

## 횡하중이 작용하는 항만구조물에서 짧은말뚝의 극한지지력 및 평가방법

### The Ultimate Bearing Capacity and Estimation Method of Rigid Pile for Port Structures under Lateral Load

김 병 일<sup>1</sup> Kim, Byung-Il

한 상 재<sup>2</sup> Han, Sang-Jae

김 종 석<sup>3</sup> Kim, Jong-Seok

김 도 형<sup>4</sup> Kim, Do-Hyung

#### Abstract

In this study the analysis is performed for influencing factors on the behavior of rigid piles (short pile) by research papers and case study. The results indicated that the point of virtual fixity should be calculated considering the relative stiffness of soil and pile, and Chang (1937) and P-Y method estimated the similar fixity. The values of ultimate resistances of a vertical pile to a lateral load are different for laboratory and field tests in cohesive soils and its ultimate values in laboratory tests are underestimated and in field tests are under or overestimated. The estimated resistance by Hansen (1961)'s method is similar to the value of field tests. The horizontal resistances to laterally loaded pile in cohesionless soils are overestimated in laboratory tests and generally overestimated in field tests. The ultimate resistances by Zhang (2005)'s method, used to the empirical distribution of the resistance, are similar to the test results. In the paper the calculating method and distribution of the ultimate resistance in cohesive soils are proposed. The estimated value by the proposed method is closer to the test results than any other method of calculating ultimate resistance of the piles embedded into cohesive soils.

#### 요 지

횡하중이 작용하는 짧은말뚝의 지지거동에 영향을 미칠 수 있는 인자들에 대한 분석을 문헌과 사례를 통해 제시하였다. 가상고정점은  $1/\beta$ 를 일률적으로 적용하는 것보다 지반의 강성에 따라 적용되어야 하고, Chang(1937)법과 P-Y 해석법이 유사한 고정점 위치를 예측하였다. 점성토의 수평지지력은 실내와 현장이 다른 특성을 보였고, 평가방법은 실내시험에서는 모두 과소예측을 하였고, 현장은 과소 또는 과대 예측을 한다. 현장시험에서는 Hansen(1961)법이 비교적 실측에 근접한 예측결과를 제시하였다. 사질토의 수평지지력 평가법은 실내시험에서는 과대예측을 하였고, 현장도 대부분 과대예측한다. 경험적 수평지지력 분포도를 사용한 Zhang(2005)법이 비교적 실측에 근접한 예측 결과를 보였다. 본 연구에서는 점성토 지반에 대하여 극한수평지지력 분포도 및 산정방법을 제안하였다. 제안법은 다른 방법에 비해 실측과 가장 근접한 결과를 추정하였다.

**Keywords :** Rigid pile, Lateral load, Virtual fixity, Horizontal resistance

1 정희원, (주)지구환경전문가그룹 기술연구소 연구소장 (Member, Research Director, Research Institute, Expert Group for Earth and Environment)

2 정희원, (주)지구환경전문가그룹 대표이사 (Member, President, Expert Group for Earth and Environment, Tel: +82-31-478-4105, Fax: +82-31-478-4115, [hansj@ege.co.kr](mailto:hansj@ege.co.kr), Corresponding author, 교신저자)

3 정희원, 현대산업개발 토목설계팀 부장 (Member, General Manager, Hyundai Development Company)

4 비희원, (주)지구환경전문가그룹 기술연구소 선임연구원 (Researcher, Senior Researcher, Expert Group for Earth and Environment)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2014년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 개요

육상에서 설치되는 말뚝과 달리 항만구조물을 지지하기 위해 해상에서 설치되는 말뚝은 주로 횡하중을 받는다. 그러나, 구조물기초설계기준해설(2009), 항만 및 어항설계기준(2005) 등 관련 설계 기준에서는 긴말뚝 설계를 권장하고 있기 때문에 횡하중이 작은 경우에도 불필요하게 말뚝을 관입시켜야 하는 문제가 지적되고 있다.

특히, 항만구조물 설계시 소형배의 접안을 위한 시설물의 기초나 해안 산책로 설치시 시공되는 말뚝 등 횡하중이 매우 작음에도 불구하고 긴말뚝으로 설계하는 것은 불합리하다. 또한, 외국과는 달리 국내 해저지반은 비교적 조기에 양질의 지지층이 출현하고 있어, 긴말뚝 설계조건을 만족시키기 위해서 상당한 암반굴착이 수행되어야 할 때도 있다. 이는 매우 비경제적인 설계를 유도하게 된다.

짧은말뚝은 긴말뚝과 달리 회전이나 전도, 말뚝 두부 변위 등이 지배적일 수 있고, 지지메커니즘도 상이하다. 대부분의 설계기준에서는 긴말뚝 위주의 기준이 제시되어 있다. 이에 본 연구에서는 문헌 및 사례 등을 통해 짧은말뚝의 횡하중 지지 거동을 정리하였고, 짧은말뚝

과 긴말뚝의 구분법, 가상고정점, 수평지지력, 수평변위 산정에 관련한 다양한 방법 들을 이용한 산정결과를 분석하여 합리적인 방법을 제시하였다. 또한, 경험적 수평 지지력 분포도를 제안하고, 이를 이용한 극한수평지지력 산정법과 설계도표도 제안하여 검증하였다.

# 2. 짧은말뚝의 횡하중 지지 거동

## 2.1 극한수평지지력과 변위

말뚝의 횡방향 거동에 영향을 주는 요소로서는 말뚝의 강성, 말뚝직경, 하중작용 높이(돌출길이), 두부고정 조건, 지반조건 등이 있다. 예를 들면 다른 조건이 같고 돌출길이만 다른 경우 돌출길이가 증가하면 같은 하중에 대한 말뚝머리 변위가 커지고, 최대힘모멘트도 급격히 커진다. 따라서 돌출길이 1.0m로 시험하여 허용지지력을 구하고, 이것을 그대로 하중작용 높이 2.0m의 말뚝에 적용하면 말뚝머리 변위 및 휨응력이 허용치를 넘게 된다. 따라서 횡하중에 대한 지지거동은 시험조건과 실제조건이 일치해야만 정확한 예측이 가능하다.

횡하중을 받는 짧은말뚝의 거동은 휨보다는 회전에 가깝고, 극단적인 경우에는 어느 하중에서 흠이 전면적

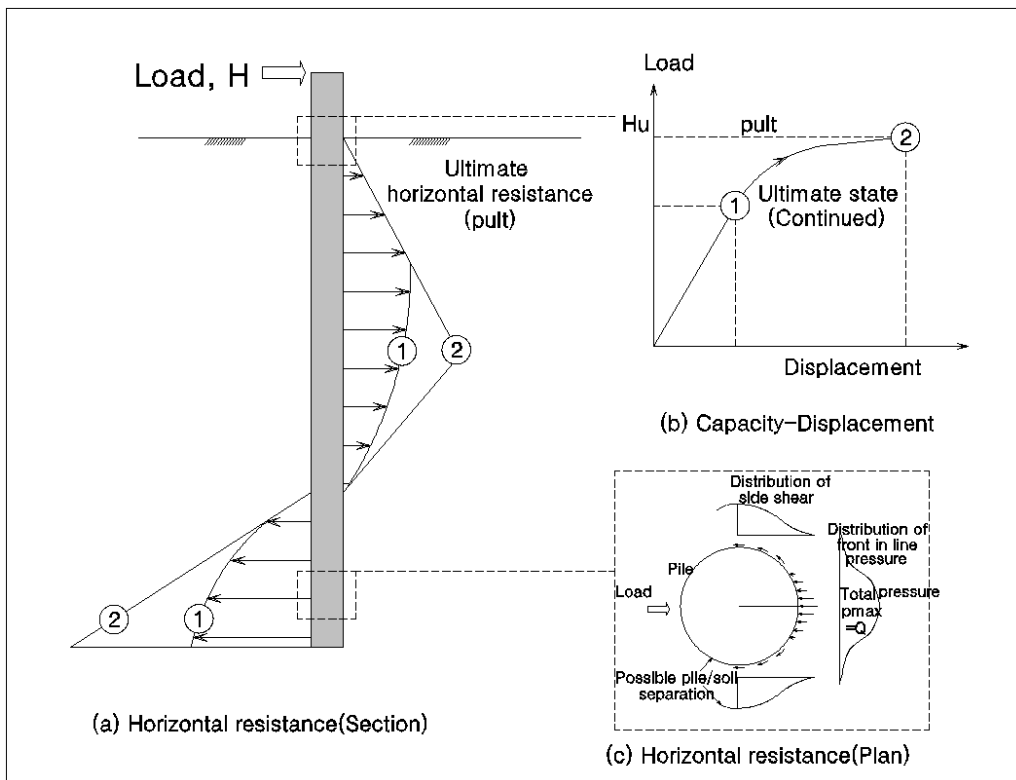


Fig. 1. Horizontal resistance of short pile (rigid pile) under lateral loading

인 파괴상태가 되어 말뚝이 전도 된다. 이와 같은 경우에는 흙의 파괴하중으로 말뚝의 횡방향 극한지지력을 규정할 수가 있다. 그러므로 짧은말뚝의 횡방향 허용지지력을 결정하기 위해서는 휨응력, 말뚝머리 변위량 외에 지반 파괴하중도 고려하지 않으면 안된다. 또, 말뚝머리 변위나 휨모멘트가 근입길이의 영향을 받기 때문에 긴말뚝의 경우보다 이들의 예측이 어렵다.

말뚝에 횡하중 재하시 초기에는 지반이 탄성거동(Fig. 1에서 원점~①)을 하며, 말뚝주변에서 일정한 수평단위지지력이 발생하여 탄성변위를 보인다. 말뚝이 수평방향으로 충분한 변위를 받게 되면, 말뚝 주변지반은 지표면에서부터 소성상태(①)로 진행한다. Fig. 1(a)에 제시한 바와 같이 탄성변위 직후 소성상태로 전이되며, 그와 동시에 지표면에서부터 극한수평단위지지력(②)이 발생하고, 변위가 증가할수록 극한수평단위지지력이 깊이방향으로 발달하면서 증가한다.

지반이 극한상태에 도달하면 Fig. 1(b), (c)와 같은 극한수평단위지지력이 나타내게 된다. 이 때의 수평변위를 극한수평변위로 규정한다. Meyerhof et al.(1981)은 하중변위곡선에서 변곡점을 지난 후 일정한 기울기를 갖게 되는 지점을 극한수평변위라 제시하였으며, Fleming et al.(1992)은 원형 말뚝직경의 10%에 해당하는 변위가

발생할 때를 극한상태라 제안하였다. 또한 ElNaggar and Wei(1999)는 2inch에 해당하는 변위가 발생할 때의 수평지지력을 극한수평지지력이라 하였다. GAI Consultant Inc.(1982)와 Haldar et al.(1997)은 말뚝의 회전각이 2°에 해당하는 수평지지력을 극한수평지지력이라고 하였다.

Fig. 2는 Hansen(1961)에 의해 제시된 그림을 제시한 것으로 짧은말뚝의 일반적인 거동과 수평지지력 산정방법을 설명한 것이다. 극한수평지지력의 경우 지표면상부 하중 작용점의 위치( $e$ ), 말뚝의 폭 또는 직경( $B$ ), 말뚝길이( $L$ )가 기지값이고, 회전점의 위치( $z_r$ )와 최대수평력( $H_u$ )이 미지값이므로, 두 미지값은 두 개의 평형조건으로 계산할 수 있는데, 그 절차는 다음과 같다.

- ① 하중,  $H$ 의 작용선에 대한 모멘트가 동일하게 나타나는 두 개의 압력면적(회전점 상부와 하부)을 주는 위치(회전점까지의 거리,  $z_r$ )를 시행착오법으로 결정한다.

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=z_r} p_z \frac{L}{n} (e+z) B - \sum_{z=z_r}^{z=L} p_z \frac{L}{n} (e+z) B \approx 0 \quad (1)$$

- ② 최대 수평력,  $H_u$ 은 수평방향 평형조건으로 결정할 수 있다. 즉, 최대 수평력은 두 압력 분포 면적

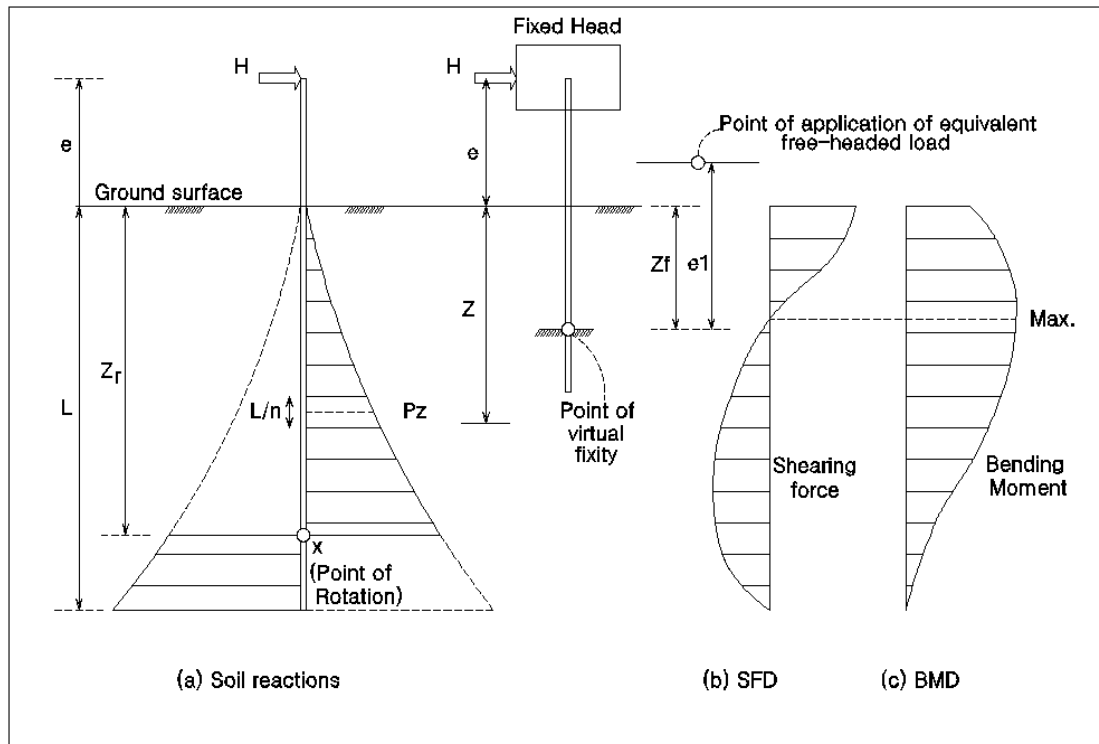


Fig. 2. Ultimate horizontal resistance of short pile (rigid pile) (Hansen, 1961)

의 차이가 되는데, 회전점에 대한 모멘트를 취하여 결정할 수 있다.

$$H_u(e+z_r) = \sum_0^{z_r} p_z \frac{L}{n} B(z_r-z) + \sum_{z_r}^L p_z \frac{L}{n} B(z-z_r) \quad (2)$$

여기서,  $L/n$ 은 말뚝 분할 두께,  $p_z$ 는 임의 깊이에서의 단위수평지지력

Fig. 2의 (b)와 (c)에는 전단력도와 모멘트도를 나타내는데, 위에서 결정한  $H_u$ 와 동일한 크기에 해당하는 면적(지표로부터)이 전단력이 Zero인 점이 되고, 최대 모멘트 발생지점이 된다. 최대 모멘트가 결정되면 말뚝의 제원을 적용하여 말뚝의 응력을 계산할 수 있다. 모든 말뚝의 극한수평지지력은 말뚝의 응력과 지반의 저항능력 중 작은 값을 선택해야 한다. 일반적으로 짧은말뚝에서는 지반의 저항능력에 의해 지지력이 결정된다.

## 2.2 짧은말뚝과 긴말뚝의 구분

말뚝의 강성(stiffness)이 크데 비하여 길이가 짧은 경우를 강성말뚝(rigid pile) 또는 짧은말뚝(short pile; Meyerhof et al., 1981)이라 하는데, 대체로 말뚝의 강성이나 지반의 강성을 이용하여 구분한다. Kasch et al.(1977)의 경우 길이/직경비=6.0으로 정의하였으나, Padmavathi et al. (2008)과 Meyerhof et al.(1981)은 매우 큰 값을 제시하

였다. 특히, 실내시험에서는 그 이상의 값에서도 강성거동을 할 수 있다. 따라서, 본 방법은 적용상 주의가 필요하다.

Broms(1964)의 경우 말뚝 특성치를 이용한 방법 외에 횡하중과 지반반력에 의하여 말뚝에 발생하는 최대휨모멘트,  $M_{max}$ 와 말뚝의 항복모멘트,  $M_y$ 의 비교로도 구분하였다. 즉,  $M_{max}$ 가  $M_y$ 보다 적으면 짧은말뚝으로, 크면 긴말뚝으로 구분할 수 있다. 이로부터 짧은말뚝의 파괴형태는 지반파괴이고, 긴말뚝의 파괴형태는 말뚝파괴가 지배적일 수 있다는 것을 예상할 수 있다. Table 1에는 짧은말뚝과 긴말뚝의 구분법을 요약하여 제시하였는데, 가장 합리적인 방법은 말뚝과 지반의 상대 강성을 고려하는 Meyerhof et al.(1995) 방법으로 알려져 있다.

Table 2는 부산항 신항 OO기지 설계시 적용된 지반특성 및 말뚝특성을 고려한 긴말뚝으로 고려할 수 있는 최대 길이를 계산하였다. 대체로 약 20.0m 부근에서 긴말뚝 한계가 나타나고 있고, Hansen(1961), Broms(1964), Meyerhof(1995), Pamavathi(2008)가 유사한 값을 예측하였다.

## 2.3 가상고정점과 해석방법

가상고정점은 지반중에 고정점을 가정하여 라멘 또는 말뚝-벤트(bent) 구조로 해석할 때 활용되며, 말뚝의 응력계산 또는 수치해석시 가상고정점에 경계조건을

Table 1. The classification of short pile and long pile

Reference	Long pile conditions	Parameters
Chang (1937)	$2/\beta$ below design ground surface ( $3/\beta$ recommendation)	$\beta = \left(\frac{k_h B}{4EI}\right)^{\frac{1}{4}}$
Hansen (1961)	$4T$ below design ground surface, $3.5R$ (short pile $\leq 2T, \leq 2R$ )	$T = \sqrt[3]{\frac{EI}{n_h}}, R = \sqrt[3]{\frac{EI}{k_h B}}$
Broms (1964)	Clayey soils: $2.25/\beta$ , Sandy soils: $4.0/\eta$	
Kasch et al. (1977)	$L/B \geq 6.0$ , Meyerhof (16), Padmavathi (20)	
Meyerhof et al. (1995)	$K_r = \frac{E_p \cdot I_p}{E_n \cdot L^4} < 0.01$	$E_p$ : Young's modulus, $E_n$ : Equivalent modulus

Table 2. Example of pile classification

Pile young's modulus, $E_p$ (kPa)		Inertial moment, $I$ (m <sup>4</sup> )		Soil elastic modulus, $E_s$ (kPa)		Pile characteristics, $\beta$ (m <sup>-1</sup> )		Subground reaction modulus, $k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	
200,000,000		0.00617		752		0.1131		800	
Chang (1937)	Chang (1937)	Hansen (1961)	Broms (1964)	Kasch (1977)	Meyerhof (1981)	Meyerhof (1995)	Pamavathi (2008)		
17.7 m	26.5 m	21.9 m	19.9 m	6.1 m	16.3 m	20.1 m	20.3 m		

부여하여 말뚝두부의 반력과 모멘트를 산정한다. 본 방법은 복잡한 지반-말뚝 시스템을 뼈대 구조물로 이상화한 근사적 해석법이다. 주로 구조분야에서 활용되는 방법이다.

Fig. 3에는 현재까지 제안된 말뚝 해석방법을 제시한 것이다. Case(1)은 가장 편리한 방법으로 가상고정점을 고정단으로 하는 캔틸레버로 간주한다. Case(2)는 가상고정점에서 수평변위를 Zero로 하는 Roller 조건을 부여하고, 말뚝은 전 길이를 고려한다. 본 방법은 Case(1)에 비해 연직변위를 산정할 수 있다. Case(3)과 (4)는 지반을 고려하기 위한 방법으로 선형 또는 비선형 스프링을 채용한다. Case(4)가 P-Y 해석법으로 가장 신뢰할 만한 결과를 제공하는 것으로 알려져 있다. 그러나, P-Y 곡선의 정확한 획득이 어렵고 수치해석법을 이용해야 하는 단점을 가지고 있다.

위의 해석방법 중 지반을 고려하거나 고려하지 않는 경우 중 Case(4)와 Case(2)가 가장 실제 말뚝에 근접한 방법으로 두 방법을 이용한 예측사례(부산항 신항 OO 기지)는 Table 3과 같다. 축력에서는 거의 유사한 응력비를 예측하였고, 수평변위, 인발력 및 모멘트 측면(휨 응력)에서는 지반을 고려하지 않는 Case(2)의 방법이 다소 보수적인 결과를 예측한 것으로 나타났다.

이상에서 제시된 방법에서 가상고정점을 이용할 경우 중요한 것은 고정점의 위치다. 기존에 제안된 가상고정점 산정방법은 Table 4와 같다. 현재 가장 일반적으로 이용되고 있는  $1/\beta$ 은 Nair et al.(1969), Chiou and Chen (2007)의 연구 결과를 고려하면 지반의 반력계수 또는

탄성계수가 깊이에 따라 일정하고, 두부 자유인 비돌출 말뚝에 국한되어 적용되어야 한다. 일반적으로 해상에 설치되는 항만 구조물은 반드시 돌출길이가 있고, 두부 회전구속 조건이 다수이므로 적용하기에는 다소 무리가 있다. 특히, Chang(1937)의 방법을 적용할 경우 두부 경계조건과 지반반력계수의 증가 및 돌출 유무 등을 고려하여 적용해야함을 알 수 있다.

Table 4에 제시된 방법에 대하여 Table 5에 조건과 계산결과를 제시하였다. 결과를 살펴보면 Chang(1937)과 Hansen(1961) 및 P-Y 해석이 가장 근접한 결과를 보이고,  $1/\beta$ 와 AASHTO(2006)법이 다소 작은 가상고정점 산정결과를 나타내었다. 실제 P-Y 해석이 가장 정확한 예측 결과를 제공한다는 것을 고려하면, 간편계산에서는 Chang(1937)과 Hansen(1961)법을 이용하는 것이 적절할 것이다.

가상고정점(Table 5)과 긴말뚝의 구분(Table 2)을 분석하면, 긴말뚝 최소길이가 가상고정점의 약 2배 정도에 해당한다. 이는 긴말뚝 구분시 가상고정점을 활용하는 것도 하나의 방법이 될 수 있다는 것이다. 또한, 기존 설계에서 이용한 등가캔틸레버법은 긴말뚝을 짧은말뚝처럼 해석한 것이다. 따라서 등가캔틸레버로 해석 및 설계한 말뚝은 짧은말뚝으로 시공해도 큰 문제가 발생하지 않을 것으로 예상된다.

추가적으로 가상고정점은 향후 지표면의 침식 등을 고려하여 약 1.0m 정도 추가 가산하여 적용하는 것이 바람직하고, 최근에는 구조해석시 가상고정점까지만 모델링하기 보다는 말뚝 전체 길이에 대한 모델링을 수행

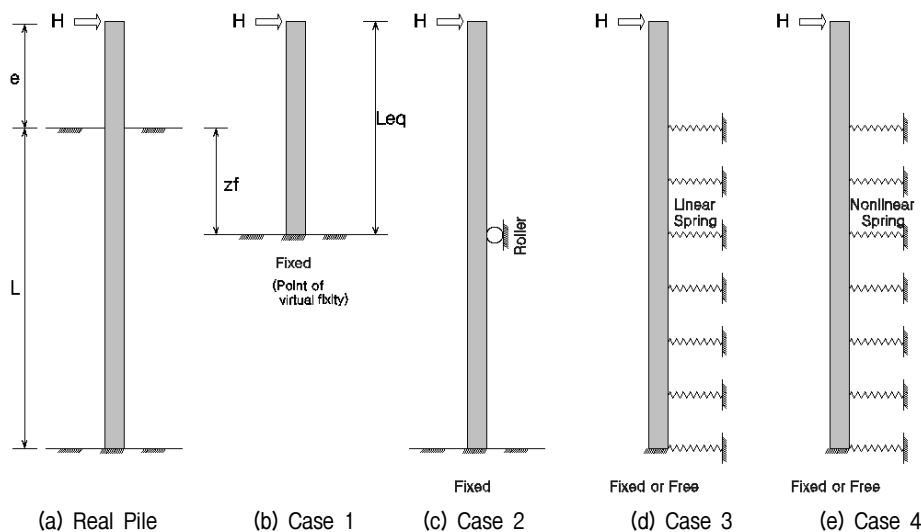


Fig. 3. Analysis method of piles under lateral load

Table 3. Case study of pile analysis

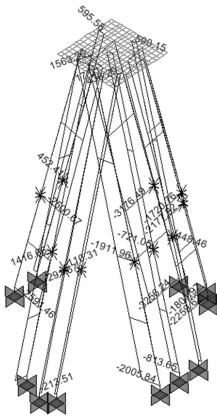
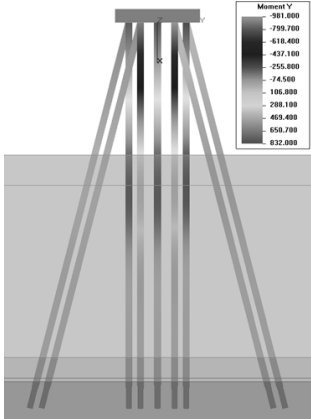
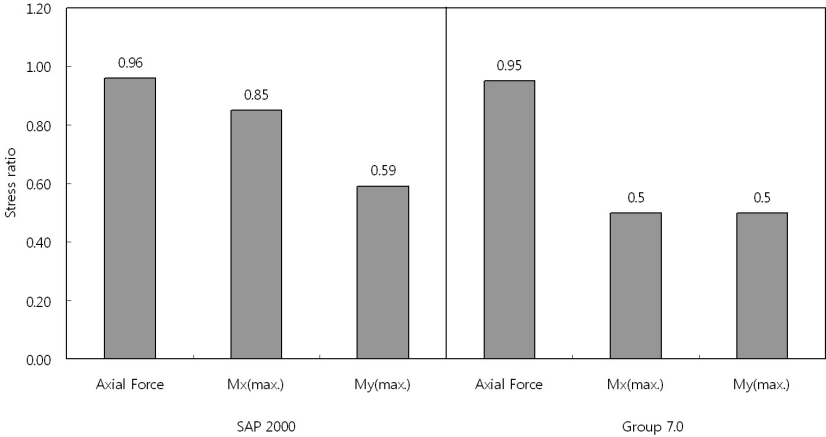
<p>Analysis results (Modelling)</p>		
<p>Program</p>	<p>SAP2000</p>	<p>Group 7.0</p>
<p>Compression/Pullout capacity</p>	<p>Compression 3,032 kN, Pullout 1,563 kN</p>	<p>Compression 3,070 kN, Pullout 737 kN</p>
<p>Horizontal displacement (max.)</p>	<p>9.9 cm</p>	<p>6.6 cm</p>
<p>Moment (max.)</p>	<p>X: 827 kN·m, Y: 774 kN·m</p>	<p>X: 981 kN·m, Y: 880 kN·m</p>
<p>Stress ratio</p>		

Table 4. Estimation method of virtual fixity

References	Virtual fixity
<p>Equivalent cantilever method</p>	<p><math>1/\beta</math> point below design ground surface (<math>k=Const.</math>)  <math>1.712/\eta</math> (Nair et al., 1969), <math>1.839/\eta</math> (Chiou and Chen, 2008) (<math>k \neq Const.</math>)</p>
<p>Chang (1937)</p>	<p>Point of zero displacement                  ① <math>e&gt;0</math> pile  <ul style="list-style-type: none"> <li>Free head: <math>\frac{1}{\beta} \cdot \tan^{-1}\left(\frac{\beta e + 1}{\beta e}\right)</math>, (<math>k=Const.</math>)</li> <li>Fixed head: <math>\frac{1}{\beta} \cdot \tan^{-1}\left(\frac{\beta e + 1}{\beta e - 1}\right)</math>, (<math>k=Const.</math>)</li> </ul>                 ② <math>e=0</math> pile  <ul style="list-style-type: none"> <li>Free head: <math>\frac{\pi}{2\beta}</math> (<math>k=Const.</math>), <math>\frac{2.42}{\eta}</math> (<math>k \neq Const.</math>)</li> <li>Fixed head: <math>\frac{3\pi}{4\beta}</math> (<math>k=Const.</math>), <math>\frac{3.10}{\eta}</math> (<math>k \neq Const.</math>)</li> </ul> </p>
<p>Hansen (1961)</p>	<p>① Clayey soils: <math>Z_f = 1.4 \cdot \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{k_h B}}</math>, ② Sandy soils: <math>Z_f = 1.8 \cdot \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}}</math></p>
<p>AASHTO (2006)</p>	<p>① Clayey soils: <math>Z_f = 1.4 \cdot \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{E_s}}</math>, ② Sandy soils: <math>Z_f = 1.8 \cdot \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}}</math></p>
<p>P-Y method</p>	<p>Point of zero displacement</p>

Table 5. Example of virtual fixity

Pile type	Steel pipe	Subground reaction coefficient, $k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )		800	
Diameter, $B$ (m)	1.0160	Pile characteristics, $\beta$ (m <sup>-1</sup> )		0.1131	
Thickness, $t$ (mm)	19.0	1/ $\beta$ (m)		8.842	
Corrosion (mm)	3.0	Coefficient of modulus variation, $n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )		182.77	
Inertial moment, $I$ (m <sup>4</sup> )	0.00617	Ratio, $\eta$ (m <sup>-1</sup> )		0.171	
Young's modulus, $E_p$ (kPa)	200,000,000	Ground level, DL(+) <sub>m</sub>		-17.0	
Flexural stiffness, $EI$ (kN·m <sup>2</sup> )	1,234,473	Pile head, DL(+) <sub>m</sub>		5.50	
Results	1/ $\beta$	Chang (1937)	AASHTO (2006)	Hansen (1961)	L-Pile (P-Y)
GL.(-) <sub>m</sub>	8.84	10.25	8.91	10.50	10.60

하여 해석하는 추세다. 또한, 내진설계시 해당 가상고정점에서의 응답스펙트럼과 고유주기를 산정하는 지진 응답해석을 수행하여 지진하중을 산정해야하는 불편함도 있다.

### 2.4 수평변위 산정법

짧은말뚝의 설계 수평지지력은 전도에 근거한 극한 수평지지력과 허용 수평변위를 이용하는 허용수평지지력 등을 비교하여 산정할 수 있다. 수평변위를 이용하는 방법은 설계하중하에서의 수평변위를 예측하거나, 허용 수평변위에서의 수평지지력을 산정하기 위해 이용된다. 여기서, 허용 수평변위의 경우 대부분의 설계기준에서 상부구조에서 정해지는 허용변위량을 고려해야 한다고 제시되어 있다. 따라서, 현재의 설계 관행처럼 일률적으로 말뚝 직경의 1%를 적용하는 것은 불합리하다. 예를 들면, 항만 구조물에서 Mooring Dolphin 등 상부 구조물에서는 20cm의 수평변위를 허용하는데, 지반에서의 허용 변위가 1.5cm라면 돌출길이가 작은 경우 오히려 지

반 변위가 상부 구조물의 변위를 제어하는 경우가 발생하기도 하므로 반드시 상부 구조물의 변위도 함께 고려하는 것이 합리적일 것이다.

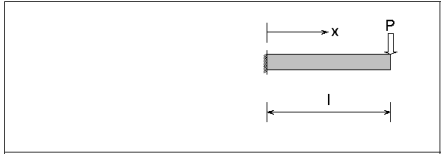
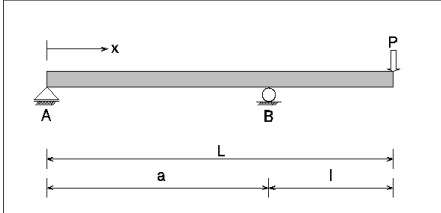
짧은말뚝의 수평변위를 산정하는 방법에는 등가캔틸레버법, 탄성법(Meyerhof법), P-Y해석법, Broms법, 내민보법 등이 있다.

등가캔틸레버법은 지표면하 임의 깊이에서 말뚝이 고정되어 있다고 가정하고, 두부가 자유이거나 고정조건을 가진 단순한 캔틸레버로 가정한다. 내민보법의 경우 과거 가상고정점만을 모델링하여 해석했던 것과는 달리 가상고정점 하부까지 모델링하는 해석방법과 동일한 접근방법이다. Table 6에는 두 방법의 수평변위 산정개념과 식을 제시하였다. Broms(1964) 방법의 경우 두부조건, 지반반력계수 및 돌출길이에 따라 결정할 수 있는데, 식 (3)과 같다.

$$y_{ground} = \frac{4H(1+1.5e/L)}{kBL} \text{ (단, 두부자유),}$$

$$y_{ground} = \frac{H}{kBL} \text{ (단, 두부회전구속)} \quad (3)$$

Table 6. Equivalent cantilever method and overhanging beam method

Conditions	Concept and legend	Displacement
Equivalent cantilever method		$\delta = \frac{Pl^3}{3EI}$ where, $l = e + z_f$ , $e$ = eccentricity of load, $z_f$ = virtual fixity, $P = H_u$
Free head Overhanging beam method		$\delta = \frac{Pl^2}{3EI}(a+l)$ if, $a \approx 0$ , $\delta = \frac{Pl^3}{3EI}$

Meyerhof et al.(1995)의 경우 탄성이론을 이용하여 지표면에서의 변위를 산정할 수 있는 Poulos와 Davis(1980)법을 아래와 같이 수정하여 짧은말뚝에 적용할 수 있도록 하였다.

$$y_{ground} = \frac{I'_h Q}{E'_n L} + \frac{I'_m M}{E'_n L^2} \quad (4)$$

여기서,  $I'_h$  = 하중에 의한 탄성 영향계수(탄성계수가 깊이에 따라 일정: 4.0, 증가: 7.5)

$I'_m$  = 모멘트에 의한 탄성 영향계수(탄성계수가 깊이에 따라 일정: 5.0, 증가: 9.0)

$L$  = 근입깊이,  $E'_n$ =근입깊이,  $L$ 내에서 평균 수평탄성계수(층상토는 균질화토로 만들어 사용),  $Q$ =말뚝 두부(지표)에서의 횡하중,  $M$ =말뚝 두부(지표)에서의 모멘트

Table 7에는 설계조건과 각 방법별 계산결과를 제시하였다. Table 7에는 무한길이를 갖는 돌출말뚝에 적용하는 Chang(1937)법도 함께 제시하였다. 내민보법의 경우 가상고정점 하부 길이에 따라 두부 변위 증가하지만, Broms(1964)와 Meyerhof(1995)에서는 감소한다. 이는 지반을 고려하느냐 고려하지 못하느냐의 차이이다. 따라서, 내민보법에 의한 변위는 타 방법에 비해 과대에측할 가능성이 매우 높으므로 적용시 주의가 필요하다. 등가캔틸레버법은 가상고정점 하부 길이와 무관하다. 또한, Table 7에 제시된 변위는 해저면(지표면)에서의 변위이므로 돌출 길이가 있는 경우 두부 변위와는 다름에 주의해야 한다.

## 2.5 수평지지력 평가방법

말뚝의 극한수평지지력 평가를 위해서는 수평변위에 따른 단위수평지지력의 크기와 분포형태가 결정되어야 하며, 이들 요소가 결정되면 수평방향 힘의 평형조건 또는 모멘트 평형조건으로부터 말뚝에 가해질 수 있는 최

대 횡하중을 결정할 수 있다. 횡하중 혹은 말뚝의 수평변위에 따른 주변지반의 단위수평지지력 분포는 말뚝의 회전점을 고려하지 않은 방법과 회전점을 고려한 방법으로 구분할 수 있다.

### (1) 말뚝의 회전점을 고려하지 않은 방법

Broms(1964) 방법은 사질토 지반에서 횡하중에 의한 짧은말뚝의 회전점을 고려하지 않고, 말뚝 주변의 단일수평상태를 가정하여 제안된 방법이다. Broms(1964) 방법은 단위수평지지력의 형태가 사질토인 경우 삼각형, 점성토인 경우 직사각형으로 주어지며, 말뚝두부에 집중하중이 작용하는 것으로 가정하고 있다. 지반의 극한단위수평지지력 분포를 산정하고, 하중 작용점을 기준으로 모멘트를 취하면 극한수평지지력,  $H_u$ 를 산정할 수 있다(두부자유조건).

### (2) 말뚝의 회전점을 고려한 방법

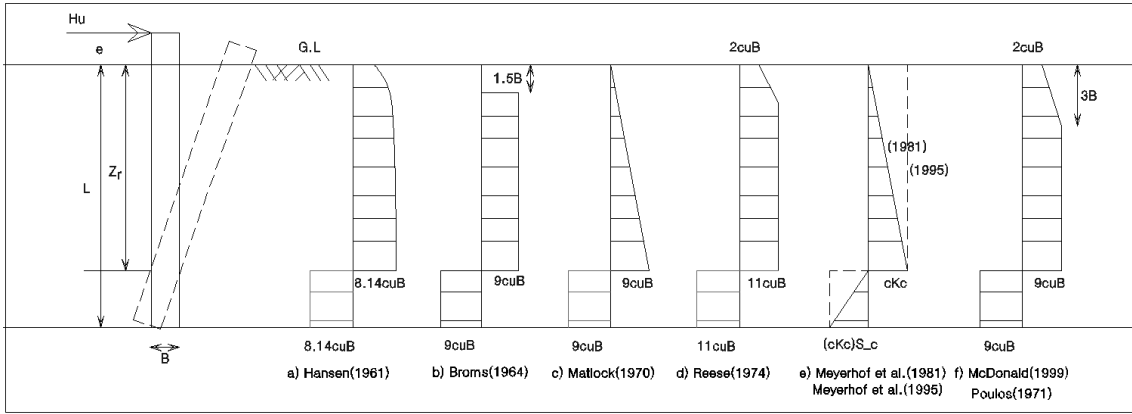
말뚝의 회전을 고려한 방법은 횡하중 작용시 특정 깊이에서 나타나는 말뚝의 회전점을 중심으로 극한단위수평지지력의 역전이 발생한다고 가정한다(Hansen, 1961; Reese, 1974; Meyerhof et al., 1981; Zhang, 2005). 말뚝의 회전점은 시행착오나 계산법을 이용하여 산정할 수 있으며, 극한단위수평지지력의 분포를 계산하고, 회전점을 중심으로 모멘트를 취하면 극한수평지지력,  $H_u$ 를 산정할 수 있다. 다른 방법과 달리 Zhang(2005)법은 Prasad and Chari(1999)가 제시한 실험적 토압분포를 사용하고, 회전점의 깊이를 계산법으로 쉽게 산정할 수 있어 적용상 매우 편리하다.

극한수평지지력에서 점성토의 경우 대체로  $9c_u B$ 가 가장 일반적인 한계값으로 제시되어 있다. 그러나, Christensen and Niewald(1992)의 에너지 소산을 고려한 이론적 해석에 따르면 말뚝의 형태가 원형인 경우 9.2(smooth), 12.6(rough), 사각형인 경우 10.3~12.8(smooth), 10.3~16.3(rough)이 한계일 수 있다고 제시하였다.

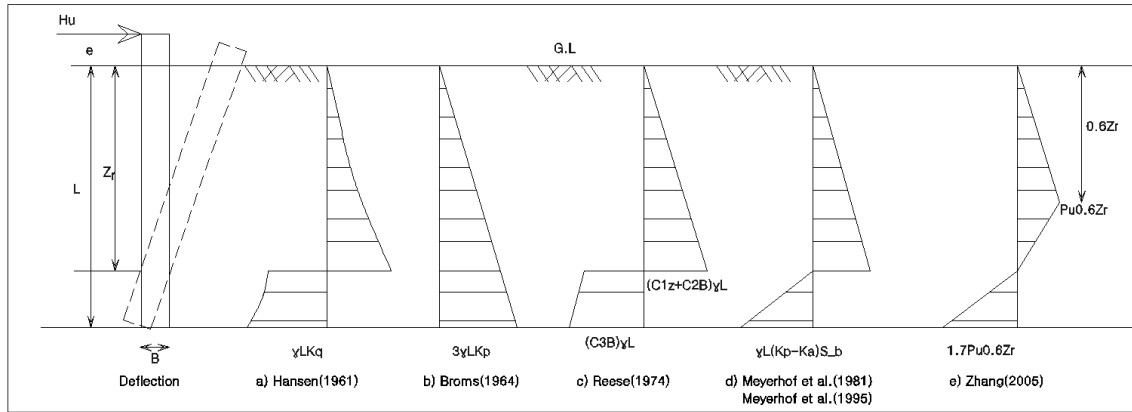
Table 7. Example of the estimation of horizontal displacement (Free head)

Pile Young's modulus, $E_p$ (kPa)	Inertial moment, $I$ ( $m^4$ )	Load, $H$ (kN)	Length, $L$ (m) ( $e+z_f$ )	
200,000,000	0.00617	100	14.3	
Length above ground, $e$ (m)	Characteristics, $\beta$ ( $m^{-1}$ )	Fixity, $z_f$ (m)	Soil elastic modulus, $E_s$ (kPa)	
2.0	0.1131	12.3	752	
Equivalent cantilever method	Overhanging beam method	Chang (1937)	Broms (1964)	Meyerhof (1981)
4.997 cm	4.997 cm	3.434 cm	5.069 cm	5.216 cm





(a) Clayey soils



(b) Sandy soils

Fig. 4. Estimation method of horizontal bearing capacity with soil type

Fig. 4에는 현재까지 제안된 토질조건별 극한수평지 지력의 분포도 및 한계값을 정리하였다. 그림에서 Zhang (2005)만이 경험적 분포도이고, 기타는 모두 토압 이론에 근거한 분포도라 할 수 있다. 또한, 점착력과 내부마찰각을 모두 가진 토질에서도 쉽게 적용할 수 있는 방법은 Hansen(1961), Meyerhof et al.(1981), Matlock(1970)과 Reese et al.(1974)의 조합법(API, 1991)이 있다.

### (3) 두부경계조건을 고려한 방법

Broms(1964)는 두부자유조건에서 짧은말뚝이 횡하중을 받게 되면 말뚝이 선단부근을 중심으로 회전한다고 생각할 수 있어, 모멘트 평형을 생각하면 된다고 했다. 또한, 최대 휨모멘트는 지중에서 발생한다. 그러나, 두부회전구속조건의 경우 지반반력분포는 두부자유말뚝과 동일하나 휨모멘트는 두부에서 크게 발생한다. 따라서 말뚝의 극한수평저항력은 수평방향 힘의 평형조건으로부터 계산한다. Broms(1964)의 경우 두부회전구속조건에서는  $e/B$ 에 대한 함수가 제시되어 있지 않다.

이는 돌출길이가 길어져도 강성거동을 하면 말뚝은 회전이 아닌 전 길이에 걸쳐 수평이동을 하기 때문에 돌출길이는 지지력에 영향을 미치지 않는다고 간주한 것으로 판단된다. 그러나, 두부자유조건과 동일하게 회전거동을 하면 중간말뚝으로 분류하고, 두부자유조건과 동일한 수평지지력 분포도를 적용하고 있다.

따라서, 두부회전구속 조건의 짧은말뚝에 횡하중이 재하되면 말뚝은 전 길이에 걸쳐 수평이동을 하게 되고, 회전이 없는 상태이므로 그때의 극한수평저항 분포는 횡하중 작용방향의 반대방향 전 길이에 걸쳐서 발현된다고 가정해야 한다. 또한, 수평방향 평형조건으로부터 극한수평지지력을 결정해야 한다.

### (4) 수평지지력의 보정

일반적으로 제시되는 수평지지력은 지반이 수평일 경우에 해당한다. 항만 구조물을 지지하는 말뚝은 준설경사면에 설치되는 경우가 많다. 물론, 가상지표면을 설정하여 설계지반면을 실제지반면 하부로 취하지만, 경사면 끝

단에 인접한 경우 지반 저항력은 감소하게 된다. 따라서, 지반저항을 보정해야 한다. 지반경사의 영향을 고려하는 방법은 극한수평지지력을 보정하는 방법, 지반반력계수를 보정하는 방법, 탄성계수를 보정하는 방법 등이 있다.

항만구조물에서의 말뚝은 횡하중에 대한 효과적인 저항을 유발시키기 위해 경사말뚝을 적용한다. 따라서 경사각에 따른 수평지지력의 보정이 필요하다. 보정계수는 현재 이론적 해는 제시되어 있지 않고, Awoshika와 Reese(1971)과 Kubo(1965)의 실험결과로 유도된 계수를 적용할 수 있다(Tomlinson, 2004).

긴말뚝과 달리 짧은말뚝에서는 말뚝 바닥면에서의 전단저항이 발생할 수 있다. 그러나, 관련 실험 및 이론적 해가 제시되어 있지는 않다. 향후 본 인자에 대한 연구가 필요하다.

### 3. 수평지지력 평가방법에 대한 고찰

본 장에서는 문헌에 제시된 실험결과를 발췌하여, 전

절에서 제시한 토질조건별 산정방법을 이용하여 실제 측정된 극한수평지지력과 비교하였다. 본 연구에서는 비교적 작은 말뚝 및 소규모 하중하에서 실시된 실내시험과 실제 말뚝에서 실시된 현장 시험을 서로 분리하여 분석하였다.

#### 3.1 점성토

본 절에서는 점성토 지반에 설치된 짧은말뚝의 수평 지지력 산정방법별 특징에 대하여 살펴보았다. Table 8~9에는 계산에 이용된 관련 문헌과 실험결과를 제시하였다.

Fig. 5에는 실내시험과 현장시험 결과를 길이/직경비 그리고 돌출길이/직경에 따라 도시하였다. 분석에 사용된 실내시험결과는  $L/B$ 가 상당히 큰 편에 속하지만, 실내에서는 소규모 말뚝이 강성거동을 하게 되므로 해당 저자에 의해서 짧은말뚝으로 분류되었다. Fig. 5(b)를 살펴보면 정규화된 지지력이 실내시험과 현장시험에서

Table 8. Results of laboratory tests for clayey soils

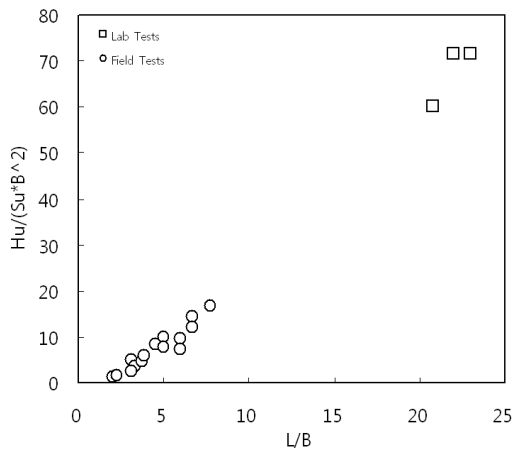
Reference	Length of pile, L (mm)	Diameter, B (mm)	Eccentricity, e (mm)	Average Undrained Cohesion ( $c_u$ , kPa)	Estimated Ultimate Load (N)
Druery and Ferguson (1969)	146.0	6.35	19.05	38.8	112.0
	132.1	6.35	33.78	38.8	94.0
	139.7	6.35	25.40	38.8	112.0

Table 9. Results of field tests for clayey soils

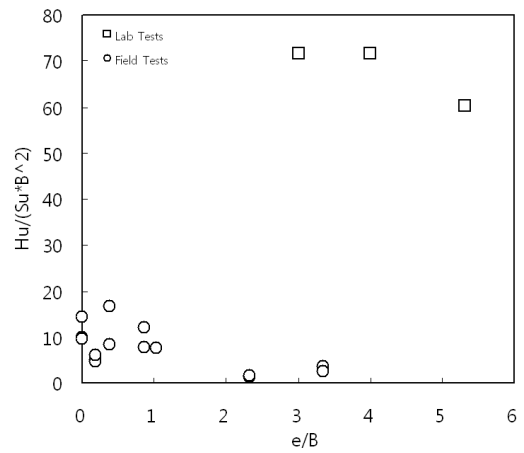
Reference	Length of pile, L (m)	Diameter, B (m)	Eccentricity, e (m)	Average Undrained Cohesion ( $c_u$ , kPa)	Extrapolated Ultimate Load (kN)
Briaud et al. (1983) and McDonald (1999)	6.00	0.90	0.00	95.8	1111.0
	4.50	0.90	0.00	95.8	769.0
	4.50	0.75	0.00	95.8	526.0
Bhushan et al. (1981)	3.81	1.22	0.23	228.0	1730.0
Bierschwale et al. (1981)	6.1	0.915	0.79	110.0	1111.0
Briaud et al. (1983)	1.48	0.45	1.50	60.0	45.0
	0.93	0.45	1.05	60.0	16.0
	1.40	0.45	1.50	60.0	33.0
	1.00	0.45	1.05	60.0	20.0
Bhushan et al. (1979)	4.58	1.22	0.23	260.0	1850.0
	4.73	1.22	0.23	228.0	2050.0
	2.75	0.61	0.23	228.0	715.0
	4.73	0.61	0.23	228.0	1420.0
Bierschwale et al. (1982)	4.572	0.915	0.79	110.0	714.0
	4.572	0.762	0.79	110.0	476.0

서로 상이한 거동을 보일 수 있음을 보이고 있다. 따라서, 본 연구에서는 실내시험 결과와 현장시험 결과를 서로 분리하여 분석하였다.

Fig. 6에는 실내시험에 대한 결과를 각 방법에 대하여 예측하였다. 대부분의 방법이 측정된 극한수평지지력보다 과소예측을 하였고, Fig. 6(b)에 제시된 바와 같이

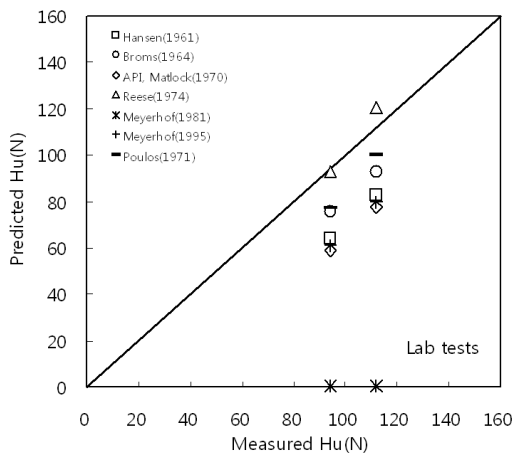


(a) Embedment length, L/B

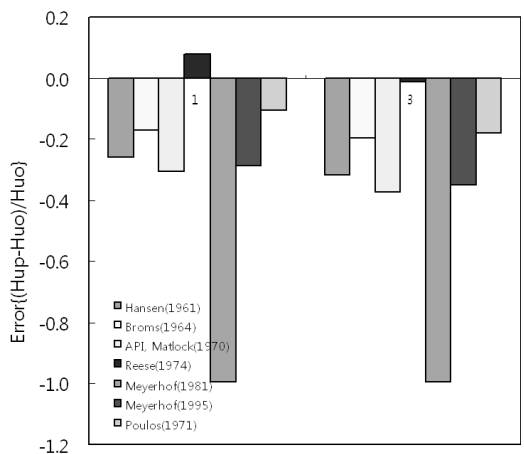


(b) Eccentricity length, e/B

Fig. 5. Characteristics of horizontal bearing capacity for clayey soils

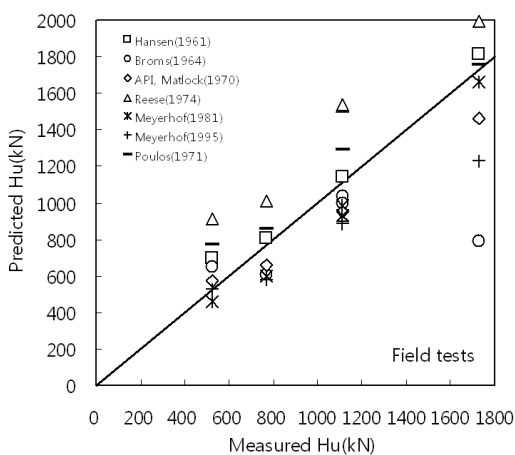


(a) Ultimate bearing capacity

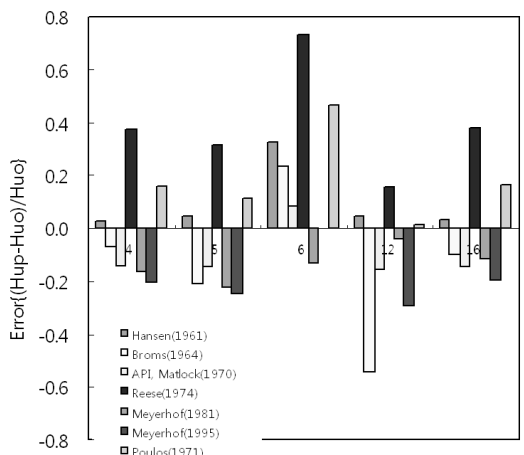


(b) Error

Fig. 6. Horizontal bearing capacity of clayey soils (laboratory tests)



(a) Ultimate bearing capacity



(b) Error

Fig. 7. Horizontal bearing capacity of clayey soils(field tests)

Meyerhof et al.(1981)법이 가장 과소예측 결과를 보였다. Fig. 7은 현장시험 결과를 각 방법에 대하여 예측한 것이다. 실내시험과는 달리 방법에 따라 과소 또는 과대 예측 결과를 보이고 있다. 또한, 실내시험에 비해 오차율은 감소하였다. 오차에 대한 절대값의 평균을 살펴보면 Hansen(1961) 9.47%, Matlock(1970)법 13.47%, Meyerhof et al.(1981) 13.57%, Poulos(1971) 18.37%, Meyerhof et al.(1995) 18.80%, Broms(1964) 23.10% 순으로 나타났다. 따라서 Hansen(1961)이 실제와 가장 근접한 추정 결과를 제공하는 것으로 나타났다.

### 3.2 사질토

본 절에서는 사질토 지반에 설치된 짧은말뚝의 수평 지지력 특징에 대하여 살펴보았다. Table 10~11에는 계산에 이용된 관련 실험결과를 제시하였다.

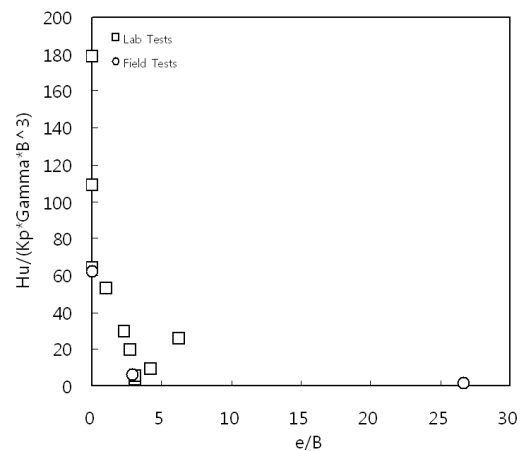
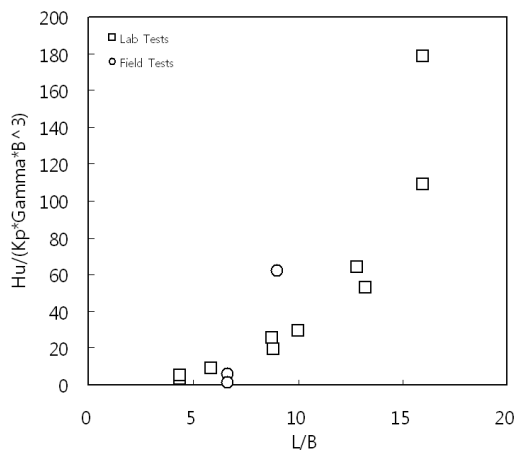
Fig. 8은 실내 및 현장시험 결과를 길이/직경 및 돌출 길이/직경에 따라 도시한 것이다. 점성토와는 달리 실내 및 현장시험이 양분된 결과를 보이지는 않았다. 따라서 실내시험결과에 대한 각 방법별 특징은 현장시험 결과에서도 그대로 재현될 것으로 예상할 수 있다.

Table 10. Results of laboratory tests for sandy soils

Reference	Length of Pile, L (mm)	Diameter, B (mm)	Eccentricity, e (mm)	Unit weight, (kN/m <sup>3</sup> )	Friction angle, (Deg.)	Observed capacity, Q (N)
Adams and Radhakrishna (1973)	444.5	101.6	317.5	15.7	31	152
	444.5	101.6	317.5	17.6	45	540
	444.5	76.2	317.5	17.6	45	410
	444.5	50.8	317.5	17.6	45	340
Meyerhof et al. (1981)	200	12.5	0	15.2	50	40
	200	12.5	0	14.0	35	11
Chari and Meyerhof (1983)	991	75	75	15.0	46	2050
Joo (1985)	730	73	170	14.6	40	760
	900	102	280	14.6	40	1400
Meyerhof and Sastry (1987)	950	74	0	13.6	35	1300

Table 11. Results of field tests for sandy soils

Reference	Length of Pile, L (mm)	Diameter, B (mm)	Eccentricity, e (mm)	Unit weight, (kN/m <sup>3</sup> )	Friction angle (Deg.)	Observed capacity, Q (N)
Bhushan et al. (1981)	5490	610	0	16.5	42	723
Adams and Radhakrishna (1973)	6000	900	2600	17.0	35	440
	6000	900	24000	17.0	35	90
	6000	900	24000	17.0	38	110



(a) Embedment length, L/B

(b) Eccentricity length, e/B

Fig. 8. Characteristics of horizontal bearing capacity for sandy soils

사질토의 극한수평지지력은  $L/B$ 가 증가함에 따라 비선형적인 경향을 띠면서 증가하는 것으로 나타났다. 또한,  $e/B$ 가 증가함에 따라 급격히 감소하는 경향을 보였다.

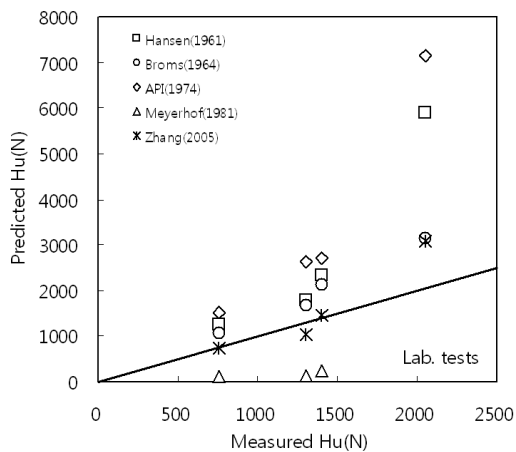
Fig. 9에 제시된 실내시험 결과에 대한 예측 결과를 살펴보면, 점성토와는 달리 대부분 과대평가하는 것으로 나타났다. Meyerhof et al.(1981)법의 경우 점성토와 동일하게 실내시험에서는 가장 큰 과소예측 결과를 보였다.

Fig. 10의 현장시험결과에 대한 예측결과를 살펴보면 극한수평지지력이 작은 곳에서는 모든 방법이 과대에 예측하는 경향이 있으나, 극한수평력이 증가할수록 과소 또는 과대 예측으로 구분된다. 실내시험에서 과소예측했던 Meyerhof et al.(1981)법은 현장에서는 근접하게 예측하였고, 전체적으로는 Zhang(2005)법이 가장 근접

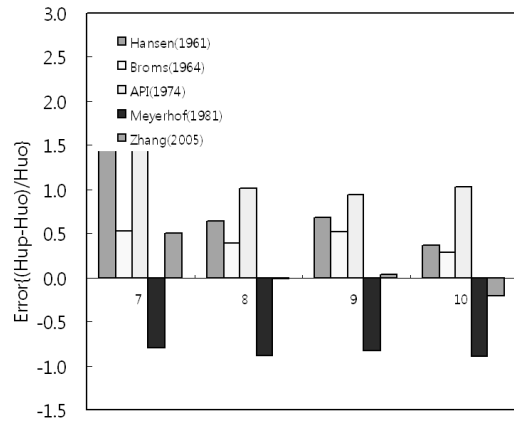
한 예측 결과를 보였다. 오차에 대한 절대값의 평균을 순서대로 제시하면, Zhang(2005) 7.43%, Meyerhof et al. (1981) 16.52%, Hansen(1961) 46.88%, API(1974) 63.52%, Broms(1964) 75.89%이다.

#### 4. 점성토의 극한수평지지력 평가방법의 제안

본 연구에서는 점성토 지반에 대한 실내 및 현장에서의 극한수평지지력 측정 결과를 분석하여 적정 분포도를 채택하고, 이를 활용하여 극한수평지지력 산정방법을 제안하였다. Fig. 11과 Fig. 12에 실험 결과와 이상화된 분포도를 함께 도시하였고, Fig. 13에는 이를 개념화하여 제시하였다. Fig. 11과 Fig. 12는 점성토의 토압산정법중 비교적 측정결과와 일치하는 Hansen(1961)과 Poulos(1971)의 제안 분포와 유사함을 보이고 있다. 또

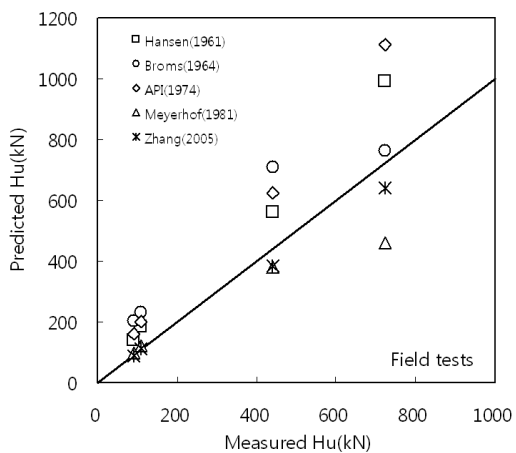


(a) Ultimate bearing capacity

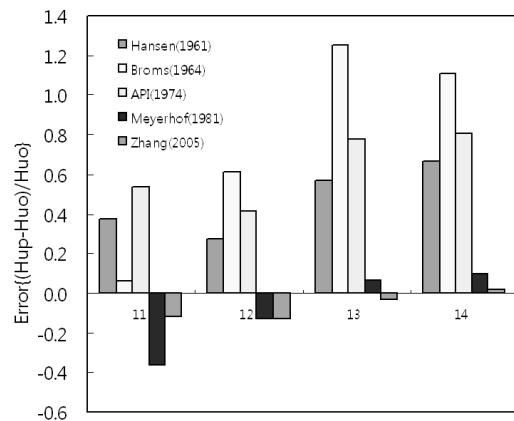


(b) Error

Fig. 9. Horizontal bearing capacity of clayey soils (laboratory tests)



(a) Ultimate bearing capacity



(b) Error

Fig. 10. Horizontal bearing capacity of clayey soils (field tests)

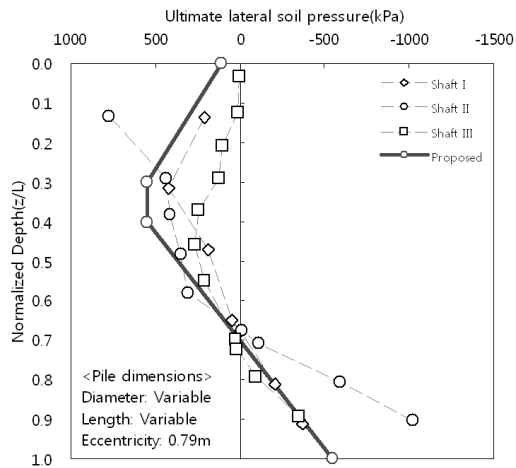


Fig. 11. Results of field test (Type 01) (Bierschwale et al., 1981)

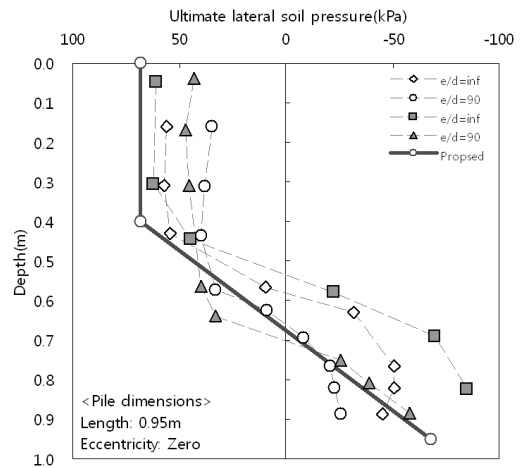


Fig. 12. Results of laboratory test (Type 02) (Meyerhof et al., 1995)

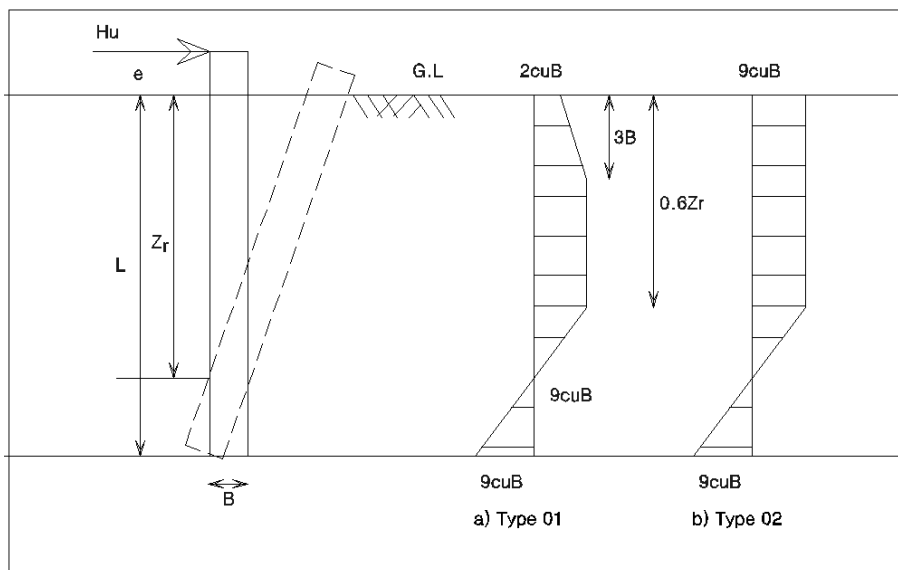


Fig. 13. Ultimate horizontal resistance of piles for free head

한, 토압이 변화되는 지점은 사질토에서의 Zhang(2005) 법과 유사하게 약  $0.6Z_r$  지점에서 발생됨을 보였다.

본 연구에서는 위의 토압분포도를 Fig. 13에 제시한 바와 같이 Type 01과 Type 02로 분리하여 적정성을 검증하였다.

Fig. 14와 Fig. 15에는 본 논문에서 채택한 경험적 토압 분포도를 활용하여 Table 8과 Table 9에 제시된 결과에 의해 측정된 극한수평지지력과 비교하였다. 실내시험 결과에서는 다른 방법들과 유사하게 과소평가하는 경향을 나타내었다. Type 01은 중간정도의 형태이고, Type 02는 가장 큰 값을 예측하였다.

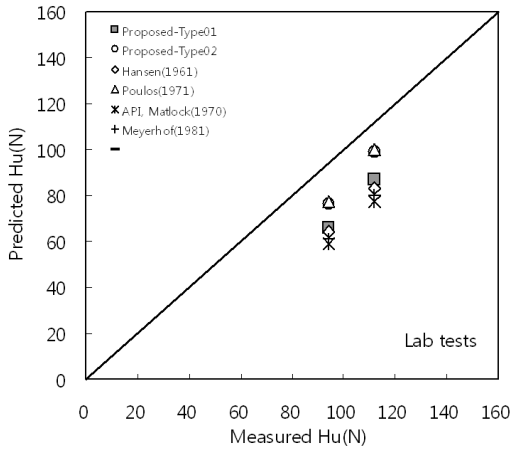
Fig. 15는 현장시험 결과와 비교한 결과이다. 제안방법 Type 01이 타 방법에 비해 실측 결과에 가장 근접한

결과를 제공하고 있다. 특히, 오차에 대한 절대값의 평균치는 Hansen(1961)의 9.47%보다 적은 7.25%를 나타냈다. 이는 Fig. 6에 제시된 바와 유사하게 Type 01은 현장시험 결과로부터 도출된 토압 분포를 사용하였고, Type 02는 실내시험 결과를 바탕으로 토압 분포도를 작성하였기 때문에 실제 현장 거동을 정확하게 구현하지 못하고 있다. 따라서, 본 논문에서는 Type 01의 토압분포도를 사용할 것을 권장한다.

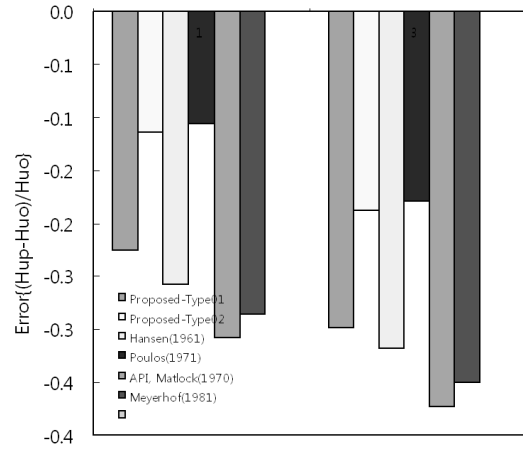
이상의 결과는 두부자유조건에 해당하는 결과이다. 두부회전구속조건의 짧은말뚝은 횡하중이 재하되면 말뚝 전길이에 걸쳐 수평이동을 하므로 회전이 발생되지 않는다. 따라서 Broms(1964)법과 동일하게 횡하중 작용방향과 반대방향만의 저항분포가 발생한다. Fig. 16에는

본 연구에서 제안한 방법과 Broms(1964)법을 함께 제시하였다. 말뚝 길이가 3B 이내인 경우 Broms는 수평저항이 없는 것으로 가정하였지만, 해당 깊이에서도 지반의

강도는 존재하기 때문에 본 연구에서 제안한 방법이 더 합리적일 것으로 사료된다. 이는 Fig. 15(b)의 오차에서도 확인된 결과다.

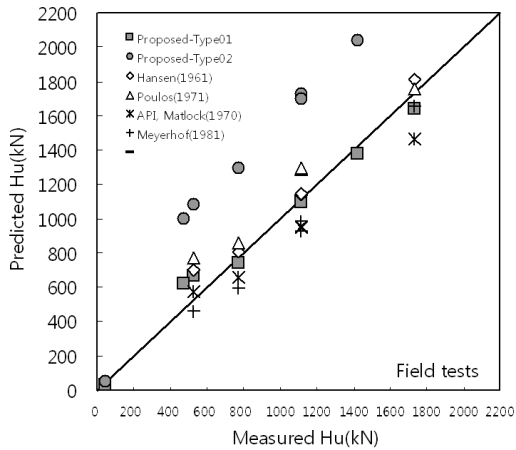


(a) Ultimate bearing capacity

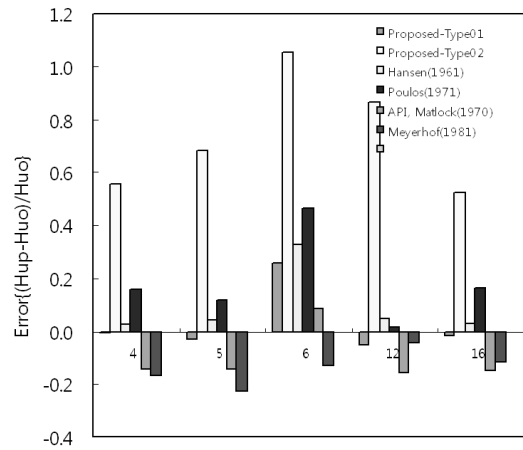


(b) Error

Fig. 14. Verification of proposed method for laboratory tests



(a) Ultimate bearing capacity



(b) Error

Fig. 15. Verification of proposed method for field tests

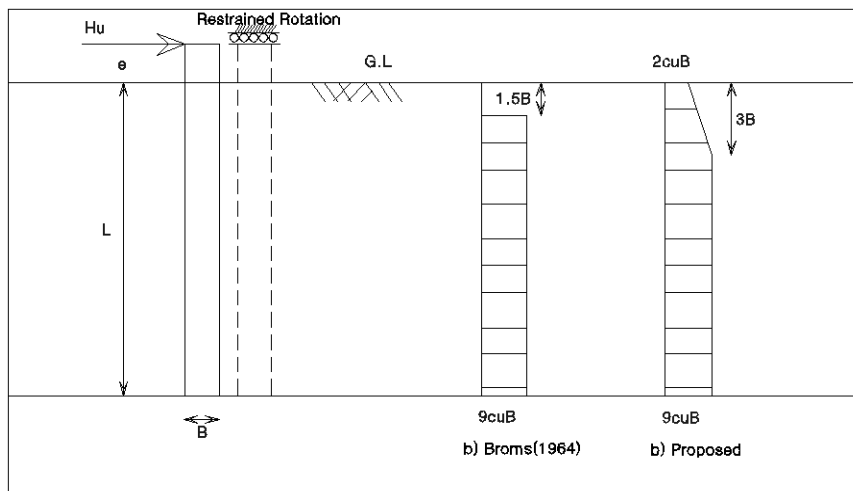


Fig. 16. Ultimate horizontal resistance of piles for fixity head

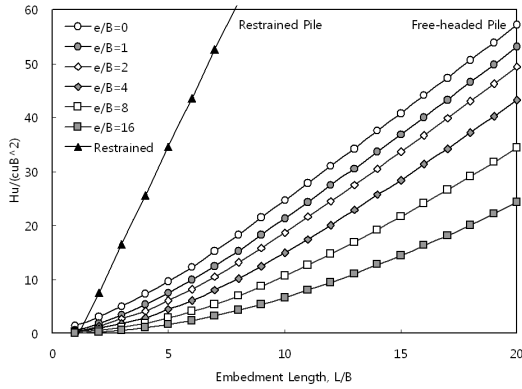


Fig. 17. Design chart for proposed method

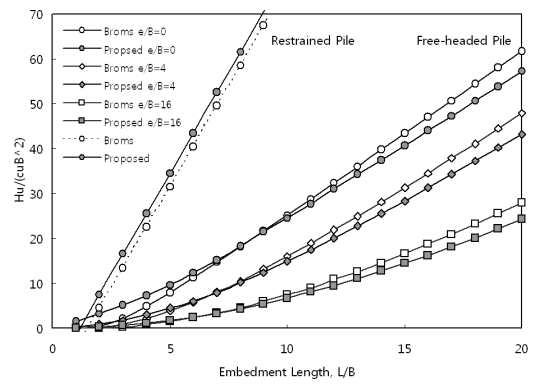


Fig. 18. Comparison between Broms and proposed method

Fig. 17~Fig. 18은 본 논문에서 제안한 분포도를 이용한 간편 설계를 위해 Broms(1964)의 설계 차트와 동일한 형태의 설계차트를 제시하였다. 두부회전 구속조건에서는 제안법이 Broms(1964)법보다 약간 큰 수평지지를 예측한다. 두부자유조건에서는  $L/B=7\sim 9$  이하에서는 본 방법이, 이상에서는 Broms(1964)법이 더 큰 지지를 예측한다.

## 5. 결론

소규모 횡하중을 지지하는 항만 구조물에 설치되는 말뚝은 짧은말뚝으로도 충분한 지지능력을 가지고 있음에도 불구하고, 국내 설계 관행에서는 긴말뚝 설계를 선호하는 경향이 있었다. 이에 본 연구에서는 짧은말뚝의 지지거동에 영향을 미칠 수 있는 인자들에 대한 분석을 문헌과 사례를 통해 제시하였다. 또한, 짧은말뚝 설계를 위한 극한수평지지력 분포도, 평가법 및 설계차트를 제시하였다. 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 짧은말뚝과 긴말뚝의 구분은 말뚝과 지반의 상대강성을 고려하는 것이 적절하다.
- (2) 가상고정점은  $1/\beta$ 를 일률적으로 적용하는 것은 불합리하고, 지반의 강성(탄성계수 또는 반력계수)에 따라 적용되어야 한다. Chang(1937)법과 P-Y 해석법이 유사한 고정점 위치를 예측하였다.
- (3) 점성토의 수평지지력은 실내와 현장이 다른 특성을 보일 수 있다. 또한, 평가방법은 실내시험에서는 모두 과소예측을 하였고, 현장은 과소 또는 과대 예측을 한다. 현장시험에서는 Hansen(1961)법이 비교적 실측에 근접한 예측결과를 제공한다.

- (4) 사질토의 수평지지력 평가법은 실내시험에서는 과대예측을 하였고, 현장도 대부분 과대예측 결과를 제공한다. 경험적 수평지지력 분포도를 사용한 Zhang(2005)법이 비교적 실측에 근접한 예측 결과를 보였다.
- (5) 점성토 지반에 대하여 본 연구에서 제안한 극한수평지지력 산정방법은 다른 방법에 비해 실측과 가장 근접한 극한수평지지력을 추정하였다. 다만, 추후 본 연구에서 제안한 산정법을 이용하여 두부회전구속 조건 등에 따른 추가적인 검증이 필요하다.

## 참고문헌 (References)

1. AASHTO (2006), "LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials.
2. Adams, J. I. and Radhakrishna, H. S. (1973), "The lateral capacity of deep augured footings", Proc. 8th Int. Conf. on SMFE, Moscow, Vol.2, No.1, pp.1-8.
3. API (1991), "Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms", API recommended practice 2A(RP2A), 19th ed., Washington, D.C.
4. Awoshika, K. and Reese, L. C. (1971), "Analysis of Foundations with Widely Spaced Batter Piles", Proceedings, The International Symposium on the Engineering Properties of Sea-Floor Soils and Their Geophysical Identification, University of Washington, Seattle, July 25, pp.200-211.
5. Bhushan, K., Haley, S.C., and Fong, P. T. (1979), "Lateral Load Tests on Drilled Piers in Stiff Clays", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105 (GT 8), pp.969-985.
6. Bhushan, K., Lee, L. J., and Grime, D. B. (1981), "Lateral load tests of drilled piers in sand", Proc. Drilled Piers and Caissons, M. W. O'Neill, ed., St. Louis.
7. Bierschwale M.W., Coyle H.M., and Bartoskewitz R.E. (1981), "Lateral load tests on drilled shafts founded in clay", Presented in Special Session on Drilled Piers and Caissons, ASCE National Convention, St. Louis, Mo., pp.98-113.
8. Briaud J.L., Smith T.P., and Meyer B. (1983), "Pressuremetre gives elementary model for laterally loaded piles", International Symposium



- on In-situ Testing, Paris, 2: pp.217-221.
9. Broms, B. B. (1964), "Lateral resistance of piles in cohesionless soils", ASCE, J. of SMFE Div., Vol.90, pp.123-156.
  10. Busan Marin and Oil Co., "Oil Storage Constuction for Busan New Port-Design Report".
  11. Chang, Y. L. (1937), "Discussion on Lateral Pile Loading Tests", ASCE, Vol.102, pp.272-278.
  12. Chari, T. R., and Meyerhof, G. G. (1983), "Ultimate capacity of single piles under inclined loads in sand", Can. Geotech. J., Vol.20, pp.849-854.
  13. Chiou, J. S. and Chen, C. H. (2007), "Exact equivalent model for a laterlly-loaded linear pile-soil system", Soils and Foundations, Vol.47, No.6, pp.1053-1061.
  14. Christensen, H. and Niewald, G. (1992). "Laterally loaded piles in clay", Proc. 11th Nordic Geotechnical Meeting, NGM-92, Aalborg 2, pp.405-10.
  15. Druery, B. M. and Ferguson, B. A. (1969), "An Experimental Investigation of the Behaviour of Laterally Loaded Piles", B. E. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Sydney, Australia.
  16. El Naggar H. and Wei J. Q. (1999), "Response of tapered piles subjected to lateral loading", Canadian Geotechnical Journal, Vol.36, pp.52-71.
  17. Fleming, W. G., Weltman, A. J., Randolph, M. F., and Elson, W. K. (1992), "Piling engineering", 2nd ed. John Wiley & Sons, Inc.
  18. GAI Consultant Inc. (1982), "Laterally loaded drilled pier research Vol.2", Research documentation GAI Report EL-2197, Research project 1280-1, California.
  19. Haldar, A., Chari, T. R., and Prasad, Y. V. S. N. (1997), "Experimental and analytical investigation of directly embedded steel pole foundation", Canadian Electricity Association, Montreal, Que., Research report CEA384T971.
  20. Hansen J. B. (1961), "The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces", Bulletin No. 12, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark: pp.5-9.
  21. Joo, J. S. (1985), "Behaviour of large scale rigid model piles under inclined loads in sand", M. Eng. Thesis, Memorial Univ. of Newfoundland, St. John's, Newfoundland.
  22. Kasch, V. R. (1977), "Lateral load test of drilled shaft in clay", Research report 211-1, Texas transportation institute, Texas A&M University.
  23. Korean Geotechnical Society (2009), "Foundation Design Code".
  24. Korean Society of Civil Engineers (2008), "Highway Bridge Design Code".
  25. Kubo, K. (1965), "Experimental Study of the Behavior of Laterally Loaded Piles", Proceedings, Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.II, Montreal, pp.275-79.
  26. Matlock, H. (1970), "Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay", Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, Texas, OTC 1204, pp.544-593.
  27. McDonald P. (1999), "Laterally loaded pile capacity revisited", Proc. of 8th Australia and New Zealand Conference on Geomechanics, Hobart, 1: pp.421-427.
  28. Meyerhof, G. G. and Sastry, V. V. R. N. (1987), "Full-displacement pressure method for rigid piles under lateral loads and moments", Can. Geotech. J., Vol.24, pp.471-478.
  29. Meyerhof, G. G. (1995), "Behaviour of pile foundations under special loading conditions", Can. Geotech. J., Vol.32, pp.204-222
  30. Meyerhof, G. G., Mathur, S. K., and Valsangkar, A. J. (1981), "Lateral resistance and deflection of rigid wall and piles in layered soils", Can. Geotech. J., Vol.18, pp.159-170.
  31. Ministry of Oceans and Fisheries (2005), "Port and Habor Design Code".
  32. Nair, K., Gray, H., and Donovan, N. C. (1969), "Analysis of pile group behavior", Performance of Deep Foundations, ASTM STP 444, American Society for Testing and Materials, pp.118-159.
  33. Padmavathi, V., Saibaba Reddy, E., and Madhav, M. R. (2008), "Behaviour of Laterally Loaded Rigid Piles in Cohesive Soils Based on Kinematic Approach", Lowland Technology International Vol.10, No.1, pp.27-41.
  34. Poulos, H. G. (1971), "Behavior of laterally loaded piles. I: Single piles". J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 97(5): pp.711-731.
  35. Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1980), "Pile foundation analysis and design", John Wiley & Sons, New York, NY.
  36. Prasad Y. V. S. N. and Chari T. R. (1999), "Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils", Soils and Foundations, 39(2): pp.21-29.
  37. Reese, L. C., Cox, W. R., and Koop, F. D. (1974), "Analysis of laterally loaded piles in sand", 5th Annual Offshore Technology Conference, Houston Texax, pp.473-483.
  38. Tomlinson, M. J. (2004), "Pile design and construction practice", Fourth edition, E & FN SPON.
  39. Zhang, L., Silva, F., and Grismala, R. (2005), "Ultimate lateral resistance to piles in cohesionless soils", J. Geotechnical & Geo-environmental Engg., ASCE, 131(1): pp.78-83.

Received : October 28<sup>th</sup>, 2013

Revised : January 2<sup>nd</sup>, 2014

Accepted : January 6<sup>th</sup>, 2014