한국지반공학회논문집 제19권 1호 2003년 2월 pp. 5 ~ 19

측방유동을 받는 교대말뚝기초의 거동분석 (I)
- 원심모형실험 연구 -

The Behavior of Piled Bridge Abutments Subjected to Lateral Soil Movements
- A Study on the Centrifuge Model Tests -

서 정 주*1 Suh, Jung-Ju　　서 동 희*2 Seo, Dong-Hee
정 상 섬*3 Jeong, Sang-Seom　　김 유 석*4 Kim, You-Seok

Abstract

A series of centrifuge model tests were conducted to investigate the behavior of piled bridge abutments subjected to lateral soil movements induced by approach embankments. The effect of clay layer depth and the rate of embankment construction on piled bridge abutments are the main focus of this study. Tests were performed for two loading types: (1) incremental loading applied in six lifts to the final embankment height; (2) instant loading corresponding to the final embankment height applied in one lift quickly. A variety of instrumentations such as LVDTs, strain gauges, earth pressure transducers, and pore pressure transducers are installed in designed positions in order to clarify the soil-pile interaction and the short- and long-term behavior for piled bridge abutments adjacent to surcharge loads. Based on the results of a series of centrifuge model tests, the distribution of lateral flow induced by staged embankment construction has trapezoidal distribution. The maximum lateral soil pressure is about 0.75 γ H at surcharge loading stage, and about 0.35 γ H at over 80% consolidated stage.

요 지

본 연구에서는 인접 성토로 인하여 측방유동이 발생하는 연약한 점성토 지반에 시공된 교대말뚝기초를 원심모형실험으로 재현하여 지반조건과 성토지반의 시공속도에 따른 교대말뚝기초의 거동특성을 분석하였다. 이를 위해 지반조건과 성토지반 시공속도를 교대말뚝기초의 측방유동에 가장 중요한 영향을 미치는 변수로 선정하여 총 6 종류의 원심모형실험을 실시하였다. 본 실험에서 지반조건은 점성토 지반의 두께와 지층단면에 따라 세 가지 종류로 구분하였으며 성토하중 재하조건은 한계성토고까지 단계적으로 재하하는 방법(1m/30일, 1m/15일)과 한계성토고에 해당하는 하중을 급속재하하는 방법으로 나누어 고려하였다. 그 결과 동일한 조건하에서 측방유동을 받는 교대말뚝기초의 비배수 단기거동과 장기거동을 파악하기 위해 성토하중 재하단계와 성토 후 압밀이 약 80% 진행된 단계에서의 지반-말뚝 거동특성을 비교 · 분석하였다. 본 연구 결과, 편차 성토하중으로 인해 연약지반상 교대말뚝기초에 발생하는 측방유동압은 단계별 성토하중 재하시 사다리꼴 분포형태와 유사하였으며 이때 발생하는 최대 측방유동압(P_{max})과 편차 성토하중(γ H)의 비(α)는 비배수 상태인 단기거동시에는 0.75, 압밀이 약 80% 진행된 장기거동시에는 0.35 정도로 나타남을 알 수 있었다.

Keywords : Centrifuge model test, Lateral flow, Lateral soil pressure, Piled bridge abutment, Soil-pile interaction, Staged construction, Undrained shear strength

*1 정회원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., winaler@yonsei.ac.kr)
*2 정회원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 박사수료 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)
*3 정회원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)
*4 정회원, 대우건설 기술연구소 토목팀 과장 (Member, Manager, Daewoo Construction & Technology Lab.)

1. 서 론

연약지반상에 지반을 성토하면 시간에 따라 연약지반은 상당한 침하량 뿐만 아니라 측방으로의 이동도 발생하게 된다. 특히 연약한 점성토 지반에 시공된 교대말뚝기초는 인접 성토지반에 의해 발생하는 측방유동의 영향으로 상당한 하중을 받게 된다. 이로 인해 교대말뚝기초의 말뚝부재가 손상되거나 교좌와 신축이음장치의 파손은 물론이고 교량 상판까지 손상되는 기능상의 피해사례가 빈번히 발생하게 된다.

연약지반에서의 측방유동 현상은 1969년 Peck이 공학적으로 처음 정의한 이후 Tschebotarioff(1973), De Beer(1977) 등 여러 학자들에 의해 인접한 편차 성토하중으로 발생하는 측방유동에 의한 지반-토류구조물의 안정성 문제에 대한 심각성이 제시되었다. 이와 함께 배면 뒷채움, 야적, 매립, 급속한 절 · 성토, 지반굴착시 발생하는 편재하중 등으로 발생하는 측방유동에 의한 토류구조물의 피해사례가 학회나 연구보고서 등을 통해 다수 보고되었다(Franx and Boonstra, 1948; Heyman and Boersma, 1961; Stermac et al., 1968; Leussink and Wenz, 1969; Marche and Lacroix, 1972; Ingold, 1977; Kimura et al., 1994). 그리고 측방유동을 받는 연약지반상의 말뚝기초에 대한 연구는 크게 이론적인 방법과 실험적인 방법으로 구분할 수 있으며 이론적인 방법에 의한 연구는 De Beer and Wallays(1972), Tschebotarioff (1973), Poulos(1973), Ito and Matsui(1975), 일본 건설성 토목연구소(1981), Springman(1991), Stewart et al.(1994a), Chen and Poulos(1997) 등에 의해 이루어졌다. 실험적인 방법에 의한 연구는 60년대 초반부터 약 30 여년 동안 실내시험과 현장시험이 주를 이루었지만, 80년대 후반에 원심모형실험이 지반공학분야에 도입되면서부터 인접 성토지반에 의한 측방유동을 받는 연약지반내 말뚝기초의 연구에도 적용되었다(Springman, 1991; Stewart et al., 1994b; Kimura et al., 1994; Bransby, 1997; Ellis, 2001). 또한 국내의 경우 박성재(1983), 홍원표 등(1994), 한국도로공사(1996), 조성민(1998) 등에 의하여 성토에 의한 측방유동의 특성이나 발생사례에 대한 연구가 이루어졌다.

하지만 측방유동 현상은 연약지반의 강도특성, 지층조건 그리고 성토하중 조건 등에 따라 지반의 압밀과 전단현상이 복합된 형태로 나타나기 때문에 측방유동을 받는 연약지반과 토류구조물 사이의 거동특성을 규명하는 것은 아직도 어려운 문제로 남아있다. 최근 국내에서도 연약지반인 서 · 남해안 지역을 중심으로 한 건설공사에서 측방유동과 관련된 교대말뚝기초의 피해사례가 비교적 많이 보고되어 이에 대한 체계적인 연구와 관심이 필요한 실정이다. 이와 같은 배경에서 본 논문에서는 연약지반에 시공된 2(열) × 3(행) 교대말뚝기초를 원심모형실험으로 모사하여 지반조건과 인접 성토지반의 시공속도에 따른 교대말뚝기초의 거동특성을 분석하였다. 그리고 측방유동을 받는 교대말뚝기초의 비배수 단기거동과 장기거동을 파악하기 위해 성토하중 재하단계와 성토 후 압밀이 약 80% 진행된 단계에서의 지반-말뚝 거동특성을 비교 · 분석하였다.

2. 원심모형실험

2.1 기존사례

원심모형실험은 현장지반의 응력상태를 재현하면서 동시에 모형실험의 장점을 고려할 수 있는 실험방법으로 지반-구조물의 거동특성에 영향을 미치는 매개변수나 경계조건에 대한 연구를 보다 신뢰성 있게 평가할 수 있다는 점에서 중요한 의의를 가진다. 이러한 배경하에서 연약지반에 시공된 교대말뚝기초에 인접하여 편차 성토하중이 재하될 때 발생하는 측방유동과 관련된 원심모형실험 연구가 지속되어 왔다. 그림 1과 표 1은 기존 원심모형실험 사례를 요약 · 정리한 것이다.

그림 1과 표 1에 나타낸 바와 같이 기존 사례의 실험조건을 점성토 지반, 성토하중, 교대말뚝기초, 상부구조물의 네 가지 항목에 대하여 비교 · 분석하였다. 점성토

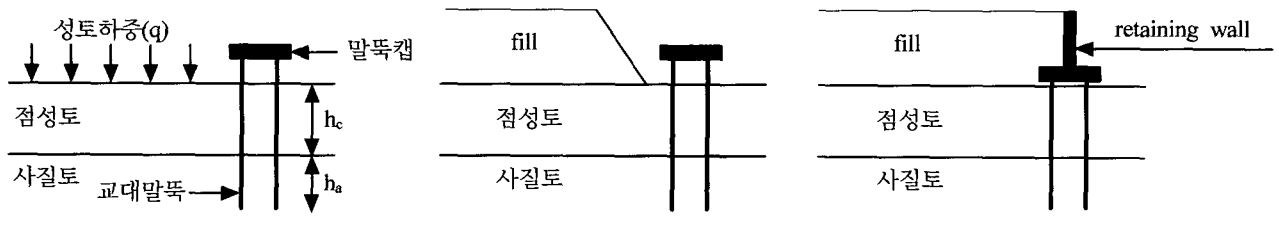


그림 1. 기존 원심모형실험 단면

표 1. 기존 원심모형실험 사례 (unit : prototype scale)

연구자	Springman (1991)	Stewart et al. (1994b)	Kimura et al. (1994)	Bransby (1997)	Ellis (2001)
G level	100	110	100	100	100
점성토 지반					
h_c(m)	6.0, 8.0	8.0, 18.0	10.0	6.0	6.0, 10.0
c_u(kN/m^2)	15	15	15	40	25
성토하중					
q(kN/m^2)	200 - 250	100	160	210 - 220	140
재하방법	강성(press)	연성(fill)	연성(fill)	강성(press)	연성(fill)
성토재하기간(days)	100 - 500	1000	—	14, 30	21, 158, 210
교대말뚝기초					
h_a(m)	10.0, 8.0	14.0, 4.0	3.0/fixed	10.0, 13.0	9.0, 13.0
d_p(m)	1.27	0.43	1.00	1.27	1.2
EI(MN/m^2)	5100	86	1180	5100	5130
(s_1/d_p)	3.15, 5.25	4.9	3.5, 7.5	5.25	5.25
(s_2/d_p)	3.94	6.5	3.0	3.94	3.94
상부구조물					
retaining wall 유 · 무	no	no, yes	no, yes	no	yes

지반조건에 대해서는 점성토 지반의 두께(h_c)와 점토층의 중간 위치에서의 비배수 전단강도(c_u)를 대표적인 매개변수로 설정하였으며 성토하중(q)은 재하방식과 재하속도에 따라 살펴보았다. 성토하중 재하방식은 하중재하장치를 이용하여 지반에 직접 성토하중을 재하하는 방식(press)과 원심재하상태에서 사질토를 직접 뿌려서 성토지반을 조성하는 방식(fill)으로 구분하였다. 그리고 교대말뚝기초 조건으로는 하부 견고한 사질토 지반에 근입된 길이(h_a)와 말뚝의 바깥지름(d_p) 그리고 말뚝의 휨강성(EI)을 주요변수로 검토하였다. 또한 교대기초 특성과 군말뚝 효과 등을 검토하기 위해 교축 직각방향의 말뚝중심간격과 말뚝직경의 비(s_1/d_p)와 교축방향의 말뚝중심간격과 말뚝직경의 비(s_2/d_p)를 비교 · 검토하였다.

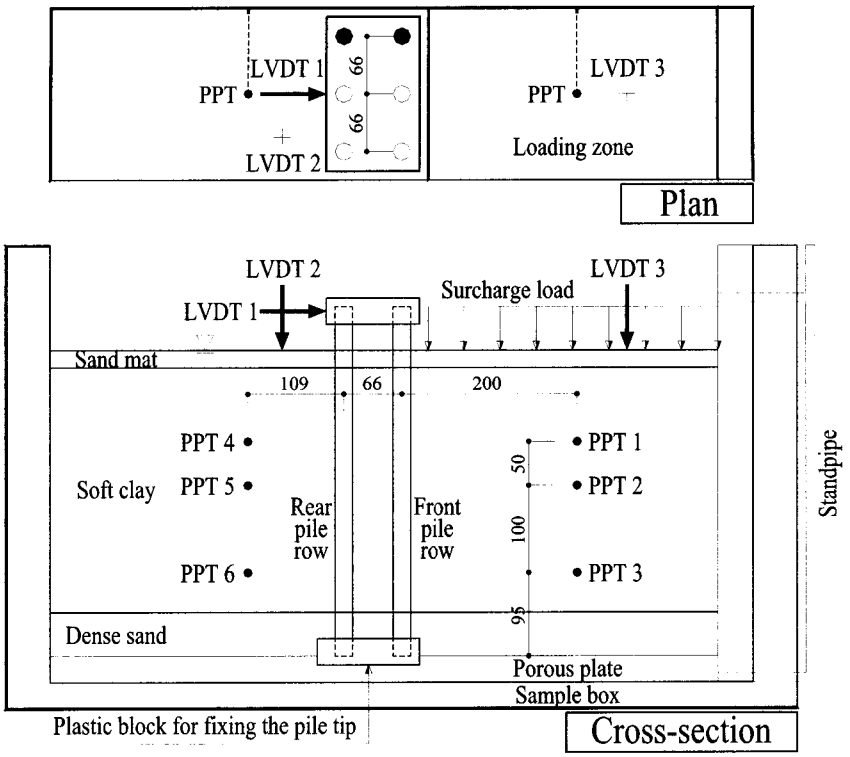
2.2 실험종류 및 조건

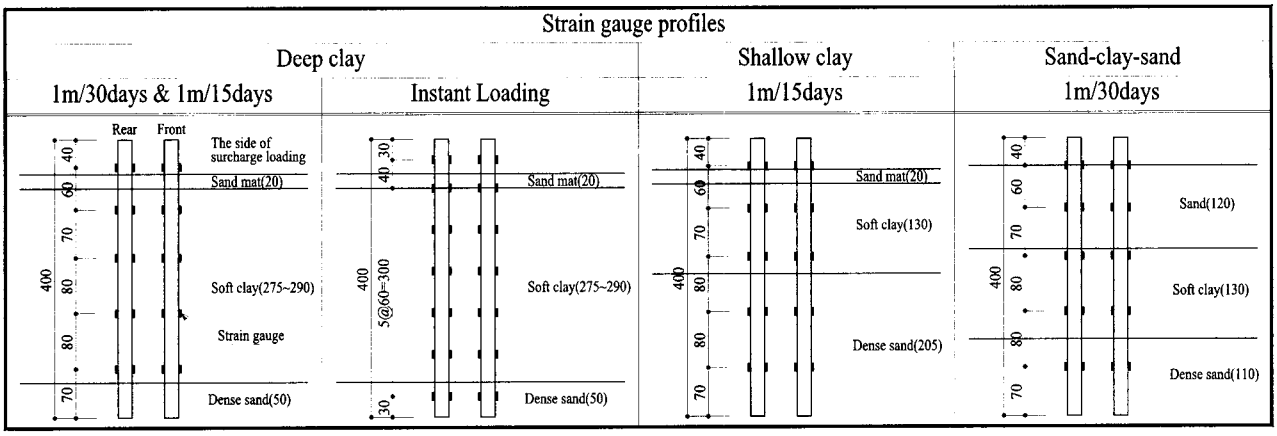
본 논문에서는 연약지반에 시공된 2(열) × 3(행) 교대말뚝기초를 원심모형실험으로 재현하여 측방유동을 받는 연약지반내 교대말뚝기초의 거동특성을 분석하였다. 본 실험에서는 교대말뚝기초의 측방유동에 가장 중요한 영향을 미치는 변수로서 지반조건과 성토지반 시공속도로 선정하여 총 6 종류의 원심모형실험을 실시하였다. 지반조건은 표 2와 그림 2에 나타낸 바와 같이 점성토 지반의 두께와 지층단면에 따라 점성토 지반의 두께가 11.0~11.6m로 하부 사질토 지반보다 상대적으로 두꺼운 경우(deep clay)와 점성토 지반의 두께가 5.2m로 하부 사질토 지반보다 상대적으로 얇은 경우(shallow clay) 그리고 점성토 지반이 사질토 지반 사이에 위치한 경우(sand-clay-sand)로 구분하였다. 그리고 성토지반 시공속도인 성토하중 재하조건은 한계성토고까지 단계적으로 재하하는 방법(1m/30일, 1m/15일)과 한계성토고에 해당하는 하중을 급속재하하는 방법 두 가지로 선정하였다.

그림 2에 나타낸 바와 같이 성토하중 재하방식은 하

표 2. 원심모형실험의 종류

실험종류	지반조건	말뚝조건	성토하중 재하방식	성토하중 재하속도
case 1	deep clay (h_c=11.0~11.6m)	2(열) × 3(행) $s_1/d_p=s_2/d_p$=3.3 말뚝상단 : 회전구속 말뚝하단 : 고정단	press (그림 2 참조)	1m/30일
case 2				1m/15일
case 3				급속재하
case 4				1m/15일
case 5	shallow clay(h_c=5.2m)			1m/15일
case 6	sand-clay-sand(h_c=5.6m)			1m/30일





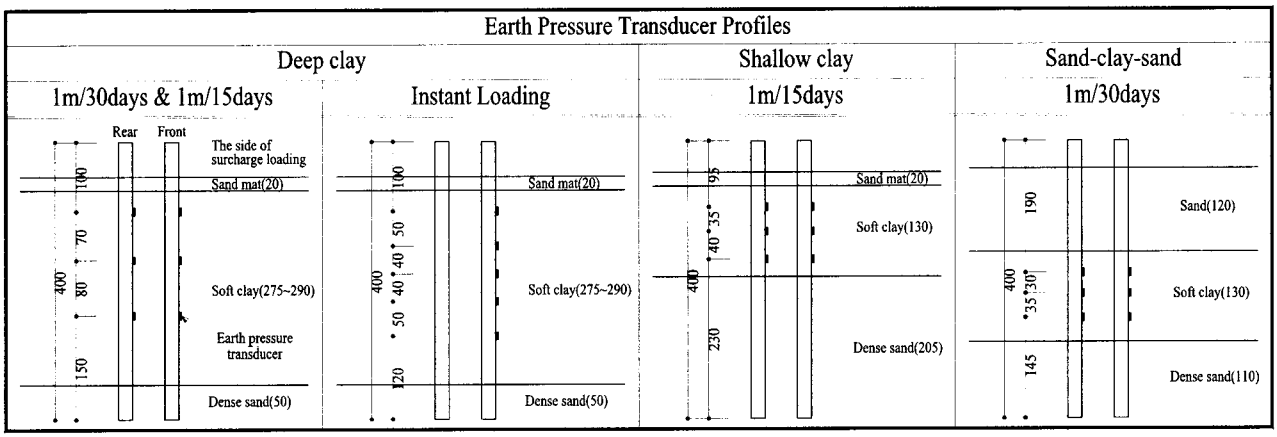


그림 2. 원심모형실험 횡단면도 및 계측장비 설치위치도

중재하장치를 이용하여 지반에 직접 성토하중을 재하하는 방식(press)을 사용하였다. 그리고 연약한 점성토 지반내의 압밀진행과정을 실험단계별로 분석하기 위해 깊이별로 간극수압계를 설치하였으며 성토지반의 시공속도에 따라 교대말뚝기초에 작용하는 측방유동압의 분포형태와 크기를 분석하기 위해 모형말뚝의 성토하중 재하측에 부착식 토압계를 설치하였다. 또한 성토하중 재하측과 그 반대측 지반의 침하량과 교대말뚝 상부의 수평변위량을 측정하기 위한 변위계(LVDT)와 교대말뚝의 휨변형을 실험단계별로 분석할 수 있는 변형률 게이지(strain gauge)를 사용하였다.

2.3 실험장비

본 연구에서 사용한 실험장비에는 크게 지반공학용 원심재하장치(geotechnical centrifuge), 중력가속도장에서 성토하중을 재하하기 위한 하중재하장치(actuator), 사질토 지반을 조성하기 위한 강사기(sand rainer), 모형토조(steelbox)와 모형말뚝(model pile)으로 구분할 수 있으며 이에 대한 설명은 다음과 같다.

본 연구에서 사용한 원심재하장치는 그림 3과 같이 대우건설 기술연구소 내 지반공학실험동에 설치된 beam형의 원심재하장치로 주요제원은 표 3과 같다.

그림 4는 본 실험에서 성토하중을 재하하기 위해 사용한 하중재하장치이다. 본 실험에서 사용한 하중재하장치는 원심재하장치를 통한 입력전압 조정으로 원하는 크기의 하중을 재하할 수 있도록 제작되었으며, 주요제원은 표 4와 같다.

그림 5는 본 실험에서 이용한 강사장치로 폭 2.3m, 길이 3.0m, 높이 2.89m이며 하부의 견고한 사질토 지반과 상부 사질토 지반을 일정한 상대밀도로 조성하기 위해 사용하였다. 이를 위해 본 강사장치는 강사높이와 강사기의 왕복속도 그리고 시간당 강사량 등을 조절할 수 있도록 설계되어 있다.

그림 6은 본 실험에 사용된 모형 토조로 중력가속도에 대한 충분한 내구력 확보와 지반거동에 영향을 미치는 벽면 마찰력의 최소화를 위해 마찰이 적고 녹이 슬지

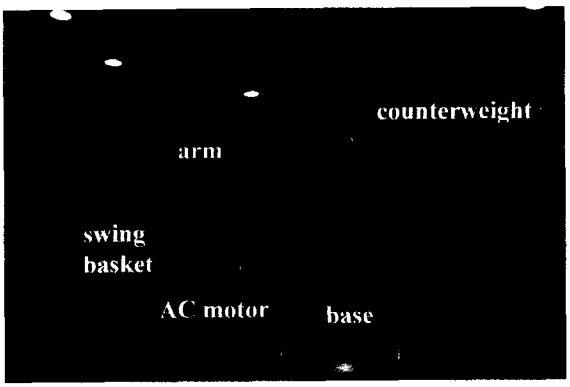


그림 3. 대우건설 기술연구소의 원심재하장치(geotechnical centrifuge)

표 3. 원심재하장치의 주요제원

제 원	
radius	3.0m
usable payload dimension	0.8m(폭) × 1.0m(길이) × 0.8m(높이)
capacity	120G - ton
acceleration	10~230G
rotary joint (6 ports)	oil(2), water(2), air(2)
electrical slipring	46 channels for signal 12 channels for power 2 channels for video camera

그림 4. 하중재하장치(actuator)

그림 5. 강사기(sand rainer)

그림 6. 모형 토조(steelbox)

표 4. 하중재하장치의 주요제원

제 원	
pulling force	0 to 10kN
pushing force	0 to 30kN
total travel	150mm
operating humidity	10 to 99%
operating temperature	10 to 50℃

표 5. 모형 말뚝의 주요제원

구 분	단 위	prototype	model
바깥 지름	mm	800	20
길이	m	16	0.4
탄성계수 (E)	t/m^2	2.10×10^7	0.72×10^7
단면2차모멘트 (I)	m^4	0.006915	5.968×10^{-9}
휨강성 (EI)	$t\cdot m^2$	145215	0.042970
재질	–	steel	aluminum

않는 고강도 스테인레스로 제작하였으며 전면은 실험 중 지반거동 관찰 및 촬영을 위해 투명한 고강도 아크릴 판으로 이루어져 있다. 그리고 용기의 뒷면에는 깊이별 간극수압계 설치를 위한 여러 개의 나사공을 격자망으로 구성하였다. 모형 토조의 내부 용적은 가로 80cm, 세로 19.8cm, 높이 50cm이다.

그리고 본 실험에서는 대규모 교대말뚝기초에서 주로 사용되고 있는 직경이 800mm인 강관말뚝을 모사하기 위해 원심모형실험에서의 상사율 법칙에 따라 모형 말뚝의 제원을 결정하였으며 이를 표 5에 정리하였다.

2.4 계측장비

원심모형실험은 일반 모형실험과는 달리 현장과 동일한 지중응력을 나타내기 때문에 본 실험에서는 중력가속도에 대한 내구성을 충분히 확보할 수 있는 계측장비를 사용하였다.

변형률 게이지(strain gauge)는 실험의 주요 대상인 모형 말뚝의 거동을 분석하기 위해 사용하였다. 본 실험에서는 모형 말뚝을 알루미늄으로 제작하였으므로 알루미늄용 변형률 게이지인 일본 TML사의 FLA-1-23을 사용하였다. 그리고 본 실험에서는 지반조건이 포화상태이므로 변형률 게이지의 방수성을 확보하여 지반 내 간극수에 의한 변형률 게이지의 계측오차를 완전히 제거하기 위해 변형률 게이지를 모형 말뚝에 부착하고 나서 말뚝 전체를 얇은 막으로 1차 방수처리(coating)를 한 후 3M사의 VM tape로 2차 방수처리를 하였다.

LVDT(Linear Variable Differential Transformer)는 일축 방향의 변위를 측정할 수 있는 계측기기로 본 실험에서는 France의 SensorEX사에서 제작한 LVDT를 사용하였다. 이를 이용하여 본 실험에서는 성토하중 재하측과 그 반대측 지반의 침하량과 교대말뚝 상부의 수평변위량을 실험단계에 따라 측정하였다. 그리고 성토하중 재하단계와 성토 후 압밀단계에 따라 점성토 지반 내에서 진행되는 압밀정도를 분석하기 위해 깊이별로 일본 Kyowa사에서 제작한 간극수압계를 사용하였다. 또한 성토지반의 시공속도에 따라 교대말뚝기초에 작용하는 측방유동압의 분포형태와 크기를 분석하기 위해 본 실험에서는 일본 Kyowa사에서 제작한 직경 6mm, 평균두께 0.6mm, 측정 범위 0.1～5.0 kg/cm^2를 갖는 압력계(PS-5KA)를 모형 말뚝의 성토하중 재하측에 설치하였다.

본 실험에서는 연약한 점성토 지반의 중요한 물성인 깊이별 비배수 전단강도(c_u)를 측정하기 위해서 베인 전단 실험기(vane shear apparatus)를 사용하였다. 본 실험에서는 Pilcon사에서 제작한 핸드 베인(hand vane)을 사용하였으며 지반 강도의 측정범위에 따라 19mm 또는 33mm 지름을 가지는 베인을 선택적으로 사용하였다.

2.5 시료 및 지반조성

본 실험에서는 국내의 대표적인 연약지반인 김해지역의 점성토와 공학적 특성이 비교적 널리 알려진 주문진 표준사를 점성토 지반과 사질토 지반의 실험시료로 사용하였으며 각각의 기본물성은 표 6과 표 7에 나타내

표 6. 점성토 지반의 기본물성

기본물성		시료의 물성치
비중	G_s	2.71
단위중량(t/m^3)	γ_t	1.493
액성한계(%)	LL	46.2
소성한계(%)	PL	23.6
소성지수(%)	PI	22.6
통일분류법에 의한 분류	Unified System ASTM D2487	CH

표 7. 사질토 지반의 기본물성

기본물성		시료의 물성치
최대 입경(mm)	D_{max}	0.850(No. 20)
최소 입경(mm)	D_{min}	0.075(No. 200)
통과중량백분율 10% 입경(mm)	D_{10}	0.41
통과중량백분율 60% 입경(mm)	D_{60}	0.48
균등계수	C_u	1.17
곡률계수	C_c	1.23
최대 건조단위중량(g/cm^3)	$\gamma_{d(max)}$	1.669
최소 건조단위중량(g/cm^3)	$\gamma_{d(min)}$	1.382
비중	G_s	2.62
함수비(%)	w	0.3
통일분류법에 의한 분류	Unified System ASTM D2487	SP

었다. 표 6과 표 7에 제시한 바와 같이 본 실험에서 사용한 점성토 시료는 소성지수가 22.6%이고 통일분류법상 CH인 연약한 점성토로 분류되었으며, 주문진 표준사는 균등한 입도분포를 가지는 사질토(SP)로 분석되었다.

본 실험에서는 사전 예비실험을 통하여 하부 견고한 사질토 지반과 상부 사질토 지반을 균질한 상대밀도로 조성할 수 있는 강사높이와 강사속도 그리고 시간당 강사량을 결정하였다. 하부 견고한 사질토 지반의 경우 강사높이는 94cm, 강사속도는 60Hz, 시간당 강사량을 조절하는 홈의 크기는 3mm로 유지시켜 평균 상대밀도가 약 84%인 조밀한 사질토 지반으로 조성하였다. 그리고 상부 사질토 지반은 중간조밀한 사질토 지반으로 조성하기 위해 강사높이는 40cm, 강사속도는 40Hz, 시간당 강사량을 조절하는 홈의 크기는 10mm로 유지시켰다.

본 실험에서는 현장에서 채취한 점성토를 완전건조시킨 후 미세한 입자로 분쇄하고 이를 No. 200체(0.075 mm)에 통과시켜서 점성토 지반조성을 위한 실험용 시료로 사용하였다. 이러한 과정을 통해 준비된 점성토 시료는 함수비 80%의 슬러리(slurry) 상태로 충분히 반죽한 다음 탈기용 토조에 넣고 22시간 동안 슬러리 내에 존재하는 기포를 완전히 제거하였다. 탈기과정을 완료한 후에는 하부 견고한 사질토 지반을 조성한 모형토조 내에 완전 탈기된 슬러리를 일정한 높이까지 채워넣고 1G 상태에서의 압밀과정을 44시간 동안 진행하였다. 이 때 1G 상태에서의 압밀하중은 압밀하중 재하판과 하중재하장치(actuator)를 이용하여 단계별로 재하하였으며 실제(prototype) 상부 사질토 지반에 의해 가해지는 하중을 최종 압밀하중으로 보았다. 또한 1G 상태에서의 압밀 최종시간인 44시간은 예비실험을 통해 얻은 그림 7의 지반 침하와 Log 시간과의 관계인 압밀곡선에서 압밀이 거의 완료된 시점으로부터 결정하였다.

그 후 상부 사질토 지반을 조성한 다음 본 실험에서는 점성토의 비배수 전단강도가 깊이에 따라 거의 선형적으로 증가하는 정규압밀점토 지반으로 조성하기 위해 40G 상태에서의 압밀과정을 22시간 수행하였다. 40G 상태에서의 압밀과정에서도 지반 침하와 Log 시간과의 관계인 압밀곡선으로부터 압밀 진행정도를 확인하였다.

그림 8은 점성토 지반의 깊이별 비배수 전단강도를 파악하기 위한 검증실험에서 얻어진 측정결과를 나타낸 것이다. 그림 8에서 보는 바와 같이 본 실험이 끝난

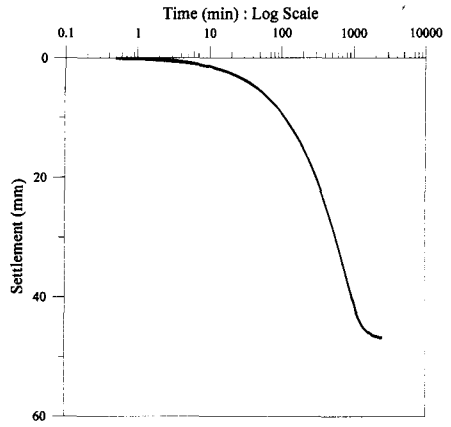


그림 7. 1G 상태에서의 압밀곡선

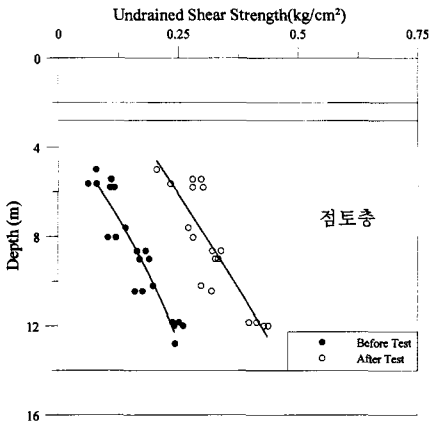


그림 8. 점토층의 비배수 전단강도 측정 결과

직후에 성토하중 재하측과 그 반대편에서 각각 깊이별로 측정한 비배수 전단강도로부터 점성토 지반의 평균 비배수 전단강도가 성토하중 재하단계와 성토 후 압밀단계로 인해 0.2kg/cm^{2}에서 0.32kg/cm^{2}으로 약 60% 증가함을 알 수 있었다.

2.6 원심모형실험

지반조성과 계측장비 구축을 완료한 후 단계별 성토하중 재하단계와 성토 후 압밀단계로 본 실험을 수행하였다. 단계별 성토하중 재하단계에서는 그림 9에 나타낸 바와 같이 성토지반 시공속도를 최종 성토고인 6m까지 1m씩 단계별로 성토하는 방식(1m/30일, 1m/15일)과 최종 성토고 6m에 해당하는 하중을 급속재하하는 방식으로 나누어 수행하였다. 그리고 성토 후 압밀단계는 점성토 지반이 80% 이상의 압밀이 진행된 실제(prototype) 시간으로 2년에 해당하는 시간인 10시간 57분 동안 진행하였다.

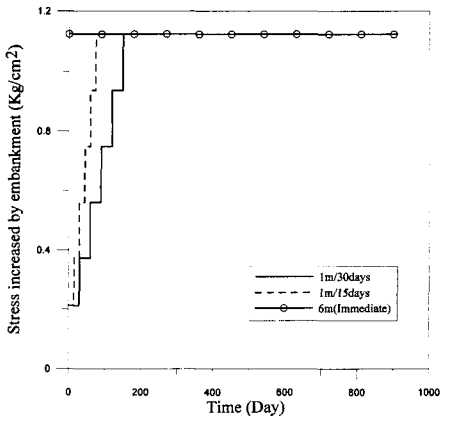
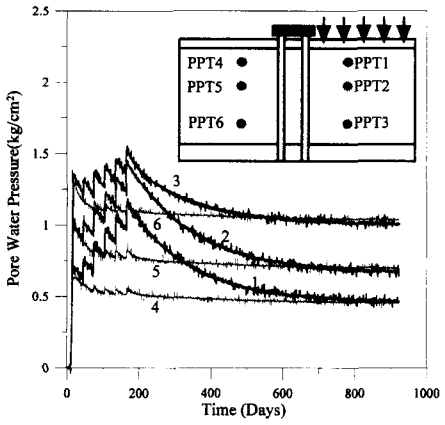


그림 9. 성토지반 시공속도

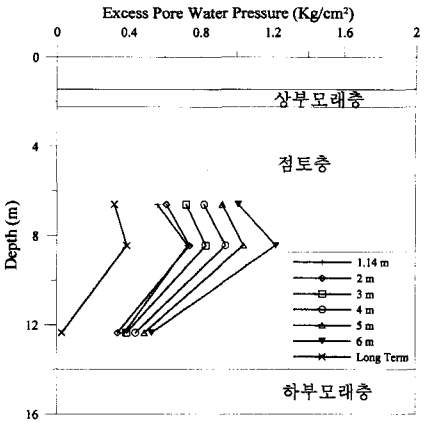
3. 실험 결과 및 분석

본 연구에서는 각 실험마다 깊이별로 설치한 간극수압계로부터 성토하중 재하단계와 성토 후 압밀단계에서의 과잉간극수압의 변화양상과 분포형태를 분석하였다. 그림 10은 지반조건이 deep clay인 case 1의 측정결과를 대표적으로 나타낸 것이다. 그림 10 (a)는 시간에 따라 점성토 지반 내에서 발생한 간극수압의 변화양상을 연속적으로 나타낸 것이며 이 결과로부터 단계별 과잉간극수압의 깊이별 분포형태를 나타낸 것이 그림 10 (b)이다. 그림 10 (b)에 나타낸 바와 같이 점성토 지반 중앙에서 상대적으로 크게 발생한 과잉간극수압은 배수층인 상·하 사질토 지반으로 갈수록 점차 감소하였으며 이로부터 거의 포물선 형태의 과잉간극수압의 분포형태임을 알 수 있었다. 그리고 지반조건이 shallow clay인 실험과 sand-clay-sand인 실험에서도 과잉간극수압의 분포형태가 deep clay인 실험과 유사하게 포물선 형태로 나타났으며 이로부터 본 연구에서 수행한 모든 실험이 양면배수조건으로 재현되었음을 확인할 수 있었다.

그림 11은 실험 진행단계에 따라 성토하중 재하측(A)과 반대측(B)에서 발생한 지반 침하량을 나타낸 것이다. 성토하중 재하 반대측의 지반 침하량은 시간에 따른 점성토 지반의 압밀침하량으로 지반조건이 deep clay인 실험에서는 약 23cm, shallow clay인 실험에서는 약 20cm, sand-clay-sand인 실험에서는 약 12cm 발생하였으며 이는 지층조건과 지반조성시 압밀과정의 차이로 분석된다. 지반조건이 deep clay인 실험에서 성토하중 재하속도가 1m/30일, 1m/15일, 6m 급속재하로 빨라짐에 따라 성토하중 재하로 인해 발생하는 지반 침하량은

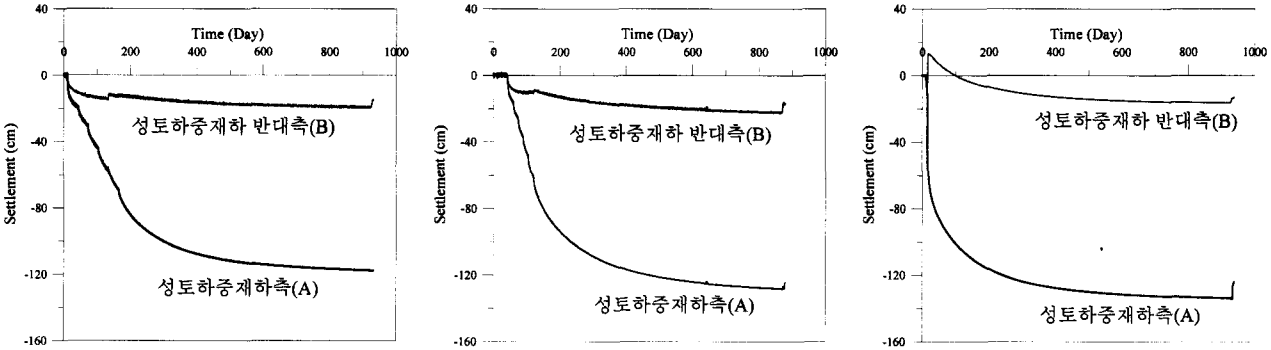


(a) 시간에 따른 위치별 간극수압의 변화양상

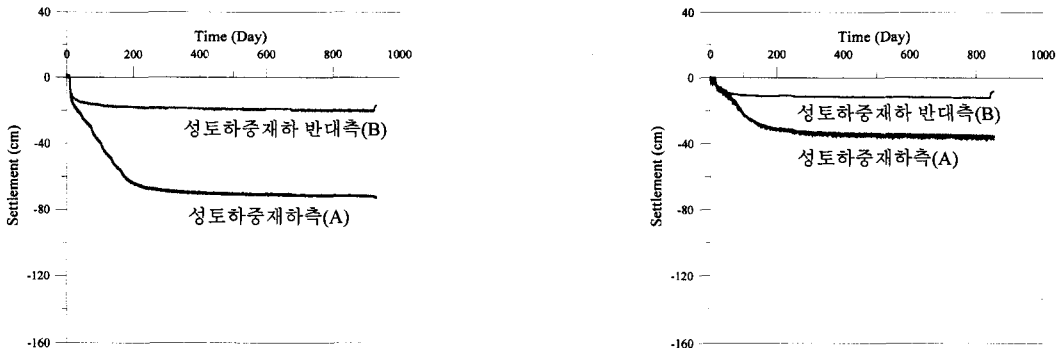


(b) 과잉간극수압의 깊이별 분포형태

그림 10. 점성토 지반내 간극수압 측정결과



(a) deep clay, 1m/30일 (b) deep clay, 1m/15일 (c) deep clay, 6m 급속재하

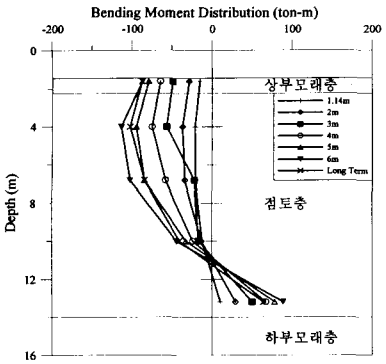


(d) shallow clay, 1m/15일 (e) sand-clay-sand, 1m/30일

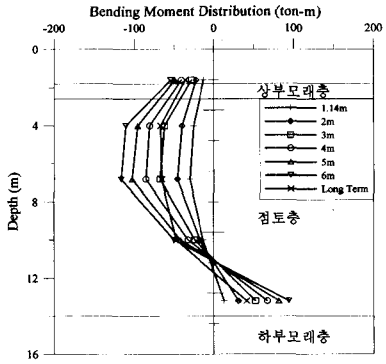
그림 11. 성토하중 재하측(A측)과 반대측(B측)에서의 지반 침하량 측정결과

약 98cm, 약 106cm, 약 118cm로 각각 8.2%, 11.3% 정도의 증가추세를 나타내었다. 그리고 그림 11 (a), (b), (c)에서 보는 바와 같이 성토하중 재하속도가 빨라짐에 따라 경과시간에 대한 지반 침하량(A측)의 기울기가 증가하였으며 이로부터 성토하중 재하속도가 빨라짐에 따라 성토하중 재하 초기에 지반 침하량이 급격히 증가함을 알 수 있었다. 또한 성토하중 재하로 인해 모든 실험에서 말뚝 사이의 지반이 융기하는 현상을 나타내었으며 6m 급속재하 실험에서는 성토하중 재하 반대측 지반에서도 성토하중 재하 초기에 융기하는 양상을 나타내었다.

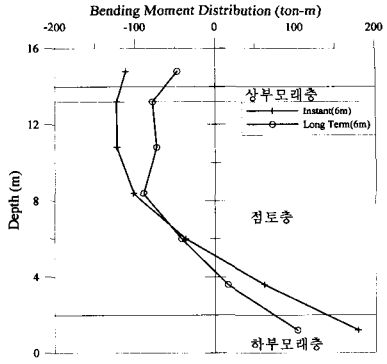
그림 11 (b)와 (d)에 나타낸 바와 같이 동일한 조건하에서 점성토 지반의 두께가 약 2배 정도 감소할 경우, 성토하중 재하로 인해 발생하는 지반 침하량은 약 106cm에서 약 52cm로 거의 50%의 감소경향을 보였다. 이와 마찬가지로 그림 11 (a)와 (e)에 나타낸 바와 같이



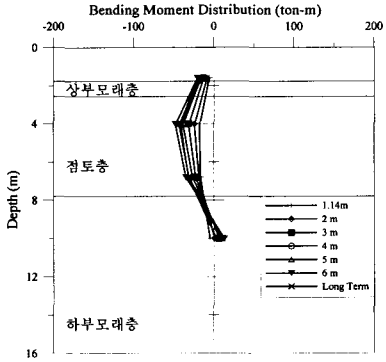
(a) deep clay, 1m/30일



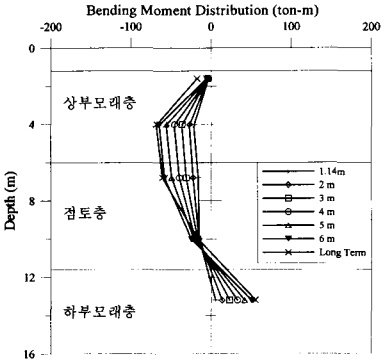
(b) deep clay, 1m/15일



(c) deep clay, 6m 급속재하

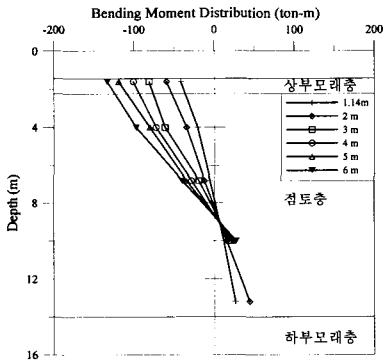


(d) shallow clay, 1m/15일

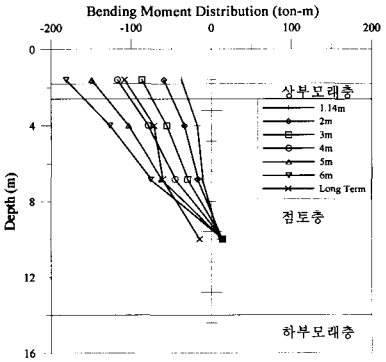


(e) sand-clay-sand, 1m/30일

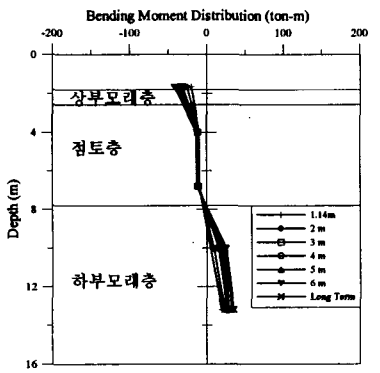
그림 12. 전열 말뚝(front pile)의 휨모멘트 분포형태



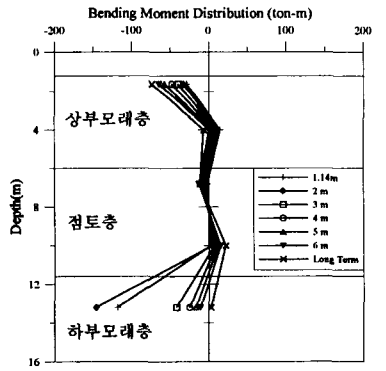
(a) deep clay, 1m/30일



(b) deep clay, 1m/15일



(c) shallow clay, 1m/15일



(d) sand-clay-sand, 1m/30일

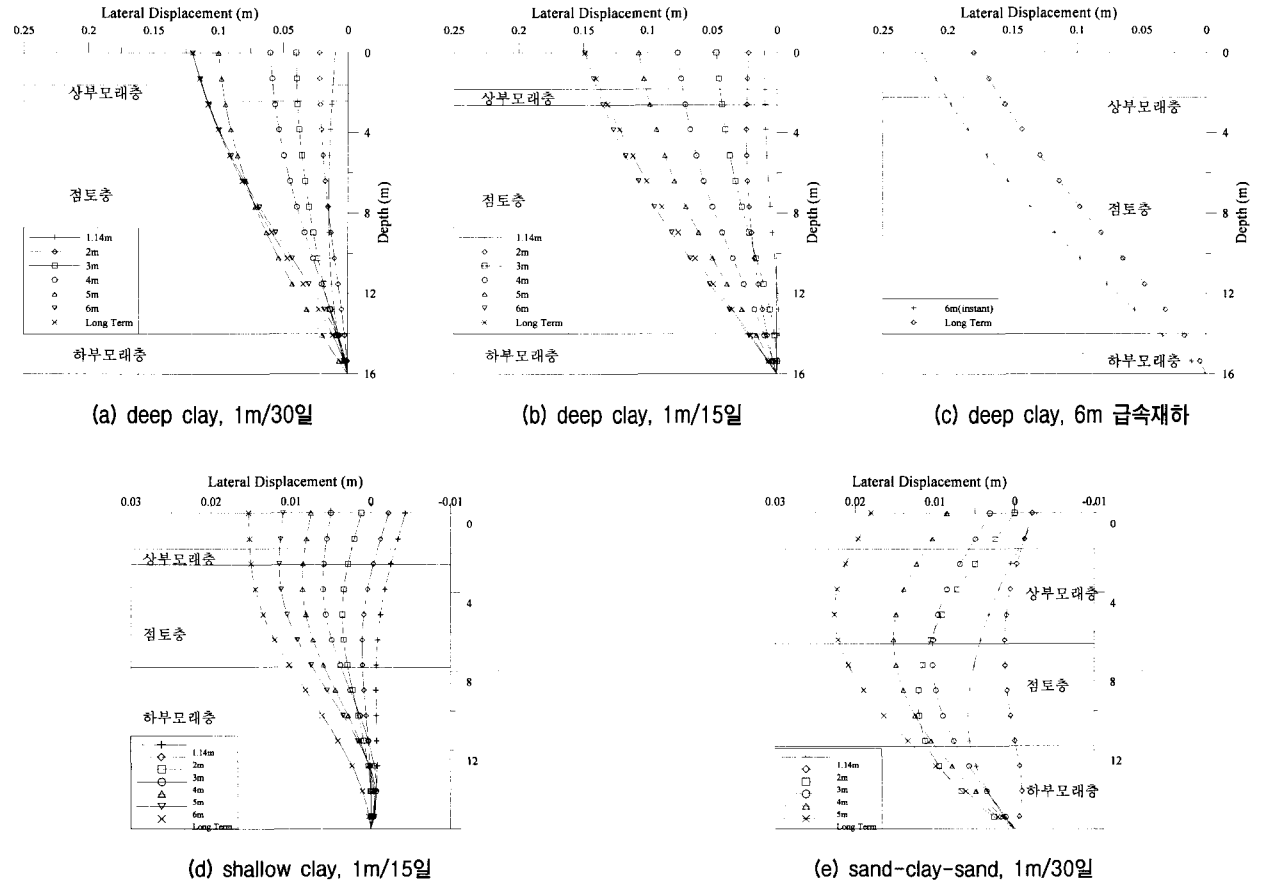
그림 13. 후열 말뚝(rear pile)의 휨모멘트 분포형태

동일한 조건하에서 지층단면이 달라질 경우에도 성토하중 재하로 인해 발생하는 지반 침하량은 약 98cm에서 약 26cm로 거의 73%의 감소추세를 나타내었다. 이로부터 본 연구에서는 성토지반의 시공속도보다 연약한 점성토 지반의 두께와 지층단면이 성토하중 재하로 인해 발생하는 지반 침하량에 주된 영향을 미치는 것을 알 수 있었다.

본 실험에서는 모형 말뚝에 길이 방향으로 부착한 변형률 게이지를 통해 측정한 결과를 바탕으로 각 실험단계별 교대말뚝의 휨모멘트를 분석하여 그림 12와 그림 13에 나타내었다. 그림 12는 성토하중 재하측 말뚝열(전열 말뚝, front pile)에서 측정한 결과이며 그림 13은 성토하중 재하 반대측 말뚝열(후열 말뚝, rear pile)에서 측정한 결과이다. 그림 12에서와 같이 전열 말뚝에서 발생하는 휨모멘트의 분포형태는 지반조건과 성토하중 재하속도와는 무관하게 거의 유사한 형태를 나타내는 반면 그림 13에서와 같이 후열 말뚝에서 발생하는 휨모멘트의 분포형태는 성토하중 재하속도보다는 지반조건과 말뚝캡의 구속효과에 의해 크게 달라지는 양상을 보였다.

이와 함께 성토하중 재하 최종 단계와 성토 후 압밀단계에서 발생한 말뚝의 최대 휨모멘트를 분석한 결과, 지반조건이 deep clay인 실험에서 전열 말뚝의 경우 성토하중 재하속도가 1m/30일에서 1m/15일로 빨라짐에 따라 말뚝의 최대 휨모멘트 감소율이 약 10%에서 약 50%로 증가함을 알 수 있었다. 그리고 6m 급속성토시에는 말뚝의 최대 휨모멘트 감소율이 성토하중 재하속도가 1m/15일인 경우와 비슷하게 나타났다. 따라서, 본 연구에서는 성토하중 재하속도가 빨라짐에 따라 말뚝의 최대 휨모멘트가 장기거동시 크게 감소함을 알 수 있었다.

앞서 분석한 전열 말뚝의 휨모멘트 분포로부터 보간법(interpolation)으로 4차 다항식을 얻어내고, 휨모멘트에 대한 기본 미분방정식으로부터 식 (1)을 두 번 적분하였다. 그리고 말뚝 상단에서 측정한 수평변위와 말뚝 하단의 고정단 경계조건으로부터 전열 말뚝의 깊이별 수평 변위를 산정하여 그림 14에 나타내었다.



(a) deep clay, 1m/30일 (b) deep clay, 1m/15일 (c) deep clay, 6m 급속재하

(d) shallow clay, 1m/15일 (e) sand-clay-sand, 1m/30일

그림 14. 전열 말뚝(front pile)의 수평변위 분포형태

$$EI\frac{d^2y}{dx^2} = M = 4th\ Polynomial \qquad (1)$$

여기서, E는 말뚝의 탄성계수, I는 말뚝의 단면2차모멘트, M은 말뚝의 휨모멘트, y는 말뚝길이방향(x)에 따른 말뚝의 수평변위이다.

지반조건이 deep clay인 실험의 경우, 성토하중 재하단계에서 발생한 말뚝의 최대 수평변위는 성토하중 재하속도가 1m/30일인 경우 약 12cm, 1m/15일인 경우 약 15cm, 6m 급속재하의 경우 약 22cm로 발생하였으며 이로부터 동일한 조건하에서 성토하중 재하속도가 빨라짐에 따라 성토하중 재하단계시 말뚝의 최대 수평변위가 증가함을 알 수 있었다.

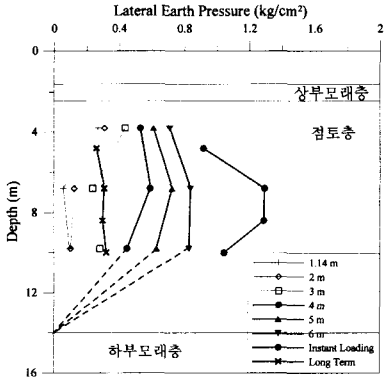
그리고 성토 후 압밀단계 즉, 장기거동시 말뚝의 최대 수평변위를 살펴보면, 그림 14 (a), (b), (c)에 나타낸 바와 같이 성토하중 재하속도가 1m/30일인 경우 약 12cm, 1m/15일인 경우 약 15cm, 6m 급속재하의 경우 약 18cm로 성토하중 재하속도가 빠를수록 말뚝의 최대 수평변위가 증가하는 것으로 나타났다. 그러나 성토하중을 단계별로 재하하는 경우, 장기거동시 말뚝의 수평변위는 성토하중 재하 최종단계에서의 수평변위와 거의 변화가 없는 반면 성토하중을 급속재하하는 경우에는 장기거동시 말뚝의 수평변위가 최종 성토하중 재하단계에서의 수평변위보다 약 18% 감소하는 경향을 나타내었다.

그림 14 (d)와 (e)에 나타낸 바와 같이 동일한 조건하에서 점성토 지반의 두께와 지층단면이 달라짐으로써 실험단계에 따른 전열 말뚝의 수평변위 분포형태가 deep clay인 실험과는 서로 상이하게 나타났다. 그리고 성토 후 약 80%의 압밀이 진행된 단계에서 발생한 전열 말뚝의 최대 수평변위를 살펴보면, shallow clay인 실험에서는 약 1.5cm, sand-clay-sand인 실험에서는 약 2.3cm로 deep clay인 실험보다 약 81~90% 정도로 상당히 크게 감소하는 경향을 나타내었다.

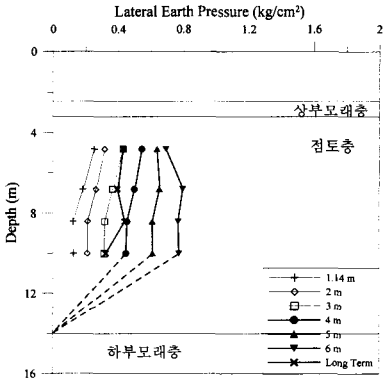
그림 15는 지반조건이 deep clay인 실험에서 모형 말뚝에 부착한 토압계를 통하여 성토하중 재하로 인해 발생하는 측방유동압을 측정하고 그 결과를 실험단계별로 나타낸 것이다. 그림 15에서 보는 바와 같이 성토하중을 단계별로 재하하는 경우(1m/30일, 1m/15일), 성토고가 3~4m인 단계까지는 점성토 지반 상부에서만 측방유동압이 발생하다가 그 이후부터는 점성토 지반 하부를 제외한 부분에서 거의 일정한 크기의 측방유동압이 지반의 소성변형으로 인해 발생함을 알 수 있었다. 그리고 점성토 지반 하부는 성토하중이 미치는 영향이 거의 작다고 판단할 때, 단계별 성토하중 재하시 측방유동압의 분포형태는 사다리꼴 형태에 가깝다고 사료된다. 그러나 6m 급속재하시에는 점성토 지반 중앙부분이 상당히 큰 포물선 형태에 가까운 분포형태를 나타내는 것으로 분석되었다. 이와 함께 성토 후 압밀이 80% 이상 진행된 장기거동시의 측방유동압의 분포형태를 살펴보면, 성토하중을 단계별로 재하하는 경우와 급속재하하는 경우 모두 점성토 지반 하부를 제외한 부분에서 측방유동압이 거의 일정하게 나타났으며 점성토 지반 하부는 성토하중이 미치는 영향이 거의 작다고 판단할 때, 장기거동시 측방유동압의 분포형태도 사다리꼴 형태에 가깝다고 분석된다.

4. 측방유동압의 분포형태와 크기

연약지반에 시공된 교대말뚝기초에 작용하는 측방유동압의 분포형태에 대해서는 크게 삼각형, 사각형, 사다리꼴 분포형태로 구분할 수 있으며 이 중 가장 널리 이용되는

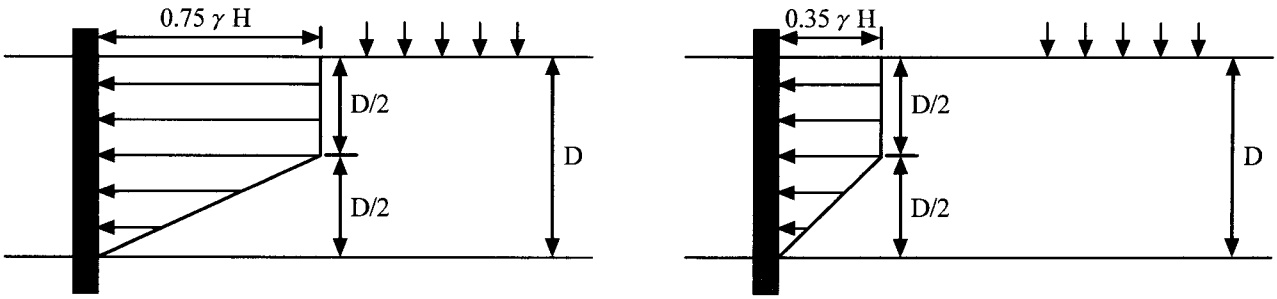


(a) deep clay, 1m/30일, 6 m 급속재하



(b) deep clay, 1m/15일

그림 15. 점성토 지반내 깊이별 측방유동압 분포형태



(a) 성토하중 재하단계(단기거동)　　(b) 성토 후 압밀단계(장기거동)

그림 16. 단계별 성토하중 재하시 측방유동압의 분포형태와 크기

표 8. 성토하중 재하단계에서 발생한 α 값 산정결과

성토하중 재하조건	성토높이	$\gamma H(kg/cm^2)$	$P_{max}(kg/cm^2)$	$\alpha (P_{max}/\gamma H)$	평균 α
1m/30일	4m	0.7487	0.593	0.792	0.75
	5m	0.9358	0.727	0.777	
	6m	1.1230	0.840	0.748	
1m/15일	4m	0.7487	0.545	0.728	
	5m	0.9358	0.655	0.700	
	6m	1.1230	0.798	0.711	

표 9. 성토 후 압밀단계에서 발생한 α 값 산정결과

성토하중 재하조건	성토높이	$\gamma H(kg/cm^2)$	$P_{max}(kg/cm^2)$	$\alpha (P_{max}/\gamma H)$	평균 α
1m/30일	6m	1.1230	0.311	0.277	0.35
1m/15일	6m	1.1230	0.441	0.393	

것은 이등변 삼각형 분포형태이다. 1973년 Tschebotarioff는 연약지반에 설치된 말뚝기초 상부에 배면 뒤채움을 위한 옹벽이 설치된 경우에 발생하는 측방유동압에 대하여 경험적인 방법을 제안하였다. 이 때 측방유동압의 분포형태는 연약층의 중심부에서 최대값을 가지면서 연약층의 상·하부에서 작용하는 측방유동압은 무시함으로써 이등변 삼각형 분포로 가정하였다. 그 후 일본 건설성 토목연구소(1982)에서는 말뚝에 작용하는 측방유동압을 지반변위의 실측치로부터 추정하거나 Boussinesq 해법이나 유한요소법으로 추정하여 사다리꼴 분포형태로 설계하였다. 또한 일본도로공단 고속도로조사회에서는 실측결과와 모형실험결과를 검토하여 교축직각방향의 말뚝에 작용하는 토압의 분포형태를 이등변 삼각형에 가깝다고 추정하였다.

본 연구에서는 이상의 원심모형실험 결과로부터 성토하중을 단계별로 재하하는 경우, 성토하중 재하단계인 단기거동과 성토 후 압밀단계인 장기거동시 발생하는 측방유동압의 분포형태와 크기를 그림 16과 같이 추정할 수 있었다. 그림 16에서 측방유동압의 최대크기(P_{max})는 성토하중(γH)에 대한 비(α)로 계산하였으며 본 실험의 성토하중 재하단계에서 발생한 최대 측방유동압은 표 8에 나타낸 바와 같이 지반의 소성변형으로 측방유동압이 발생하는 시점을 기준으로 약 0.75로 산정되었다. 또한 성토 후 압밀단계에서 발생한 최대 측방유동압은 표 9에 나타낸 바와 같이 약 0.35로 산정되었다. 이로부터 본 논문에서는 단계별 성토하중 재하시 발생하는 측방유동압의 분포형태와 크기를 그림 16에 나타낸 바와 같이 설계 및 해석시 지침자료로 추천·제안하고자 한다.

5. 결 론

본 연구에서는 연약지반에 시공된 교대말뚝기초를 원심모형실험으로 재현하여 지반조건과 인접 성토지반의 시공속도에 따른 교대말뚝기초의 거동특성을 분석하였다. 그리고 측방유동을 받는 교대말뚝기초의 비배수 단기거동과 장기거동을 파악하기 위해 성토하중 재

하단계와 성토 후 압밀이 약 80% 이상 진행된 단계에서의 지반-말뚝 거동특성을 비교·분석하였다. 그 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

(1) 지반 침하량 분석결과, 성토지반의 시공속도보다 연약한 점성토 지반의 두께와 지층단면이 성토하중 재하로 인해 발생하는 지반 침하량에 주된 영향을 미치며 성토하중 재하속도가 빨라짐에 따라 성토하중 재하 초기에 성토하중 재하측 지반 침하량이 급격히 증가함을 알 수 있었다.

(2) 교대말뚝의 휨모멘트 분석결과, 휨모멘트의 분포형태는 후열 말뚝이 지반조건과 말뚝캡의 구속효과에 의해 전열 말뚝보다 크게 달라지는 양상을 보였으며 성토하중 재하속도가 빨라짐에 따라 말뚝의 최대 휨모멘트가 장기거동시 크게 감소함을 알 수 있었다.

(3) 교대말뚝의 수평변위 분석결과, 성토하중 재하속도가 빨라짐에 따라 말뚝의 최대 수평변위가 증가함을 알 수 있었으며 장기거동의 경우, 단계별 성토하중 재하시에는 말뚝의 수평변위가 단기거동에 비해 거의 변화하지 않는 반면 급속재하시에는 말뚝의 수평변위가 크게 감소함을 확인하였다.

(4) 단계별 성토하중 재하시 연약지반에 위치한 교대말뚝기초에 발생하는 최대 측방유동압(P_{max})과 편차성토하중(γH)의 비(α)는 성토하중 재하단계에서는 약 0.75로, 성토후 압밀이 약 80% 이상 진행된 단계에서는 약 0.35로 나타남을 알 수 있었다. 그리고 단계별 성토하중 재하시 편차 성토하중으로 인해 교대말뚝기초에 발생하는 측방유동압의 분포형태는 사다리꼴 형태로 나타남을 확인하였다.

감사의 글

본 연구는 시설안전기술공단에서 발주한 "측방유동을 받는 토류구조물의 안전진단기술개발" 연구과제의 일환으로 수행하였으며 귀 공단과 본 실험에 많은 도움과 협조를 해 주신 대우건설 기술연구소 관계자분들께 심심한 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. 박성재(1983), *성토에 의한 연약지반의 측방유동에 관한 연구*, 박사학위논문, 동아대학교.
2. 이재훈, 홍성영(1995), *지반의 측방유동*, 도서출판 건설도서, 서울.
3. 조성민(1998), *국내 연약 점성토 지반의 성토 재하시 변형 특성 분석*, 박사학위논문, 서울대학교.
4. 한국도로공사, *교대변위 억제대책에 관한 연구(II)*, 도로연 96-46-12, 1996.
5. 홍원표, 권오현, 한중근, 조성한(1994), "연약지반상 교대의 측방이동에 관한 연구", *한국지반공학회 논문집*, 한국지반공학회, 제10권, 제4호, pp.53-65.
6. 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室(1981), "橋台側方移動關研究", 土木研究所資料 第1804号, 昭和56年 12月, 日本.
7. Bransby, M. F., and Springman, S. M.(1997), "Centrifuge modelling of pile groups adjacent to surcharge loads", *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, Vol.37, No.2, pp.39-49.
8. Charles, N. G., Springman, S. M., and Norrish, A.(1998), "Soil-structure interaction of spread-base integral bridge abutments", *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, Vol.38, No.1, pp.145-162.
9. Chen, L. T., and Poulos, H. G.(1997), "Piles subjected to lateral soil movements", *J. of the Geotech. and Geoenvir. Engrg.*, ASCE, Vol.123, No.9, pp.802-811.
10. Craig, W. H., James, R. G., and Schofield, A. N.(1988), *Centrifuges in Soil Mechanics*, A. A. BALKEMA, Rotterdam.
11. De Beer, E. E.(1977), "Piles subjected to static lateral loads", *Proc., 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, State-of-the-art report, Tokyo, pp.1-14.
12. De Beer, E. E., and Wallays, M.(1972), "Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles", *Proc., 5th Eur. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Madrid, Vol.1, pp.325-332.
13. Ellis, E. A., and Springman, S. M.(2001), "Full-height piled bridge abutments constructed on soft clay", *Geotechnique*, Vol.51, No.1, pp.3-14.
14. Franx C., and Boonstra, G. C.(1948), "Horizontal pressures on pile foundations", *Proc., 2nd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Rotterdam, Vol.4, pp.131-135.
15. Heyman, L., and Boersma, F.(1961), "Bending moments in piles due to lateral earth pressure", *Proc., 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Paris, Vol.2, pp.425-429.
16. Ingold, T. S.(1977), "A field study of laterally loaded piles", *Proc., 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Tokyo, Specialty Session 'The effect of horizontal loads on piles due to surcharge or seismic effects', pp.77-80.
17. Ito, T., and Matsui, T.(1975), Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles", *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, Vol.15, No.4, pp.43-59.
18. Kimura, T., Takemura, J., Watabe, Y., Suemasa, N., and Hiro-Oka, A.(1994), "Stability of piled bridge abutments on soft clay deposits", *Proc., 13th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, New Dehli, pp.721-724.
19. Leussink, H., and Wenz, K. P.(1969), "Storage yard foundations on soft cohesive soils", *Proc., 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, Mexico, Vol.2, pp.149-155.
20. Marche, R., and Lacroix, Y.(1972), "Stabilite des culees de ponts etablies sur des pieux traversant unecouche molle", *Can. Geotech. J.*, Vol.9, No.1, pp.2-24.
21. Peck, R. B.(1969), "Deep excavations and tunneling in soft ground", *Proc., 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.*, State-of-the-art report, Mexico, pp.225-290.
22. Poulos, H. G.(1973), "Analysis of piles in soil undergoing lateral

movement", *J. of the Soil Mech. and Found. Engrg.*, ASCE, Vol.99, No.5, pp.391-405.

23. Springman, S. M., Bolton, M. D., and Randolph, M. F.(1991), "Modelling the behavior of piles subjected to surcharge loading", *Centrifuge 91*, pp.253-260.
24. Springman, S. M., Bransby, M. F., and Kremer, A.(1994), "Reducing lateral thrust on piles : The 'buttonhole' method", *Centrifuge 94*, pp.491-496.
25. Stermac, A. G., Devata, M., and Selby, K. G.(1968), "Unusual movements of abutments supported on end-bearing piles", *Can. Geotech. J.*, Vol.5, No.2, pp.69-79.
26. Stewart, D. P., Jewell, R. J., and Randolph, M. F.(1994), "Design of piled bridge abutments on soft clay for loading from lateral soil movements", *Geotechnique*, Vol.44, No.2, pp.277-296.
27. Stewart, D. P., Jewell, R. J., and Randolph, M. F.(1994), "Centrifuge modelling of piled bridge abutments on soft ground", *Soils and Foundations*, Japanese Geotechnical Society, Vol.34, No.1, pp.41-51.
28. Tschebotarioff, G. P.(1973), *Foundations, Retaining and Earth Structures*, McGraw-Hill, New York, 2nd Ed., pp.365-414.

(접수일자 2002. 3. 7, 심사완료일 2003. 1. 15)