas Transportation Institute, Texas., U.S.A.
13. Janoyan, K. (2001), *Interaction between Soil and Full Scale Drilled Shaft under Cyclic Lateral Load*. Doctor thesis, University of California, L.A., U.S.A.
14. Jeong, S. and Seo, D. (2004), "Analysis of tieback walls using

- proposed p-y curves for coupled soil springs”, *Computers and Geotechnics*, Vol.31, pp.443-456.
15. Kim, Y., Jeong, S., and Won, J. (2009), “Effect of Lateral Rigidity of Offshore Piles Using Proposed p-y Curves in Marine Clay”, *J. Marine Georesources and Geotechnology*, Vol.27(1), pp.53-77.
  16. Kimura, M., Adachi, T., Kamei, H., and Zhang, F. (1995), “3-D Finite Element Analyses of the Ultimate Behavior of Laterally Loaded Case-in-place Concrete Piles”, *5<sup>th</sup> International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, pp.589-594.
  17. Liang, R., Yang, Ke, and Nusairat, J. (2009), “p-y Criterion for Rock Mass”, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol.135(1), pp.26-36.
  18. Ling, L. F. (1988), “Back analysis of lateral load tests on piles”, *Rep. No. 460*, Civil Engineering Dept., Univ. of Auckland, New Zealand.
  19. Matlock, H. (1970), “Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay”, *Paper No. OTC 1204, Proceedings of Second Annual Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Vol.1, pp.577-594.
  20. O’Neill, M. W. and Gazioglu, S. M. (1984), “Evaluation of P-Y Relationships in Cohesive Soils”, *Proceedings of a Analysis and Design of Pile Foundations*, ASCE geotechnical Engineering Division, pp.192-213.
  21. Randolph, M. F. (1981), “The response of flexible piles to lateral loading”, *Geotechnique*, Vol.31(2), pp.247-259.
  22. Reese, L.C. (1983), “Behavior of piles and pile groups under lateral load”, *Rep. to the U.S. Dept. of Transportation*, Federal Highway Administration, Office of Research, Development, and Technology, Washington, D.C., U.S.A.
  23. Reese, L. C. and Welch, R. C. (1975), “Lateral loading of deep foundations in stiff clay”, *J. Geotech. Eng.*, Vol.101(7), pp.633-649.
  24. Reese, L. C., Cox, W. R., and Koop, F. D. (1974), “Analysis of laterally loaded piles in sand”, *Proc., 6th Annual Offshore Technology Conf.*, Houston, U.S.A.
  25. USACE (1998), *Engineering and Design - Settlement Analysis*, U.S. Army Corps of Engineers, Engineer Manual 1110-1-1904.
  26. Vesic, A. S. (1961), “Bending of beams resting on isotropic elastic solids”, *J. Engrg. Mech. Div.*, ASCE, Vol.87(2), pp.35-53.
  27. Welch R.C. and Reese L.C. (1972), *Laterally loaded behavior of drilled shafts*, Research Report 3-5-65-89, Center for Highway Research, University of Texas, Austin., U.S.A.
  28. Won, J., You, K., Jeong, S., and Kim, S. (2005), “Coupled effects in stability analysis of pile-slope systems”, *Computers and Geotechnics*, Vol.32, pp.304-315.
  29. Zhang, L., Silva, F., and Grismala, R. (2005), “Ultimate Lateral Resistance to piles in Cohesionless Soils”, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, Vol.131(1), pp.78-83.

(접수일자 2009. 4. 28, 심사완료일 2009. 6. 22)