

다층지반에 관입된 강성말뚝의 수평 거동 및 수평 지지력 특성

The Behavior and Capacity of Lateral Loaded Rigid Pile Characteristics in Multi-layered Soil Conditions

경 두 현¹ Kyung, Doo-Hyun

강 병 준¹ Kang, Beong-Joon

홍 정 무¹ Hong, Jung-Moo

이 준 환² Lee, Jun-Hwan

Abstract

In this study, experimental analysis was performed about lateral load capacity and behavior of laterally loaded-bored rigid piles in multi-layered soil conditions. Lateral pile load tests were performed for multi-layered soils consisting of different relative density. Ultimated lateral load capacities were measured from lateral load-displacement curves and compared with estimated values using theoretical methods. Bending moments and unit lateral capacity distribution of surrounding piles were measured from attached strain gauges and earth pressure sensors on the pile. It was found that ultimated lateral load capacities were different from the multi-layered soil conditions, and measured values were lower than estimated values. The bending moment distributions of the pile were similar all the time. Unit lateral capacity distributions were a little different from multi-layered soil conditions, but basically similar to the distribution proposed by Prasad and Chari (1999).

요 지

본 연구에서는 다층지반에 관입된 현장타설말뚝 중 강성말뚝을 대상으로 다층지반의 조건에 따른 말뚝의 수평지지력과 수평거동에 대하여 실험적 분석을 실시하였다. 이를 위해 말뚝이 관입되는 지반에 상이한 상대밀도를 갖는 지반층을 구성하였으며, 수평하중-변위량 곡선을 통하여 극한수평지지력을 산정하고 기존의 방법을 적용시켜 산정된 극한수평지지력과 비교하였다. 또한, 말뚝에 부착된 스트레인게이지와 토압센서를 이용하여 다층지반에서의 말뚝의 수평거동에서 발생하는 휨모멘트분포와 극한단위수평지지력분포를 확인하였다. 수평재하시험결과 말뚝의 극한수평지지력은 지반의 상대밀도와 지반층의 구성에 따라 달라지며, 단일지반을 대상으로 제안된 다양한 방법으로 예측된 값에 비하여 상당부분 적게 측정되는 것으로 나타났다. 말뚝의 휨모멘트 분포는 다층지반의 조건에 상관없이 유사한 분포형상을 보였으며, 극한단위수평지지력 분포 형태는 최상층지반과 중간층지반이 동일하고 최하층지반이 상이한 지반에서 다소 달라지는 분포형상을 보였으나, 다른경우에 있어서는 기본적으로 Prasad and Chari(1999)의 극한단위수평지지력 분포형상과 유사한 것으로 나타났다.

Keywords : Lateral behavior, Multi-layered sand, Pile, Sand, Ultimate lateral capacity

1. 서 론

최근 건설구조물의 대형화로 인하여, 기초구조물에

작용하는 하중은 복잡하고 다양해지게 되었으며, 기초구조물의 과도한 변위나 파괴는 상부구조물에 치명적인 영향을 끼칠 수 있다. 말뚝의 수평지지력은 연직지

1 정희원, 연세대학교 토목공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

2 정희원, 연세대학교 토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., Junlee@yonsei.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 10월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

지력에 비해 상대적으로 일시적인 작용하중에 대한 지지력 요소로 간주되어 왔으나, 최근 풍하중이나 지진 등 수평작용력의 영향을 고려한 설계의 필요성이 부각되고 있다. 말뚝의 수평지지력은 연직지지력에서와 마찬가지로 지반조건에 따라 크게 좌우되며, 일반적인 지반 설계에서와 같이 지반조사과정에서 얻어지는 지반물성치의 정확한 분석과 적절한 반영이 핵심사항으로 간주된다.

말뚝에 수평력이 작용할 때, 말뚝의 수평거동 해석 및 지지력은 안전율의 적용을 전제로 극한수평지지력을 산정하여 설계에 반영하는 방법과 구조물별 허용변위를 토대로 지지력을 평가하는 방법으로 구분될 수 있으며, 말뚝의 극한수평지지력 평가를 위해서는 수평변위에 따른 단위수평지지력의 크기와 분포형태가 결정되어야 한다.

말뚝의 극한수평지지력 평가는 실험적 및 해석적 방법을 통해 다양한 평가방법이 제안되어 왔다. 이론적 측면에서 극한수평지지력은 지반 혹은 말뚝 자체의 파괴상태를 전제하여 발휘되는 것으로 가정되며, 말뚝 주변에 작용하는 단위수평지지력에 의해 결정된다(Broms 1964; Petrasovits and Award 1972; Prasad and Chari 1999).

본 연구에서는 사질토 지반에 근입되어 있는 현장타설 말뚝 중 강성말뚝을 대상으로 다층지반조건에 따라 달라지는 수평거동 및 극한수평지지력에 대해 알아보고자 한다. 이를 위해 수평하중에 받는 말뚝을 대상으로 다양한 다층 및 단일지반조건에 따른 극한지지력의 변화추이를 분석하였고, 기존의 선행 연구자들로부터 제시되어온 실험적, 해석적 방법들을 통하여 극한지지력을 산정하고 측정결과와 비교 분석하였다. 아울러 다층 지반조건에 따른 말뚝의 수평거동의 특징 및 차이점을 확인하기 위하여, 지반조건에 따른 말뚝 휨모멘트의 변화 및 토압분포특성을 확인하고 분석하였다.

2. 말뚝의 극한수평지지력 산정법

말뚝의 극한수평지지력 평가를 위해서는 수평변위에 따른 단위수평지지력의 크기와 분포형태가 결정되어야 하며, 이들 요소가 결정되면 수평지지력의 모멘트 평형 관계로부터 말뚝에 가해질 수 있는 최대 수평하중이 결정될 수 있다. 수평하중 혹은 말뚝의 수평변위에 따른 주변지반의 단위수평지지력 분포는 말뚝의 회전점을

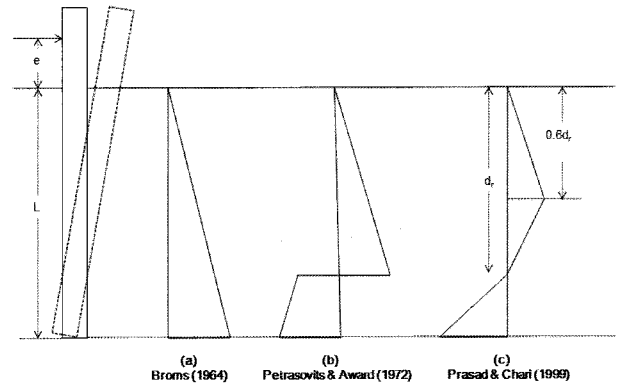


그림 1. 극한단위수평지지력 분포곡선

고려하지 않은 방법(Broms 1964)과 말뚝의 회전점을 고려한 방법(Petravits and Award 1972; Prasad and Chari 1999)으로 나누어 질 수 있으며, 그림 1에서 볼 수 있듯이 많은 선행연구자들에 의해 제안되어 왔다.

2.1 말뚝의 회전점을 고려하지 않은 방법

그림 1에 나타난 단위수평지지력분포 중 실무에 보편적으로 사용되는 방법은 그림 1(a)의 Broms(1964)에 의해 제안된 방법이다. 그림에서 보는 바와 같이 말뚝에 대한 Broms(1964)의 방법은 수평하중에 의한 말뚝의 회전점을 고려하지 않고, 말뚝 주변의 단일 수평상태를 가정하여 제안되었다. Broms(1964)에 의하면 그림 1(a)에서 나타난 바와 같이 단위수평지지력의 형태가 삼각형의 형태로 주어지며, 말뚝선단부에 집중하중이 작용하는 것으로 가정하고 있다. Broms(1964)의 방법에 사용되는 단위수평지지력은 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$p_u = 3K_p \sigma_v \quad (1)$$

여기서 p_u = 지반의 극한단위수평지지력, K_p = 주동토 압계수 = $\tan^2(45 + \phi/2)$, σ_v = 연직응력이다. 지반의 극한단위수평지지력 분포를 산정하고, 수평토압을 산정한 후, 말뚝의 지표면을 기준으로 모멘트를 취하면 극한수평지지력 H_u 를 산정할 수 있다.

2.2 말뚝의 회전점을 고려한 방법

Broms(1964)의 방법 이외의 말뚝의 회전점을 고려한 방법들로는 Petrasovits and Award(1972)과 Prasad and Chari(1999), Zhang 등(2005)의 방법들이 있다. Petrasovits and Award(1972)의 방법은 그림 1(b)에서 나타난 바와

표 1. 다층지반 조성상태

지반종류	지층별 상대밀도 (D_R)				다층지반조성도
	①	②	③	④	
92%-92%-92%	92%	92%	92%	92%	
52%-92%-92%	92%	92%	52%	92%	
92%-52%-92%	92%	52%	92%	92%	
52%-52%-92%	92%	52%	52%	92%	
92%-92%-52%	52%	92%	92%	92%	
52%-92%-52%	52%	92%	52%	92%	
92%-52%-52%	52%	52%	92%	92%	
52%-52%-92%	52%	52%	52%	92%	

종류의 지반층을 말뚝이 근입되는 지반에 3개층으로 나누어 배치하여 2종의 단일지반과 6종의 다층지반을 조성하였다. 표 1은 본 실험에서 조성된 지반 상태를 나타내는 것으로, 지반층의 구성 및 배치상태를 나타낸다. 표 1에 표시된 지반의 종류는 말뚝주변에 존재하는 다층지반의 지반층 배치상태를 나타내기 위하여 ‘최상층-중간층-최하층’으로 표시되었다. 또한, 지층별 상대밀도의 숫자(①, ②, ③, ④)는 각 지반층의 위치 번호를 나타낸 것으로, 표의 다층지반조성도에 나타난 바와 같이 말뚝주변의 지반의 최상층(①), 중간층(②), 최상층(③)과 말뚝선단 하부의 지반인 기초지반(④)의 위치를 나타낸 것이다.

본 실험에서의 모형지반의 조성순서는 다음과 같다. 먼저 강사법을 이용하여 먼저 10cm 씩 5회 모래를 강사하였다. 50cm의 초기 기초 지반은 말뚝이 근입되지 않는 깊이로, 상대밀도 92%를 유지하도록 하였다. 초기 기초 지반의 조성이 끝난 이후에는 모형지반의 중앙에 말뚝에 보조 프레임을 설치하여 연직도를 유지시킨 상태에서 말뚝을 설치하였다. 말뚝 설치 이후 목표로 하는 상대밀도의 상태에 따라 호퍼의 유출 구멍과 낙하고를 조절하였으며, 22cm의 지반층을 3회 조성하여 말뚝의 총 근입깊이가 66cm가 되도록 하였다. 또한 흙의 깊이가 토조의 전체깊이보다 4cm를 덜 채우도록 하여, 수평

표 2. 지반 물성

입 도 분 포		시료의 물성치
최대 입경 (mm)	D_{max}	0.850 (No. 20)
최소 입경 (mm)	D_{min}	0.075 (No. 200)
균등계수	C_u	1.24
곡률계수	C_c	0.97
최대 건조단위중량 (kN/m^3)	γ_{dmax}	16.15
최소 건조단위중량 (kN/m^3)	γ_{dmin}	13.23
통일분류	Unified System ASTM D2487	SP
단위중량 (kN/m^3)	$\gamma_{92\%}$	15.87
	$\gamma_{52\%}$	14.60
내부마찰각	$\phi_{92\%}$	37.75°
	$\phi_{52\%}$	34.78°
벽면마찰각	$\delta_{92\%}$	23.36°
	$\delta_{52\%}$	15.62°

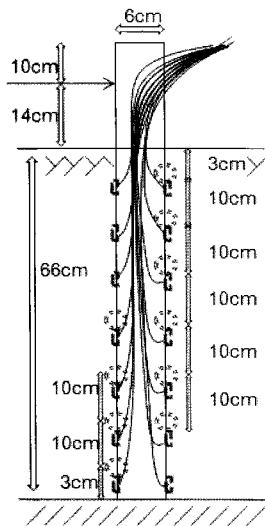
재하 시험시 흙이 밀려올라가 받을 수 있는 토조의 상판 뚜껑의 영향을 받지 않도록 하였다. 실험에서 사용된 모래는 주문진 표준사이며, 지반의 물성은 표 2와 같다.

3.2 모형말뚝 및 수평재하장치

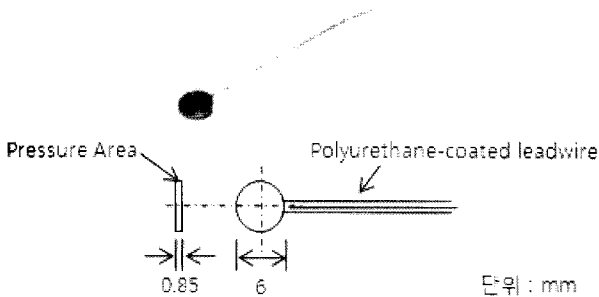
본 연구에서 진행된 실험은 천공말뚝을 모형화한 방식으로, 실험에 사용된 말뚝은 짧은 강관 강성말뚝의

거동을 고려하여 제작되었다. 앞 절에서 언급한 바와 같이 지반을 형성하는 경우, 말뚝을 거치한 후 말뚝선단상부지반을 형성하기 때문에 말뚝 주변지반의 교란이 발생하지 않으며, 이러한 형성조건은 사질토지반을 모사한 모형토조 내에 설치되는 현장타설말뚝을 형상화 한 것으로 판단할 수 있고, 이는 현장타설말뚝 중 천공말뚝을 모사한 것이라 할 수 있다.

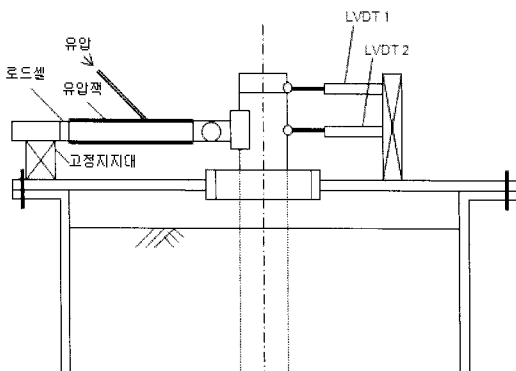
본 실험에서 사용된 모형말뚝은 직경이 6cm, 길이가



(a) 말뚝 및 센서설치



(b) 토압계



(c) 하중재하장치

그림 3. 실험말뚝 및 하중재하장치

90cm 인 강관말뚝으로 말뚝의 근입깊이는 66cm이다. 그림 3(a)에서 볼 수 있듯이, 본 연구에서 사용된 말뚝에는 다층지반에서 수평하중을 받는 말뚝의 거동을 살펴보기 위해 다수의 센서가 말뚝에 직접 부착되었다. 변형률을 측정하여 휨모멘트 거동을 관찰하기 위해 총 14개의 스트레인게이지를 10cm의 간격으로 말뚝의 전면과 후면에 대칭으로 부착하였고, 말뚝주변의 토압의 변화를 측정하여 다층지반에서의 토압분포 형상을 확인하기 위하여 10개의 토압계(전면 4개, 후면 6개)를 각각 10cm 간격으로 말뚝에 부착하였다. 그림 3(b)는 말뚝에 부착된 토압계의 형태를 나타내는 그림으로, 본 연구의 실험에서 사용된 토압계는 SHOWA MEASURING INSTRUMENTS의 MPC-IMPA 모델로 직경 6mm, 두께 0.85mm이며, 폴리우레탄으로 코팅된 선으로부터 발생하는 전자신호를 데이터로고 TDS-302를 이용하여 인식하여 하중의 증가에 따라 발생하는 토압을 직접적으로 측정하였다.

그림 3(c)는 본 연구의 실험에서 사용된 하중재하장치를 나타내는 그림이다. 하중재하장치는 토조 상단면에서 10cm 위에 자체 제작된 버팀보에 유압잭과 로드셀을 이용하여 구성하였다. 하중재하장치의 반대편에는 재하과정 중 발생하는 수평변위를 측정하기 위해 LVDT를 설치하였으며, 하중 단계별 말뚝의 경사도를 측정하기 위하여 10cm 상부지점에 추가적인 LVDT를 설치하였다. 시험에 사용된 로드셀과 LVDT는 각각 일본의 동경측기연구소의 LCD-5KNB 제품과 CDP-50을 사용하였으며, 지반조성시 구속압을 가하지 않아 말뚝의 거동이 지반의 자중에 의해 발생하는 수직응력 및 수평응력에 지배되므로, 하중의 증분을 30N~50N으로 말뚝의 거동에 따라 조절하였다. 말뚝의 수평재하시험은 말뚝 두부의 전체변위가 25~30mm에 도달할 때까지 수행하였으며, 각 재하단계의 하중은 LVDT의 값이 일정치에 수렴할 때까지 기다리되 그 시간이 5분을 넘지 않도록 하였다.

3.3 말뚝 강성도 평가

말뚝 거동을 평가하는 데 있어서, 말뚝의 강성거동과 연성거동의 구분은 반드시 확인되어야 하는 사항이다. 따라서, 본 논문에서는 Meyerhof(1995)가 제안한 상대강성비 평가 방법을 적용하여 본 실험말뚝의 거동특성을 규명하고자 한다. Meyerhof(1995)에 의하면, 다음 조건을 만족할 경우, 말뚝은 강성거동을 나타나게 된다.

표 3. 말뚝의 상대강성비

지반종류	지층별 상대밀도 (D_R)				
	E_p (MPa)	I_p (mm^4)	E_s (MPa)	L (mm)	K_r
92%-92%-92%	350000	73532.83	1.62	660	0.084
52%-92%-92%	350000	73532.83	1.50	660	0.090
92%-52%-92%	350000	73532.83	1.00	660	0.136
52%-52%-92%	350000	73532.83	1.20	660	0.113
92%-92%-52%	350000	73532.83	1.48	660	0.092
52%-92%-52%	350000	73532.83	1.30	660	0.104
92%-52%-52%	350000	73532.83	1.14	660	0.119
52%-52%-92%	350000	73532.83	0.52	660	0.261

$$K_r = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \geq 0.01 \quad (5)$$

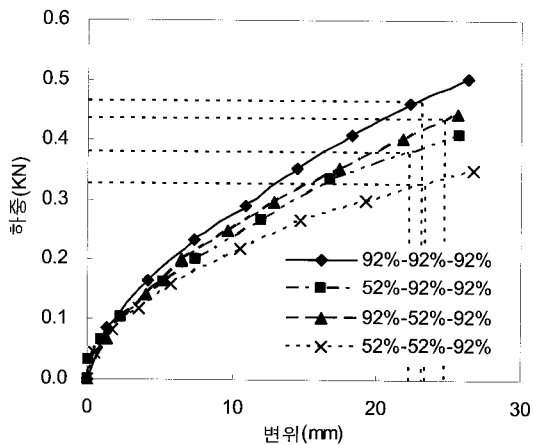
여기서 K_r 은 말뚝의 상대강성비, E_p 는 말뚝 재료의 탄성계수, I_p 는 말뚝의 단면 2차 모멘트, E_s 는 지반의 횡방향 평균 탄성계수, 그리고 L은 말뚝의 근입깊이이다. 지반의 평균 탄성계수를 얻기 위해 동일 조건에서 수행된 콘관입 실험결과를 활용하였으며, 각 경우에 대한 상대강성비는 표 3에 나타내었다. 표에 나타난 바와 같이 모든 경우에 있어 상대강성비는 0.08 이상으로 본 실험에서의 말뚝은 강성말뚝으로 간주할 수 있는 것으로 나타났다.

4. 말뚝의 극한수평지지력 산정

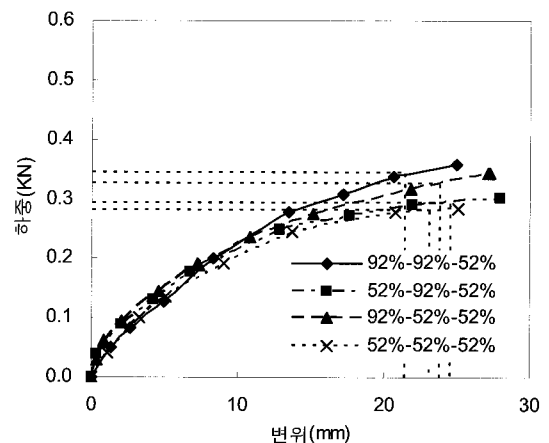
4.1 수평하중-변위량 거동 및 극한수평지지력 측정

말뚝의 극한지지력은 말뚝의 변위-하중곡선의 추이

로부터 결정할 수 있다. 그러나, 수평하중을 받는 말뚝의 경우, 변위-하중곡선에서 역학적 의미를 갖는 특정점을 지정하는 것이 매우 어려우며, 말뚝의 극한수평지지력에 대한 정의 또한 주로 상부구조물의 종류, 설계조건과 관련되어 다양하게 제안되고 있다(Meyerhof et al. 1981; Fleming et al. 1992; El Naggar 1999; Zhihong et al. 2006). 수평하중을 받는 말뚝에 적용할 수 있는 일반화된 하중-변위 조건으로는 Meyerhof et al.(1981), GAI Consultant Inc.(1982), Haldar et al.(1997, 2000) 등의 방법들이 있다. 이 중 Meyerhof et al.(1981)은 수평하중을 받는 말뚝의 극한하중을 말뚝의 하중-변위 곡선상에서 하중에 따른 말뚝의 변위가 선형으로 증가하기 시작하는 시점의 하중으로 정의하고 있는 반면 GAI Consultant Inc.(1982)와 Haldar et al.(1997)은 극한하중을 말뚝의 회전각이 2°에 접근할 때의 하중으로 정의하고 있다. Lee et al.(2008)에 따르면, 다양한 지층조건에서 수행된 실내실험 결과에 위의 두 조건을 각각 적용하여 얻은 극한하중 값이 서로 유사하게 나타남을 보인바 있다. 따



(a) 최하중이 92%인 경우



(b) 최하중이 52%인 경우

그림 4. 수평하중-변위량 곡선

라서, 본 연구에서는 실험결과 해석의 일관성을 유지하기 위해 말뚝의 회전각이 2°가 되는 시점에서의 말뚝에 가해진 하중을 극한하중으로 간주하였다.

그림 4는 실험을 통하여 얻어진 하중-변위량 곡선을 나타낸 그림이다. 그림 4에서는 유사한 크기의 극한수평지지력이 발생한 결과를 비교하기 위해 최하층의 상대밀도가 92%일 경우(그림 4(a))와 최하층의 상대밀도가 52%일 경우(그림 4(b))로 나누어 표시하였으며, 하중재하지점으로부터 발생한 변위와 하중의 관계로 표현하였다. 또한, 지반층의 종류에 따른 극한수평지지력의 발생지점과 극한수평지지력을 표시하였으며, 말뚝의 극한수평지지력 측정결과는 표 4에 나타내었다.

그림 4에 따르면, 말뚝의 극한수평지지력의 크기는 동일한 말뚝을 사용하는 조건 아래서, 지층의 배치상태에 따라서 달라지며, 동일한 최하층지반에 존재하는 경우에는 회전점으로부터 상대적으로 먼 곳에 위치하는 최상층지반의 상대밀도가 높을수록 그 크기가 증가함을 확인할 수 있다.

앞서 언급한 바와 같이 말뚝의 거동에 따른 극한단위수평지지력의 분포는 선행연구자들에 의해 다양하게 제안되었으나, 실제분포와 가장 유사한 경우는 Prasad and Chari(1999)의 분포형상인 것으로 알려져 있다. Prasad and Chari(1999)의 분포형상을 통한 극한수평지지력의 산정은 회전점을 중심으로 수평지지력의 모멘트 평형 조건에 따라 산정되므로, 다층지반에서의 조건변화에

따라서 극한수평지지력의 크기에 가장 큰 영향을 미치는 지반은 회전점으로부터 상대적으로 먼 거리에 위치하게되는 말뚝근입지면으로부터 0.6d까지의 지반과 회전점이후 선단까지의 지반일 것으로 판단된다.

그림 5는 본 실험에서 배치한 지반층의 변화에 따른 극한수평지지력의 변화추이를 보여주는 그림이다. 그림 5(a)는 최상층의 지반상태가 다른 경우(Case 1)를 나타내고 있고, 그림 5(b)는 중간층의 지반상태가 다른 경우(Case 2)를 나타내고 있으며, 그림 5(c)는 최하층의 지반상태가 다른 경우(Case 3)를 나타내고 있다.

본 실험의 결과 그림 5에 나타난 바와 같이, 중간층의 지반상태가 다른 경우(Case 2) 극한수평지지력은 큰 차이가 발생하지 않았다. 그러나, 최상층의 지반상태가 다른 경우(Case 1)와 최하층의 지반상태가 다른 경우(Case 3)에 있어서는 극한수평지지력의 차이가 있었으며 그 크기는 Case 1의 경우 상대밀도 92%의 지반층을 포함했을 때, 52%의 지반층을 포함했을 때 보다 평균적으로 약 20% 증가하는 것으로 나타났고, Case 3의 경우 평균적으로 약 30% 증가하는 것으로 나타났다.

따라서, 다층지반에서의 말뚝의 극한수평지지력은 중간층의 영향은 크게 받지 않으나, 최하층과 최상층의 상대밀도의 영향을 크게 받는 것으로 판단된다. 특히, 최하층의 경우, 상대밀도의 차이에 따라 30%의 극한수평지지력의 차이가 보이므로, 극한수평지지력에 가장 큰 영향을 발생시키는 지점은 회전점이후의 최하층 지반

표 4. 다층지반에 관입된 말뚝의 극한수평지지력 측정결과

지반종류	92%-92%-92%	52%-92%-92%	92%-52%-92%	52%-52%-92%
$H_{u,measured}$ (kN)	0.465	0.377	0.434	0.326
지반종류	92%-92%-52%	52%-92%-52%	92%-52%-52%	52%-52%-52%
$H_{u,measured}$ (kN)	0.343	0.293	0.326	0.280

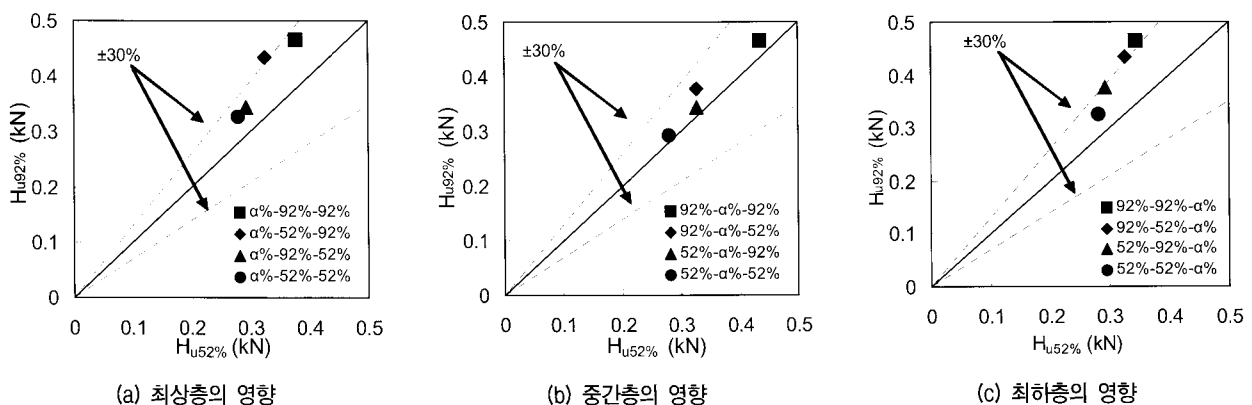


그림 5. 다층지반의 지반층 배열에 따른 극한 수평지지력 특성

의 구성상태인 것으로 판단된다.

4.2 다층지반에서의 말뚝의 극한수평지지력 산정

말뚝의 극한수평지지력 평가를 위해서는 수평변위에 따른 극한단위수평지지력의 분포형태가 결정되어야 하며, 이들 요소가 결정되면 수평지지력의 모멘트평형의 관계에 따라 말뚝에 가해질 수 있는 최대 수평하중이 결정될 수 있다. 그러나 제안된 방법들은 말뚝이 근입된 지반의 조성이 단일지반일 경우를 가정한 것으로, 다층지반에 적용시킬 경우 지반층의 변화에 따른 각각의 물성을 개별적으로 적용하여 산정해야한다.

본 연구에서는 다층지반의 극한수평지지력을 평가하기 위해 앞서 기술된 Broms(1964)의 방법, Petrasovits and Award(1972)의 방법, Prasad and Chari(1999)의 방법을 두가지 방법으로 나누어 적용하였다. 첫 번째로는 다층지반을 단일지반으로 가정하여 전체 지반의 평균 물성을 이용하여 극한수평지지력을 산정하였다. 두 번째로는 지층별 달라지는 물성을 직접 적용하여 다층지반의 단위극한수평지지력분포를 산정하고, 단위극한수평지지력분포를 통하여 극한수평지지력을 산정하였으며, 그 상세 방법은 다음과 같다.

Broms(1964)의 방법의 경우, 회전점을 고려하지 않고, 단일수평상태를 가정하여 삼각형의 분포를 적용시켰으므로, 다층지반을 구성하는 각 지반층에 해당되는

물성을 지반층의 위치에 따라 개별적으로 적용하여 말뚝의 극한수평지지력을 산정하였다. Petrasovits and Award(1972)의 방법의 경우, 말뚝주변에 작용하는 토압은 극한단위수평지지력으로 간주되므로, Broms(1964)의 방법과 동일한 방법으로 각 지반층의 물성을 사용하여 극한단위수평지지력 분포를 산정하고, 이를 토대로 시행착오법을 이용하여 회전점을 산정하여 말뚝의 극한수평지지력을 산정하였다.

그러나 Prasad and Chari(1999)의 경우, 말뚝의 상위반으로부터 0.6d까지의 극한단위수평지지력 분포로 가정하고 있으나, 0.6d 이하에서는 토압의 역전현상을 고려하고 있으며, 특히 선단에서의 극한단위수평지지력은 0.6d 지점에서의 극한단위수평지지력의 1.7배가 되는 것으로 가정하고 있으므로, 0.6d 이하의 지반물성을 고려한 극한단위수평지지력을 직접 적용할 수 없다. 따라서 본 연구에서는 0.6d 이후로부터 회전점까지의 극한단위수평지지력분포는 발생하는 위치가 대부분 중간층에 해당되며, 중간층의 물성변화가 극한수평지지력의 증감에 큰 영향을 주지 않았던 실험 결과에 근거하여 지반층의 상대밀도 차이에 상관없이 회전점에서의 극한단위수평지지력이 0이 될 때까지 동일한 기울기로 감소시켜 주었다. 또한, 회전점 이후로부터 선단까지의 극한단위수평지지력 분포는 최하층에서 발생하게 되므로, Prasad and Chari(1999)의 분포형상을 최대한 이용하되 최하층의 물성을 통하여 추정하기 위해, 최하층의 물성을 이용하여

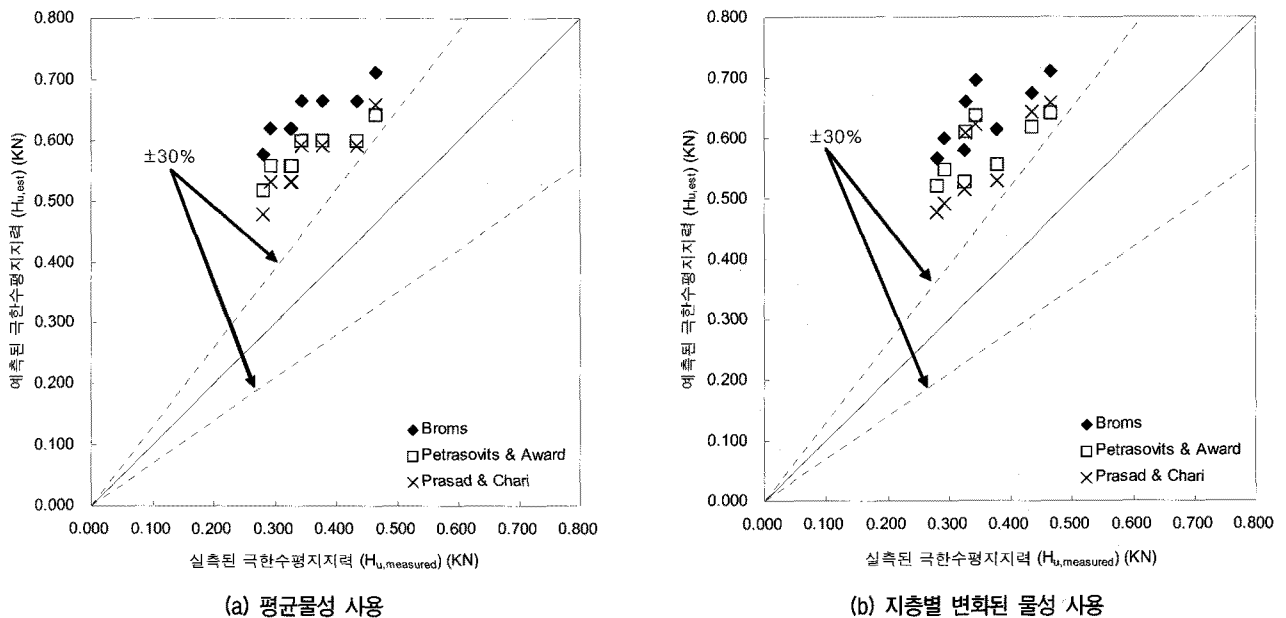


그림 6. 다층지반에서의 극한단위수평지지력 예측치와 실측치

0.6d까지의 극한단위수평지지력 값을 가정하고, 그 값의 1.7배한 값이 선단에서 발생하는 것으로 간주함으로써 단일지반의 경우 Prasad and Chari(1999)의 분포형상을 그대로 따르며, 다층지반의 경우에도 분포형상을 통하여 극한수평지지력을 산정할 수 있도록 하였다.

그림 6은 두가지 방법으로 변경한 Broms(1964), Petrasovits and Award(1972), Prasad and Chari(1999)의 방법으로 산정된 극한수평지지력 값과 실험에서 2°를 기준으로 실측된 극한수평지지력 값을 비교한 그림이다. 그림 6(a)는 지반을 단일지반으로 가정하고, 지반구성에 상관없이 사용된 지반층의 평균 물성치를 이용하여 산정한 경우를 나타내고 있으며, 그림 6(b)는 다층지반의 조건을 반영하기 위하여, 상기의 방법으로 변형하여 산정한 그림을 나타내고 있다. 그림 6에 나타난 바와 같이 Broms(1964), Petrasovits and Award(1972), Prasad and Chari(1999)의 방법은 모든 경우에서 실측된 값보다 30%이상 크게 산정되는 것으로 나타났으나, 단일지반으로 가정하고 평균물성을 이용한 첫 번째의 경우에 있어서는 지반층의 배치상태에 따라 달라지는 단위극한수평지지력의 분포변화를 고려할 수 없었으며, 계단형 하중분포가 발생하여 경우에 따라 큰 차이가 유발되는 것으로 나타났다. 반면, 다층지반의 지층별 차이를 반영할 경우, 지반층의 배치상태에 따라 달라지는 단위극한수평지지력의 분포변화를 고려할 수 있었으며, 분포형태도 선형의 형태로 나타나는 것을 확인할 수 있었다.

5. 다층지반에서의 말뚝의 거동

5.1 다층지반에서의 휨모멘트 특성

말뚝두부에 수평력이 작용하면 말뚝길이에 따라 모멘트가 발생하며, 그 크기는 수평력 작용점으로부터의 거리에 따라 달라지게 된다. 본 연구에서는 수평력이 작용할 때 말뚝에 발생하는 휨모멘트를 구하기 위해서 식 (6)을 사용하였다.

$$M_i = \frac{\varepsilon_i EI_i}{c_i} \quad (6)$$

여기서, M_i = 스트레인게이지 i 의 위치에서 발생하는 말뚝의 휨모멘트, ε_i = 스트레인 측정량, E = 말뚝의 탄성계수, I_i = 스트레인게이지 i 의 위치의 말뚝의 단면 2차모멘트, c_i = 스트레인게이지 i 의 위치의 말뚝 외부 반경을 나타낸다.

그림 7은 말뚝에 부착된 스트레인게이지에서 읽은 변화량에 근거하여 측정된 위치별 휨모멘트의 변화량을 나타내는 그림이다. 그림 7에 나타난 바와 같이 휨모멘트의 분포형상은 단일지반과 다층지반에 상관없이 유사한 형태로 발생함을 보였으며, 최대 휨모멘트 또한 단일지반, 복합지반에 상관없이 근입깊이 23cm의 깊이에서 발생하는 것으로 나타났다. 이는 단일지반에서 관입된 말뚝의 경우 말뚝근입깊이의 1/3 깊이의 지점에서 최대 휨모멘트가 발생 한다는 El Naggar(1999)의 결론과

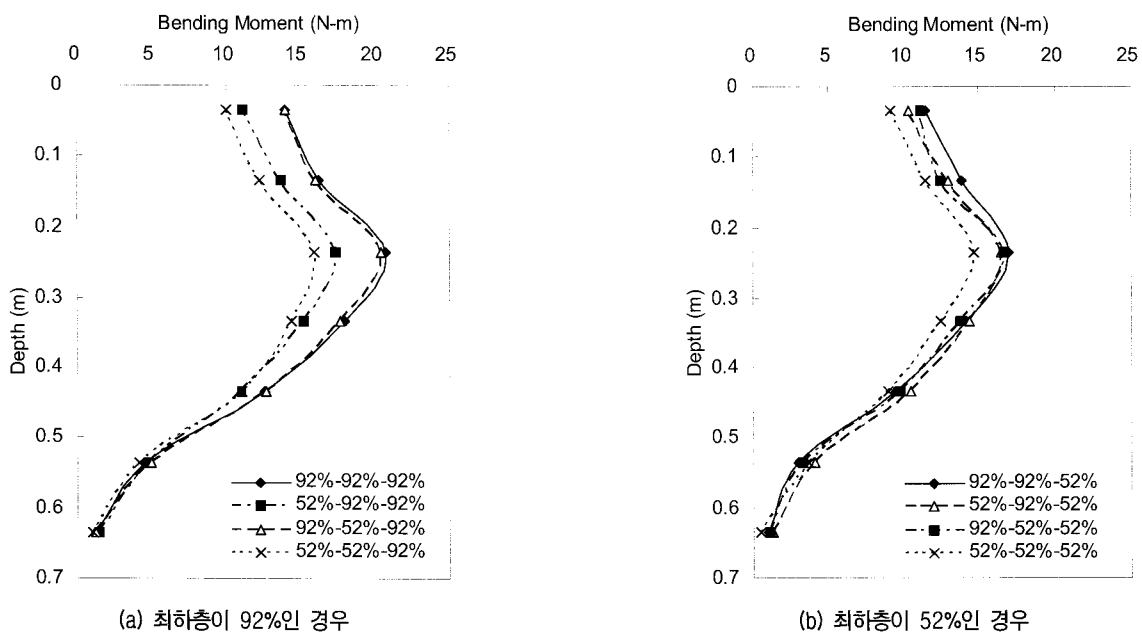


그림 7. 다층지반에 관입된 말뚝의 휨모멘트 분포

일치하며, 이러한 경향성이 다층지반의 경우에서도 동일하게 나타난다는 것을 의미한다.

다층지반의 조건에 따른 최대 휨모멘트의 크기는 표 5와 같이 나타났으며, 최하층지반이 동일할 경우 중간층이 52%이고 최상층이 92%일 때, 반대의 경우보다 큰 것으로 나타남으로서, 극한수평지지력의 크기추이의 경향과 유사한 경향을 갖는 것으로 나타났다. 그러나 모든 지반의 크기를 비교하였을 경우에는 52%-52%-92%의 지반이 52%-92%-52%의 지반보다 큰 것으로 나타났는데, 이는 극한수평지지력의 크기가 52%-52%-92%의 지반이 52%-92%-52%의 지반보다 작았던 것과 반대되는 경향으로, 앞서 언급했던 52%-52%-92%의 지반의 극한수평지지력이 다른 지반에 비해 예상보다 다소 적게 측정된 것에서 기인한 결과로 판단된다.

5.2 다층지반에서의 극한단위수평지지력 분포

본 실험에서 측정된 극한단위수평지지력은 말뚝에 부착된 10개의 토압센서를 이용하여 측정하였으며, 단위는 kPa로 표시하였다. 그림 8은 본 실험에서 발생된 극한단위수평지지력의 분포형상을 나타낸 그림으로, 그

림 8(a)는 최하층의 상대밀도가 92%로 동일한 단일지반 및 다층지반의 분포형상을 나타낸 그림이고, 그림 8(b)는 최하층의 상대밀도가 52%로 동일한 단일지반 및 다층지반의 분포형상을 나타낸 그림이다.

그림 8에 나타난 바와 같이, 말뚝의 회전점의 위치는 지반의 종류에 따라 큰 차이가 발생하지 않으며, 말뚝 선단에서의 극한단위수평지지력의 크기는 지반층의 구성 상태보다는 최하층의 상대밀도의 차이에 따라서 주로 달라짐을 보였다. 그러나 회전점을 포함하는 하부층(최하층)과 상부층(최상층, 중간층)의 물성의 차이가 큰 경우(52%-52%-92%, 92%-92%-52%)에 있어서는 선단에서 측정되는 극한단위수평지지력 값이 동일한 상대밀도의 최하층을 갖는 다른 지반에 비하여 작은 값이 측정되는 것으로 났으며, 회전점이상의 단위극한수평지지력의 최대점(0.6d)이 다른 지반에 비하여 다소 낮은 곳에서 발생하는 등, 전체적인 분포형상에서 다른 지반들과 상이한 특징이 있는 것으로 나타났다.

그림 9는 본 실험에서 측정된 극한단위수평지지력 분포의 값의 정확성을 검증하기 위하여, 하중-변위랑곡선을 통하여 측정된 극한수평지지력과 단위수평지지력분포곡선을 측정하여 산정된 극한수평지지력의 값을 비

표 5. 다층지반에 관입된 말뚝의 최대휨모멘트 측정결과

지반종류	92%-92%-92%	52%-92%-92%	92%-52%-92%	52%-52%-92%
M (kN-m)	2.072	1.736	2.033	1.652
지반종류	92%-92%-52%	52%-92%-52%	92%-52%-52%	52%-52%-52%
M (kN-m)	1.692	1.643	1.670	1.467

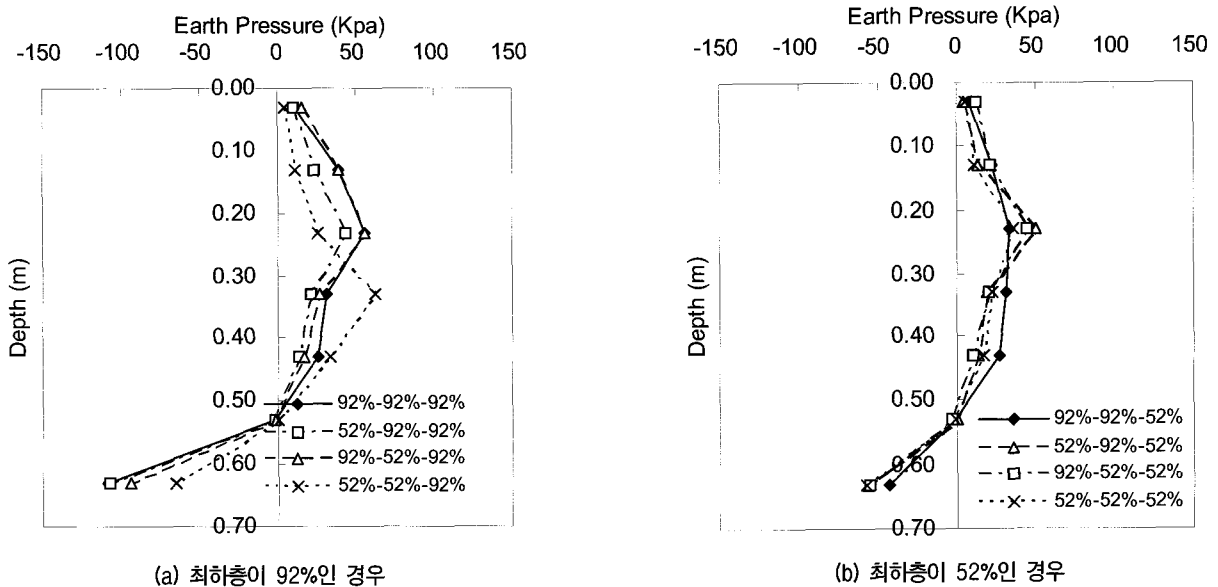


그림 8. 단일지반 및 다층지반의 극한단위수평지지력 분포

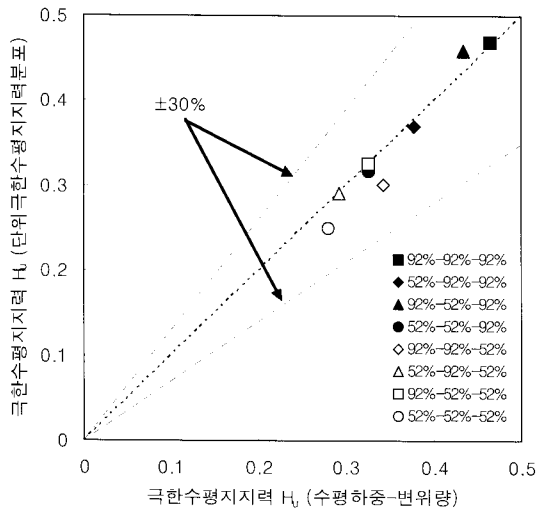


그림 9. 수평하중-변위량 곡선과 극한단위수평지지력을 이용하여 측정된 극한수평지지력 비교

교한 그림이다. 그림 9에서 나타난바와 같이 수평하중-변위량 곡선을 통하여 측정된 극한수평지지력의 값과 단위수평지지력분포곡선을 측정하여 산정된 극한수평지지력 값이 모든 경우에서 거의 일치하는 것으로 나타났다. 따라서, 측정된 극한단위수평지지력 분포의 값이 비교적 정확히 측정되었음을 확인할 수 있었다.

그림 10의 (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h)는 본 연구에서 진행된 실험에서 측정된 8개의 지반의 극한상태에서의 극한단위수평지지력분포의 형상과, 기존 연구자들에 의하여 제시된 방법을 다층지반의 지층조건에 따라 나타난 극한단위수평지지력분포의 형상을 나타낸 그림이다. 그림 10에서 나타난 바와 같이 본 실험에서 측정된 극한단위수평지지력분포는 기존 연구자들에 의하여

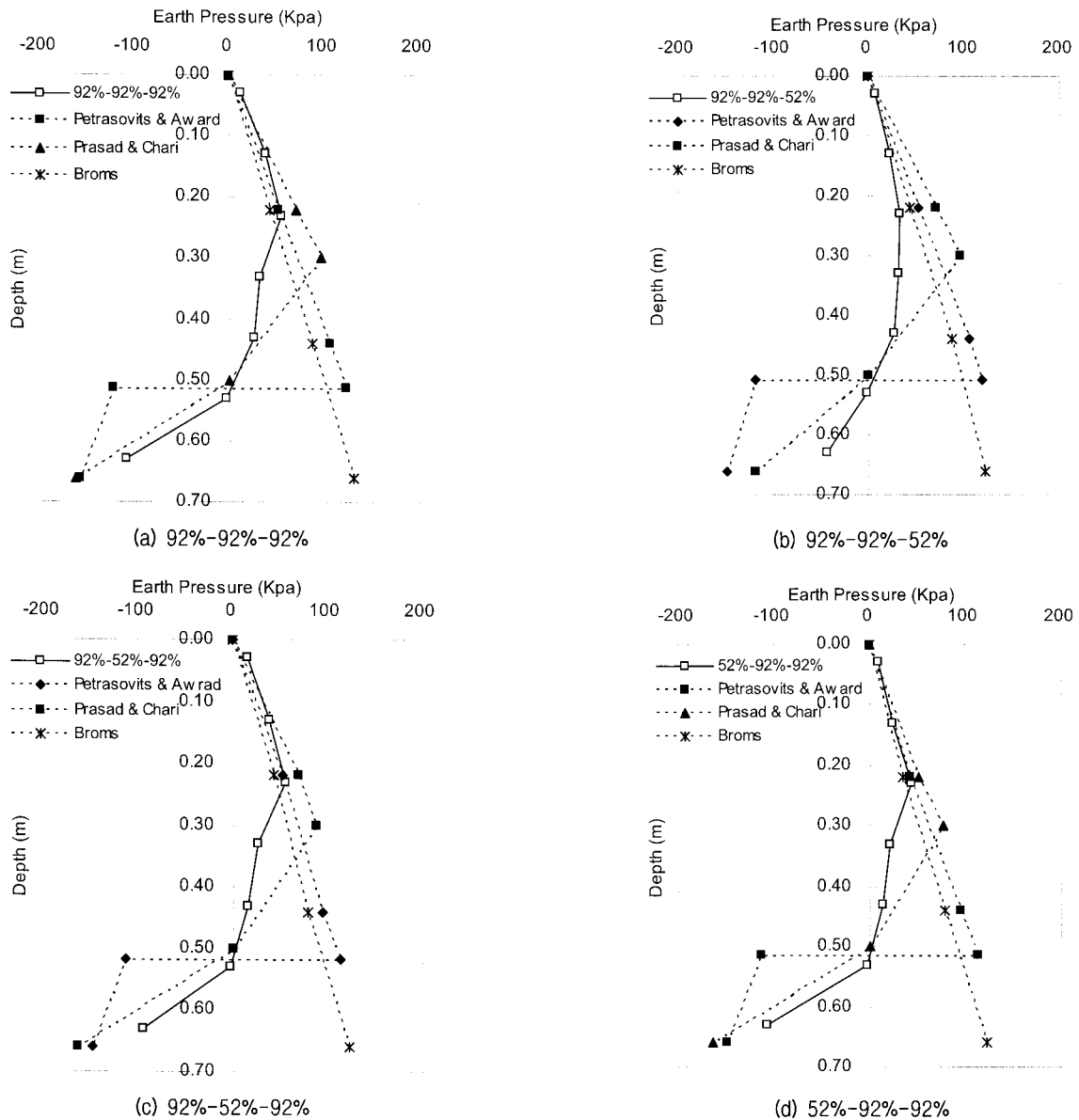
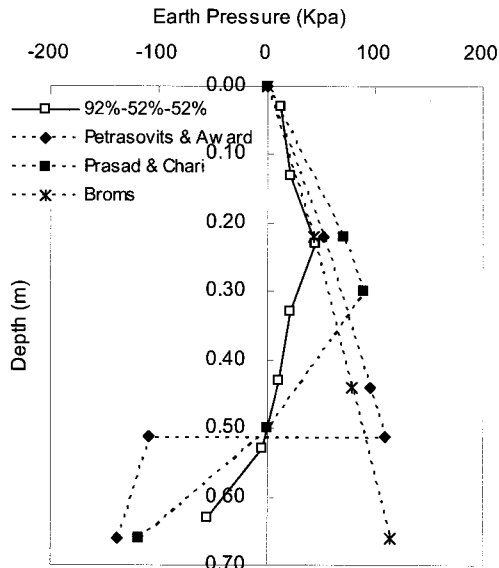
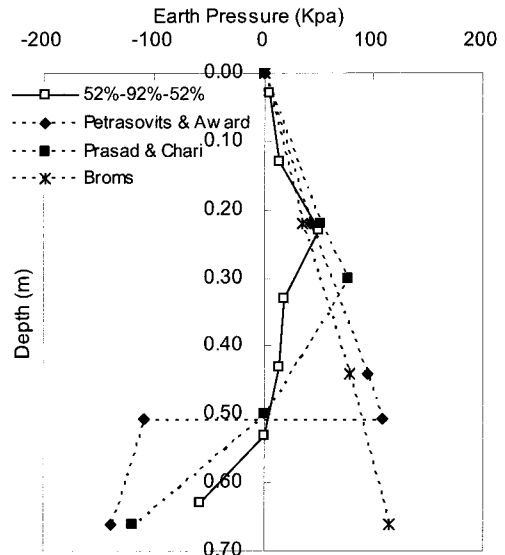


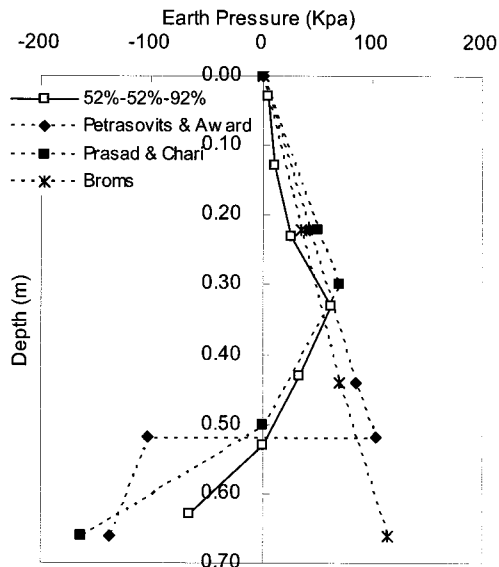
그림 10. 단위수평 지지력 분포



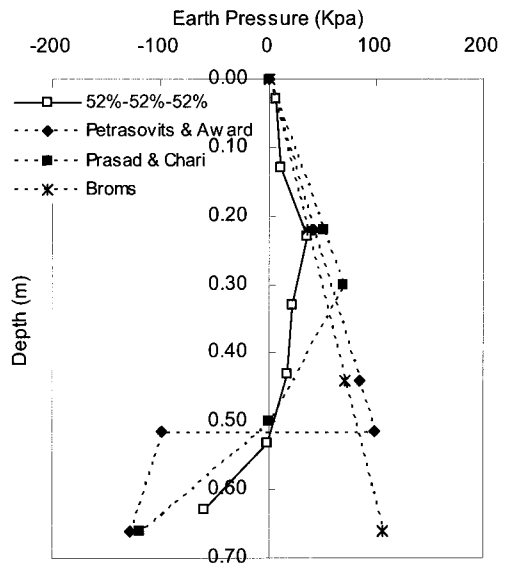
(e) 92%-52%-52%



(f) 52%-92%-52%



(g) 52%-52%-92%



(h) 52%-52%-52%

그림 10. 단위수평 지지력 분포 (계속)

제시된 방법(Broms 1964; Petrasovits and Award 1972; Prasad and Chari 1999)의 극한단위수평지지력 분포 형상 중, 형태면에서 Prasad and Chari(1999)의 분포형상과 가장 유사한 것으로 나타났다. 그러나 Prasad and Chari(1999)의 분포는 측정된 분포에 비하여 전체적으로 과다한 극한 단위수평지지력을 예측하고 있었으며, 회전점의 위치에 있어서는 큰 차이가 있지 않으나, 회전점 이전의 극한 단위수평지지력의 최대지점(0.6d 지점)의 경우 실측된 지점에 비하여 다소 낮은 곳을 예측하는 것으로 나타났다. Prasad and Chari(1999)의 말뚝 선단에서의 극한단위수평지지력은 0.6d 깊이에서의 극한단위수평지지력의 1.7

배가 된다는 실험결과에 근거해 유도되었으나, 본 논문에서는 말뚝선단이 최하층에 존재한다는 점에서 근거하여, 최하층의 물성을 이용하여 유도하였다. 그러나, 그 값의 크기는 실측치에 비하여 과다한 극한단위수평 지지력을 예측하는 것으로 나타났으며, 그 값의 크기는 최하층의 상대밀도에 따라 유사한 경향성이 있는 것으로 나타났다. 따라서, 다층지반에서의 선단부에 작용하는 극한단위수평지지력을 측정하기 위해서는 말뚝 선단이 위치하는 최하층에서의 상대밀도를 고려할 수 있는 방법이 필요한 것으로 사료된다.

그림 11은 말뚝 선단에서의 극한단위수평지지력을

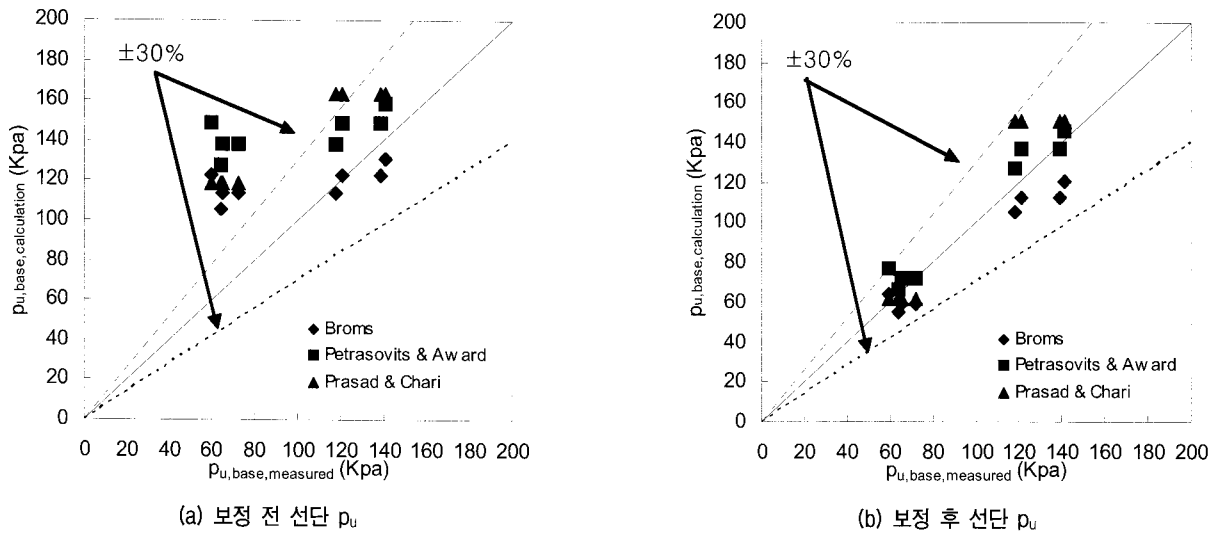


그림 11. 말뚝 선단에서의 극한단위수평지지력

나타낸 그림으로, 그림 11(a)에서는 본 실험에서 측정된 극한단위수평지지력과 기존연구자들에 의하여 제시된 방법(Broms 1964; Petrasovits and Award 1972; Prasad and Chari 1999)을 다층지반에 적용하였을 때, 산정되는 선단에서의 극한단위수평지지력을 비교하였다. 그림 11(a)에 나타난 바와 같이, 선단에서의 극한단위수평지지력 값은 측정값이 산정되는 값에 비하여 작게 측정되는 경향이 있었으며, 특히 최하층의 상대밀도가 52%인 경우에 있어서, 그 값이 더욱 작아지는 것으로 나타났다. 또한 선단에서의 극한단위수평지지력 값은 주로 최하층을 이루는 지반의 상대밀도에 따라 달라지는 경향을 보였다. 이는 말뚝의 선단에서의 극한단위수평지지력의 크기가 선단을 포함하는 지반층(최하층)의 직접적인 영향을 받기 때문인 것으로 판단되며, 말뚝의 선단에서의 극한단위수평지지력을 산정하기 위해서는 말뚝 회전점 이하의 최하층의 물성과 물성의 반영방법을 고려하여 말뚝 선단에서의 극한단위수평지지력을 산정하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

그림 11(b)는 본 실험에서 측정된 극한단위수평지지력과 기존 연구자들에 의하여 제시된 방법을 다층지반에 적용하여 산정된 극한단위수평지지력에 최하층의 상대밀도를 곱하여준 값을 비교한 그림이다. 그림 11(b)에서 나타난 바와 같이, 기존식에 최하층의 상대밀도를 곱해준 값은 그전 식에 비하여 측정값에 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다.

6. 결론

수평하중이 지배적인 구조물에 있어서 말뚝의 극한수평지지력은 핵심적인 설계요소로 간주되고 있다. 본 연구에서는 다층지반에 관입된 현장타설말뚝 중 강성말뚝을 대상으로 다양한 지반조건하에서 발휘되는 극한수평지지력과 수평거동에 대하여 실험적 분석을 실시하였다. 토조실험결과 다층지반에서 발생하는 강성말뚝의 휨모멘트는 다층지반의 조건에 상관없이 말뚝 근입깊이의 1/3 지점에서 발생하며, 말뚝 근입깊이에 따른 휨모멘트의 분포형상 또한 다층지반의 조건에 상관없이 유사한 것으로 나타났다.

강성말뚝이 근입된 지반에서 발생하는 극한단위수평지지력 분포 형태는 지반의 종류에 따라 다소 차이가 있으나, 기본적으로 Prasad and Chari(1999)의 극한단위수평지지력 분포형상과 유사한 것으로 나타났다. 그러나, 52%-52%-92%의 지반과 92%-92%-52% 지반의 경우 다른 지반의 극한단위수평지지력 분포형상과 다른 특징이 있는 것으로 나타났으며, 말뚝 회전점 이전의 극한단위수평지지력의 최대지점(0.6 d_r 지점)이 다른 지반에 비하여 다소 높은 곳에서 측정되며, 선단에서의 극한단위수평지지력이 다른지반에 비하여 다소 작게 측정되는 등, 다른지반의 극한단위수평지지력 분포와 다른 특징이 있는 것으로 나타났다. 그러나, 대부분의 경우 말뚝 선단에서의 극한단위수평지지력은 주로 최하층의 상대밀도에 영향이 있는 것으로 나타났으며, 회전점의 위치는 모든 지반이 유사한 것으로 나타났다.

다층지반에서 발견되는 강성말뚝의 극한수평지지력은 지반의 상대밀도와 지반층의 구성에 따라 달라지며, 단일지반을 대상으로 제안된 다양한 방법으로 산정된 값에 비하여 상당부분 적게 측정되는 것으로 나타났다. 또한, 말뚝의 극한수평지지력은 말뚝근입 지면으로부터 회전점 이전의 0.6d_r 지점까지의 상부층과 말뚝 회전점 이후의 하부층의 영향을 지배적으로 받으며, 0.6d_r 지점으로부터 회전점까지의 지반층에 대해서는 상대적으로 영향이 적은 것으로 나타났다.

감사의 글

본 논문은 한국전력기술연구원의 “송전철탑 특수기초 공법개발 및 설계기준 수립 연구”의 연구비 지원에 의해 수행된 결과의 일부로, 상기 기관의 연구비 지원에 감사드립니다.

참 고 문 헌

1. Broms, B. (1964), “Lateral resistance of piles in cohesive soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.90, No.4, pp.27-63.
2. El Naggar, M. H. and Wei, J. Q. (1998), “Response of tapered piles subjected to lateral loading”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.36, pp.52-71.
3. Fleming, W. G., Weltman A. J, Randolph, M. F., and Elson, W. K. (1992), “Piling Engineering”, 2nd ed. *John Wiley and Sons, Inc.*
4. GAI Consultant Inc. (1982), “Laterally loaded drilled pier research Vol. 2”, *Research documentation GAI Report EL-2197*, Research project 1280-1, California.
5. 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.
6. Haldar, A., Prasad, Y. V. S. N., and Chari, T. R. (2000), “Full-scale field tests on directly embedded steel pole foundation”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.37, pp.414-437.
7. Lee, J. H., Paik, K. H., Kim, D. H. (2008), “Estimation of ultimate lateral load capacity of piles in sands”, *Geotechnique* (accepted).
8. Meyerhof, G. G. Mathur, S. K., and Valsangkar, A. J. (1981), “Lateral resistance and deflection of rigid wall and piles in layered soils”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.18(2), pp.159-170.
9. Petrasovits, G. and Award, A. (1972), “Ultimate lateral resistance of a rigid pile in cohesionless soil”, *Proc. of 5th European conf. on SMFE*, Vol.3, pp.407-412.
10. Prasad, Y. V. S. and Chri, T. R. (1999), “Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soil”, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.2, pp.21-29.
11. Zhang, L., Silva, F., and Grismala, R. (2005), “Ultimate lateral resistance to pile in cohesionless soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE, Vol.131, No.1, pp.78-83.
12. Zhihong, H., McVay, M., Bloomquist, D., Herrera, R., and Lai, P. (2006), “Influence of torque on lateral capacity of drilled shafts in sands”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.* ASCE, Vol.132, No.4, pp.456-464.

(접수일자 2008. 11. 27, 심사완료일 2009. 4. 23)