

## 배수조건에 따른 측방유동 해상말뚝의 거동특성

### Undrained and Drained Behaviors of Laterally-loaded Offshore Piles

서 동 희<sup>1</sup> Seo, Dong-Hee

정 상 섬<sup>2</sup> Jeong, Sang-Seom

김 영 호<sup>3</sup> Kim, Young-Ho

#### Abstract

Offshore pile foundations are prone to lateral soil pressures resulting from embankment construction for the reclamation on deepwater soft clay. Since the 1990s, offshore reclamation has actively progressed in Korea, connecting with the development of Songdo newtown, Incheon newport, and Busan newport representatively. Special attention has been given to lateral soil-structure interaction problems related to passively-loaded offshore pile foundations. Based on a plane strain large deformation finite element (LDFE) approach, this paper presents the results of investigation into undrained (short-term) and drained (long-term) behavior of passively-loaded offshore pile foundations. This study examines the effects of major factors, such as soil profile, pile head boundary condition, magnitude of embankment load, and average degree of consolidation. The results allowed quantification of differences in the magnitude of lateral soil pressure acting on the piles between undrained and drained phases.

#### 요 지

1990년대 이후로 인천과 부산신항 등의 물류중심항구 및 송도 신도시와 같은 유비쿼터스 도시 개발에 발맞추어 인근해상연약지반 매립공사가 활발히 진행되면서 측방유동 해상말뚝기초의 거동특성에 폭넓은 관심이 집중되고 있다. 측방유동 말뚝기초 거동에 대한 연구 및 규명은 원심모형기 개발과 컴퓨터 기능의 향상으로 인하여 폭넓은 시도가 이루어져 왔으며, 특히 말뚝구조물에 작용하는 측방유동압의 특성이 가장 중요한 초점이 되고 있다. 이에 본 연구에서는 대변형 압밀연계 유한요소해석 기법(LDFE)을 바탕으로 배수조건(비배수 : 단기, 배수 : 장기)에 따른 측방유동 해상 말뚝기초의 거동특성을 분석하였으며 특히, 말뚝-지반 상호작용을 고려한 측방유동압에 중점을 두었다. 본 수치해석에서는 지층조건, 말뚝두부의 경계조건, 성토하중 크기, 평균압밀도 네 가지 중요변수에 따른 거동양상을 비교·분석하였으며, 이로부터 비배수 단계와 배수 단계에서의 측방유동압의 분포형태와 크기에 대한 정량적인 차이를 확인하였다.

**Keywords :** Drained, Large deformation finite element analysis, Lateral soil pressure, Offshore pile foundation, Undrained

1 정회원, Univ. of Western Australia 해상기초시스템연구소 방문연구원 (Member, Visiting Researcher, Centre for Offshore Foundation Systems, UWA)

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

3 정회원, 연세대학교 공과대학 토목공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 2월 28일까지 그 내용을 확회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서론

최근 국가산업 발전과 국민경제 활성화에 따라 부족한 산업부지 확충과 신도시 및 신항 개발에 발맞추어 준설·매립된 인공지반 뿐만 아니라 해안 연약지반의 활용이 점차 증가하고 있다. 특히 낙동강 하구 일대의 대규모 연약지반 위에 부산 신항만 건설을 비롯한 대규모 공사들이 실시됨에 따라, 이러한 지역에 시공되고 있는 해상말뚝기초는 지반개량에도 불구하고 측방유동의 영향에 노출되어 있으며 이에 대한 거동특성을 파악하는 것은 매우 중요한 일이다.

측방유동을 받는 말뚝기초의 거동은 배면 뒷채움, 야적, 매립, 급속 절·성토, 깊은 굴착, 말뚝항타 등에 의한 측방유동압에 크게 영향을 받지만, 시간경과에 따른 측방유동압의 크기와 분포형태에 대한 규명이 불명확하다. 이와 관련된 국내·외 기존 연구를 살펴보면, 표 1에 나타낸 바와 같이 현장조사, 원심모형실험, 수치해석을 통하여 다양한 크기와 분포형태를 제안하였지만, 지층조건, 말뚝두부의 경계조건, 시간경과에 따른 평균압밀도에 따른 측방유동압의 특성에 대해서는 연구가 미흡한 것으로 판단된다. 이에 본 연구에서는 배수조건(비배수 상태 : 단기 거동, 배수 상태 : 장기 거동)에 따른 측방유동 해상말뚝기초의 거동특성을 말뚝-지반 상호작용을 고려한 측방유동압에 중점을 두고 수치해석적 방법으로 조사하였다. 이를 위해 지반의 응력-변형을 특성과 시간경과에 따른 압밀거동을 연계한 2차원 대변형 유한요소해석을 수행하였다. 특히, 본 수치해석에서는 대변형 해석을 위해 Updated Lagrangian 기법(Bathe, 1996)을 적용하였고, 압밀해석은 Biot(1956)의 2차원 압밀이론을 사용하였다.

## 2. 대변형 압밀연계 유한요소해석

### 2.1 관련해석이론

측방유동 말뚝기초 거동연구와 관련된 기존 수치해석(Randolph, 1981; Springman, 1989; Stewart, 1992; Bransby, 1995; Ellis and Springman, 2001)에서는 대부분 측방유동을 받는 연약지반의 대변형 거동을 지반의 소변형 이론(Small deformation theory)으로 모델링함으로써 실제 거동을 추정하는데 있어 한계가 있었다. 이에 반하여 본 연구에서 적용한 대변형 압밀연계 유한요소해석은 지반의 대변형 특성과 시간경과에 따른 압밀 특성을 동시에 고려한다는 장점을 지니고 있다. 본 대변형 유한요소해석의 주된 특징으로는 첫째, 구조물의 강성매트릭스 내에 구조물의 비틀림의 영향을 고려하는 변수가 추가된다는 것이고 둘째, 재료의 회전으로 인하여 발생하는 응력변화를 정확하게 모델링하는 과정이 이루어진다는 것이며 셋째, 바로 이전 해석단계에서의 변형을 기준으로 단계별 해석 수렴과정을 거친다는 것이다. 그리고 본 압밀연계 유한요소해석에서는 응력을 유효응력과 간극수압으로 구분하고(식 (1);  $\sigma$ : 전응력벡터,  $\sigma'$ : 유효응력벡터,  $p_{steady}$ : 정수압,  $p_{excess}$ : 과잉간극수압,  $m$ : 법선벡터), 구성방정식은 응력과 변형율을 증분형태로 표현하였으며(식 (2);  $\dot{\sigma}'$ : 유효응력증분,  $\dot{\epsilon}$ : 변형율증분), 식 (1)과 식 (2)로부터 절점의 평형방정식을 식 (3)과 같이 전개하였다. 이와 함께 유체 흐름을 고려하여 연속방정식은 식 (4)와 같이 구성한 후, 식 (3)과 식 (4)를 블록 매트릭스 방정식 형태로 압축하여 식 (5)를 단계별 해석을 위한 적분과정시 사용하였다. 좀 더 상세한 해석이론은 Bathe(1996)과 Seo(2006)을 참조할 수 있다. 본 수치해석에서는 이상의 해석이론을 적용할 수 있는 상용해석프로그램인 PLAXIS V8 Professional(Brinkgreve et al., 2004)를 사용하였다.

표 1. 측방유동압 특성에 관한 기존연구

제안자	측방유동압 크기/분포형태	연구특성
Tschebotatloff (1973)	$K_0\gamma H$ / 삼각형	현장측정사례로 검증
Begemann and De Leeuw (1972)	균등한 직사각형	말뚝-지반 상대변위 무시
De Beer and Wallays (1972)	균등한 직사각형	성토사면안전율과 말뚝-사면 기하학적 특성을 반영
日本道路公團 (1981)	$\alpha\gamma HB$ ( $\alpha=0.8, B=2.5d$ ) / 삼각형	Tschebotatloff 방법과 유사
日本建設省土木研究所 (1982)	$k\delta_x$ / 사다리꼴 형태	현장측정결과, Boussinesq 이론, 유한요소해석으로부터 추정
Springman (1989)	포물선 형태	말뚝-지반 상대변위 고려
Stewart (1994)	균등한 직사각형	Springman 방법에 지반의 비선형성과 성토지반 기하학적 특성 반영

Notes:  $K_0$  = 정지토압계수,  $\gamma H$  = 편재하중 또는 성토하중,  $\alpha$  = 토압계수,  $B$  = 측방유동압 작용폭,  $d$  = 말뚝지름,  $k$  = 수평지반반력계수,  $\delta_x$  = 수평지반변위

$$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}' + \underline{m}(\underline{p}_{\text{steady}} + \underline{p}_{\text{excess}}) \quad (1)$$

$$\underline{\sigma}' = \underline{M} \underline{\dot{\varepsilon}} \quad (\underline{M}: \text{재료강성매트릭스}) \quad (2)$$

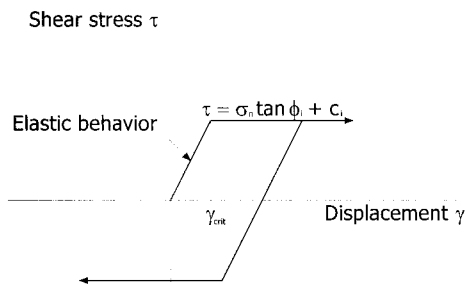
$$\underline{K} \underline{d\underline{v}} + \underline{L} \underline{d\underline{p}_n} = \underline{d\underline{f}_n} \quad (\underline{K}: \text{강성매트릭스}, \underline{d\underline{v}}: \text{절점변위증분벡터}, \underline{L}: \text{커플링매트릭스}, \underline{d\underline{p}_n}: \text{과잉간극수압증분벡터}, \underline{d\underline{f}_n}: \text{하중증분벡터}) \quad (3)$$

$$\nabla^T \underline{R} \nabla (\gamma_w \underline{y} - \underline{p}_{\text{steady}} - \underline{p}) / \gamma_w - \underline{m}^T \frac{\partial \underline{\varepsilon}}{\partial t} + \frac{n}{K_w} \frac{\partial \underline{p}}{\partial t} = 0 \quad (\nabla: \text{Laplace 계수}, \underline{R}: \text{투수계수 매트릭스}, n: \text{간극율}, K_w: \text{간극수의 탄성계수}, \gamma_w: \text{간극수의 단위중량}) \quad (4)$$

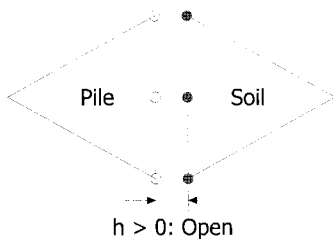
$$\begin{bmatrix} \underline{K} & \underline{L} \\ \underline{L}^T & -\underline{S} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{d\underline{v}}{dt} \\ \frac{d\underline{p}_n}{dt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \underline{H} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{v} \\ \underline{p}_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{d\underline{f}_n} \\ \underline{d\underline{q}_n} \end{bmatrix} \quad (5)$$

## 2.2 말뚝-지반 경계면 모델링기법

본 연구에서 수행한 대변형 압밀연계 유한요소해석은 지반요소의 대변형과 유한요소망의 심한 뒤틀림 현상과 관



(a) Coulomb의 파괴기준



No sliding:  $\tau < \sigma_n \tan \phi + c_i$   
Gap:  $h > 0$

(c) No slip and gap

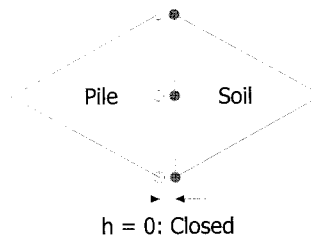
• Notes:  $\tau$  = 전단응력,  $\sigma_n$  = 수직 법선응력,  $\phi_i$  = 경계요소 내부마찰각,  $c_i$  = 경계요소 점착력,  $h$  = 말뚝-지반 경계면 사이의 거리

그림 1. 말뚝-지반 경계면 모델링기법

련성이 있기 때문에 말뚝과 지반 사이의 상호작용에 대한 적절한 모델링이 필요하다. 이에 본 연구에서는 그림 1(a)에 나타난 바와 같이 이중선 형태의 Mohr-Coulomb 모델로 묘사되는 Coulomb의 파괴기준을 적용하였다. Coulomb의 파괴기준은 크게 세 가지 경우로 구분하여 적용된다. 첫번째는 그림 1(b)에 나타난 바와 같이 요소의 미끄러짐(Slip)과 떨어짐(Gap) 현상이 나타나지 않는 경우로서, 말뚝-지반 경계면 사이의 거리가 0이다. 이 때는 말뚝과 지반 요소 사이가 접촉하고 있기 때문에 요소의 법선응력과 전단응력이 서로 전달되어 진다. 둘째는 그림 1(c)에 도시한 바와 같이 요소의 떨어짐(Gap) 현상만 나타나는 경우로서, 말뚝하중재하로 인하여 응력의 변화는 주로 말뚝 두부에서 발생한다. 마지막 셋째는 말뚝 요소가 그림 1(d)에 제시한 바와 같이 미끄러질 때(Slip) 나타나는 경우로서, 이로 인하여 경계요소 내에서 전단응력이 발생하게 된다.

## 2.3 해석기법 타당성 검증

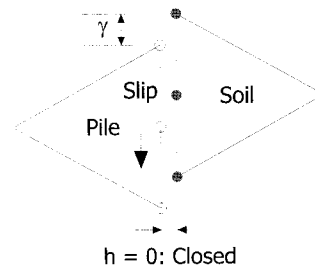
본 연구에서 수행한 대변형 압밀연계 유한요소해석 기법의 타당성을 검증하기 위하여 원심모형실험결과(Test



No sliding:  $\tau < \sigma_n \tan \phi + c_i$   
No gap:  $h = 0$

• Nodes at the interface (Identical coordinate)

(b) No slip and no gap



Sliding:  $\tau = \sigma_n \tan \phi + c_i$   
No gap:  $h = 0$

(d) Slip and no gap

1, Test 2; Jeong et al., 2004)와 현장측정사례(부산신항의 서방파제, 웅천대교; Seo, 2006)를 검증대상으로 선정하였다. 먼저 원심모형실험에 대한 해석기법 타당성 검증 살펴보면, 그림 2에 보는 바와 같이 원심모형실험의 원형(Prototype)에 해당하는 말뚝-지반 재원으로 유한요소망을 구성하고 표 2에 제시한 재료 물성치를 적용하였다. 그리고 2열의 말뚝은 Randolph(1981)가 제안한 등가널말뚝벽체 환산기법을 적용하여 선형 탄성 모델의 Beam 요소로 모사하였다. 지반은 Mohr-Coulomb(MC) 모델의 삼각형 요소로 구성하였으며 말뚝과 지반의 경계면은 앞서 기술한 Coulomb의 탄소성 파괴기준을 적

용하였다. 이로부터 원심모형실험에 대한 해석기법 타당성 검증 결과를 점성토 지반의 과잉간극수압 소산양상과 말뚝의 휨모멘트 분포양상에 따라 살펴보면, 그림 3에서와 같이 약간의 차이를 보이고 있지만 비교적 유사한 예측을 확인할 수 있다.

본 해석기법의 현장조건에 대한 타당성 검토를 위해 부산신항의 서방파제 시공에 따른 수평지반변위 측정결과와 인접 매립으로 인한 웅천대교 말뚝두부수평변위 측정결과를 현장검증사례로 선정하였으며, 검토해석 단면은 그림 4와 같다. 본 검토대상인 서방파제는 높이 17.4m, 길이 670m이며, 상부 연약지반 12m를 모래로 치환한 후 상부구조물(Rock fill + TTP + Con'c slab)을 구성하였다. 본 유한요소해석시 적용한 재료물성치는 기존 지반조사결과(Kim and Im, 2003)로부터 표 3과 같이 선정하였으며, 최종시공단계까지 모델링한 후 성토체 선단부 아래(WIN-2, WIN-4; 그림 4 참조)의 수평지반변위 측정값과 비교한 결과, 그림 5(a)에 나타난 바와 같이 깊이에 따른 지반수평변위 분포양상을 양호하게 예측함을 알 수 있었다. 그리고 두번째 검토대상인 웅천대교는 50% 치환율의 모래다짐말뚝(Sand compaction pile)으로 개량된 해상연약지반 상에 역순환 굴착공법(Reverse circulation drilling method)을 적용하여 1.5m

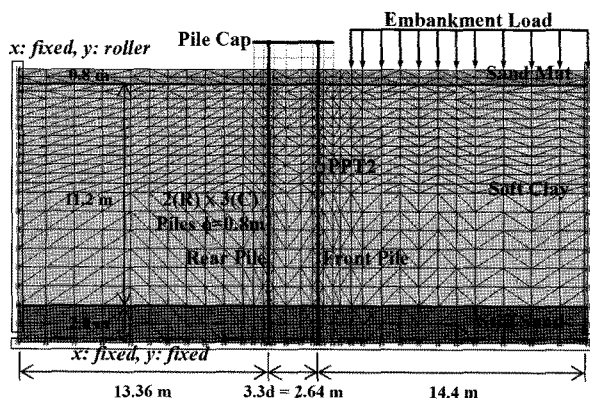


그림 2. 원심모형실험에 대한 유한요소해석 모델

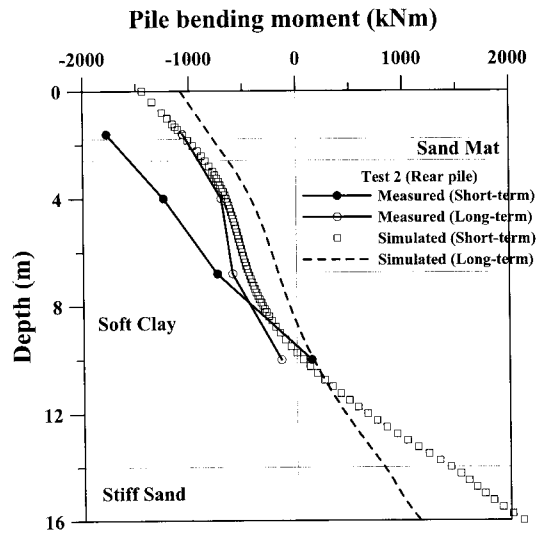
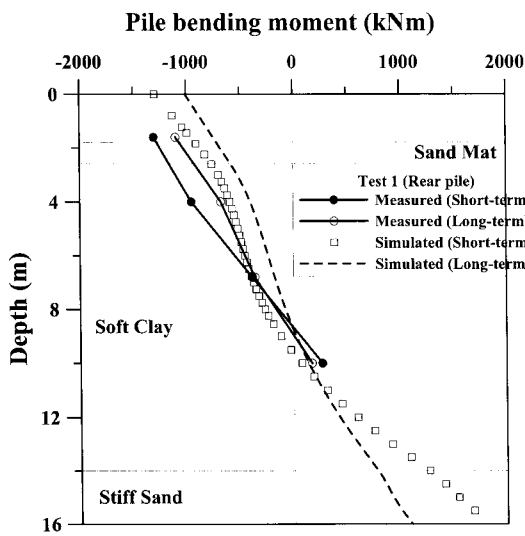
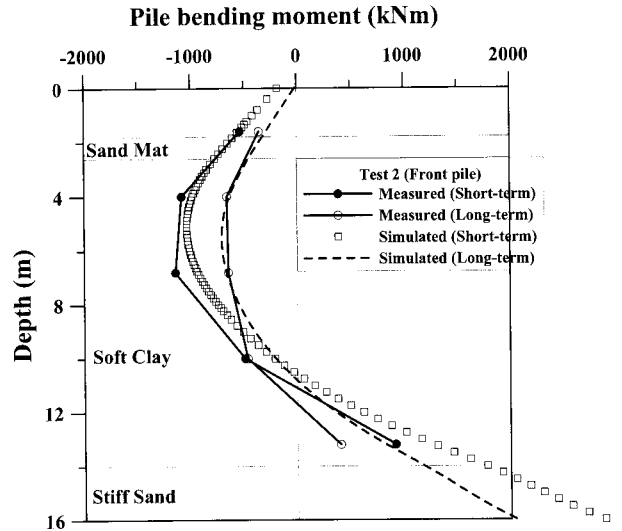
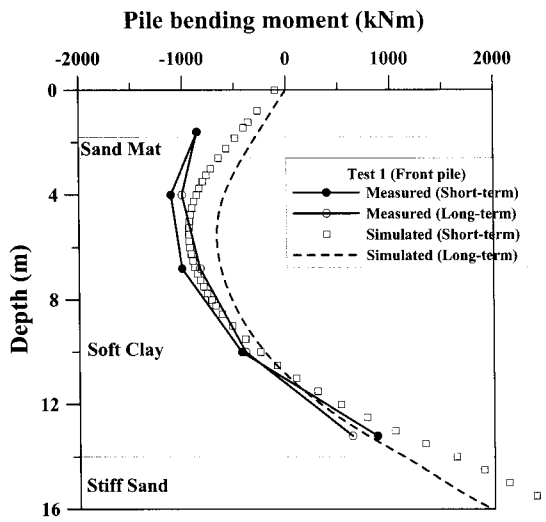
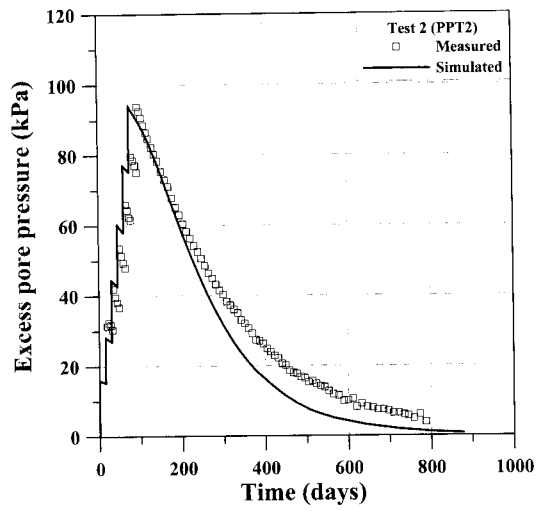
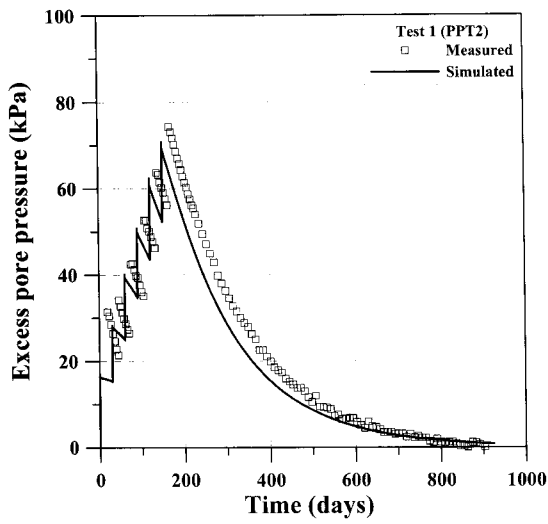
표 2. 원심모형실험에 대한 유한요소해석 재료물성치

Material	$\gamma_t, \gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	k (m/day)	E (kPa)	$\nu$	c (kPa)	$\phi$ (deg.)
Sand mat	15.5, 19.6	1.0	3.00E+04	0.3	0.2	32
Soft clay	18.0, 18.0	1.30E-04	5.00E+03	0.3	5.0	23
Stiff sand	16.2, 20.0	1.0	5.00E+04	0.3	0.2	36
Material	EA (kN/m)	EI (kN·m <sup>2</sup> /m)		Interface	$R_{inter}$	
Pile	6.797E+06	4.051E+05	0.33	Pile-Clay	0.7	
Pile cap	8.400E+07	1.008E+07	0.33	Pile-Sand	1.0	

Notes:  $C_{inter} = R_{inter} \times C_{soil}$ ,  $\tan \phi_{inter} = R_{inter} \times \tan \phi_{soil}$  (Brinkgreve et al., 2004)

표 3. 부산신항 서방파제에 대한 유한요소해석 재료물성치

Material	$\gamma_t, \gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	k (m/day)	E (kPa)	$\nu$	c (kPa)	$\phi$ (deg.)
Clayey silt 1	15.5	2.4E-05	1500	0.3	5	24.5
Clayey silt 2	15.4	2.4E-05	2500	0.3	5	24.5
Clayey silt 3	15.4	5.0E-05	3500	0.3	5	24.5
Clayey silt 4	17.2	5.0E-05	5000	0.3	5	24.5
Lower clayey silt	17.2	5.0E-05	1.0E+04	0.3	5	24.5
• Lower clayey silt층은 지반조사결과가 이루어지지 않아 본 해석 시 추정하였음.						
Sand fill	18, 20	1	1.4E+04	0.35	0.5	30
Crushed stone	18, 20	10	5.0E+04	0.3	20	35
TTP	18, 20	10	5.0E+04	0.3	20	35
Conc slab	25	-	2.32E+07	0.15	-	-

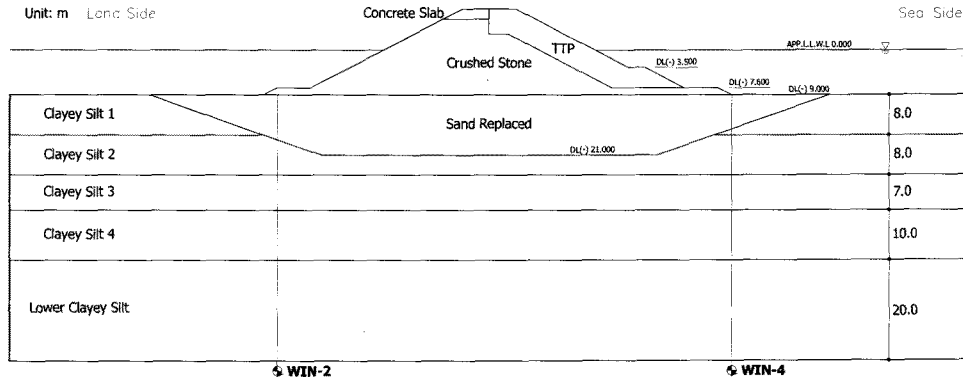


(a) Test 1

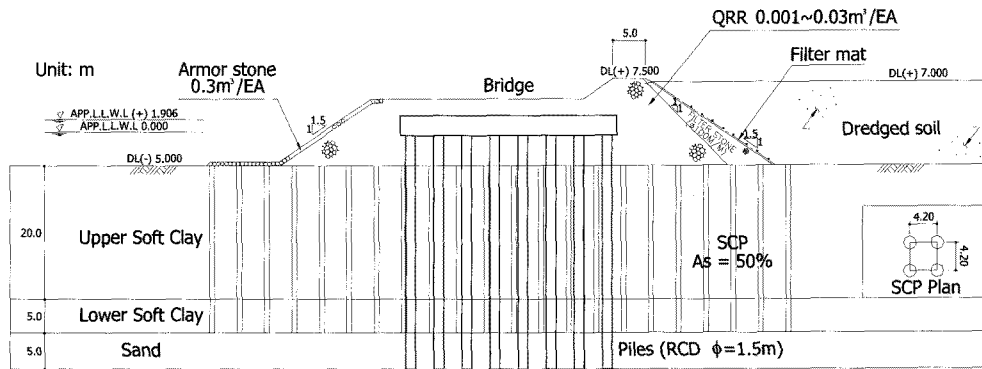
(b) Test 2

• Notes: Short-term = 180days (Test1), 90days (Test2); Long-term = 2 years (Test1, Test2)

그림 3. 원심모형실험에 대한 유한요소해석 결과



(a) 부산신항 서방파제



(b) 부산신항 웅천대교

그림 4. 현장검증사례 단면도

표 4. 부산신항 웅천대교에 대한 유한요소해석 재료물성치

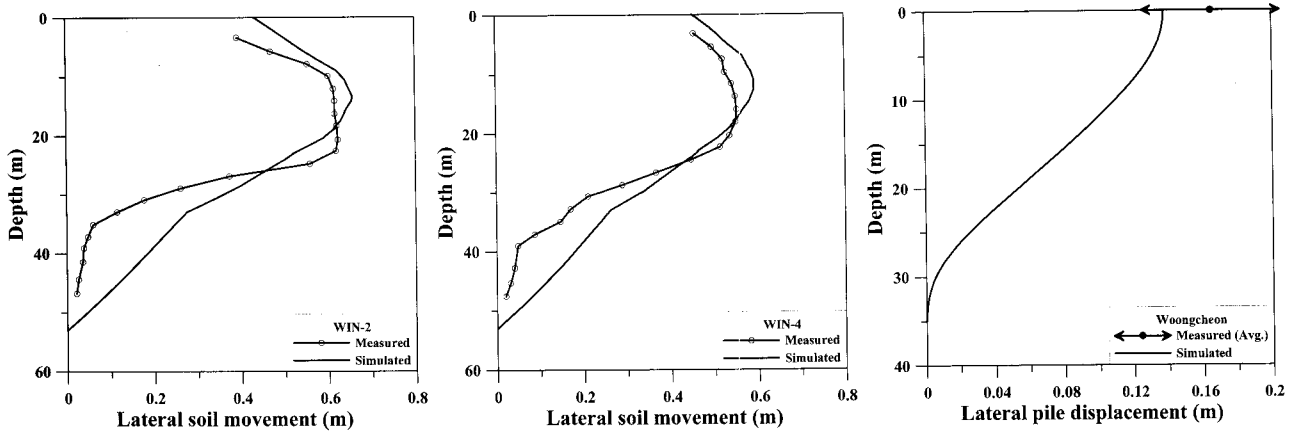
Material	$\gamma_t, \gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	k (m/day)	E (kPa)	$\nu$	c (kPa)	$\phi$ (deg.)
Dredged soil	14.5	1.0E-03	3000	0.3	2	15
Filter stone	18, 20	10	5.0E+04	0.3	0.5	35
QRR	18, 20	10	5.0E+04	0.3	20	35
SCP	18, 20	1	1.4E+04	0.35	0.5	33
Upper clay	15.5	2.37E-05	1060	0.3	5	21
Lower clay	16.5	5.13E-05	1160	0.3	5	21
Sand	18, 20	1	2.0E+04	0.35	0.5	35
Material	EA (kN/m)		EI (kN·m <sup>2</sup> /m)		$\nu$	
Pile	1.104E+06		1.553E+05		0.2	
Pile cap	1.914E+07		1.436E+07		0.15	

대구경 현장타설말뚝을 시공하였다. 본 유한요소해석에서는 기존 실시설계 보고서(해양수산부, 1997)와 인접 매립지 검토보고서(한국지반공학회, 2004)를 바탕으로 재료물성치를 표 4와 같이 결정하였으며, 인접 매립시공까지 모사한 다음 말뚝두부의 수평변위를 평균 측정값과 비교한 결과, 그림 5(b)에서와 같이 유사한 해석결과를 보였다. 이 상에서 살펴본 바와 같이, 본 연구에서 적용한 대변형 압밀연계 유한요소해석 기법이 축방유동 해상말뚝기초의 거동을 비교적 합리적으로 예측하는 것으로 나타났다.

### 3. 매개변수연구

#### 3.1 개요

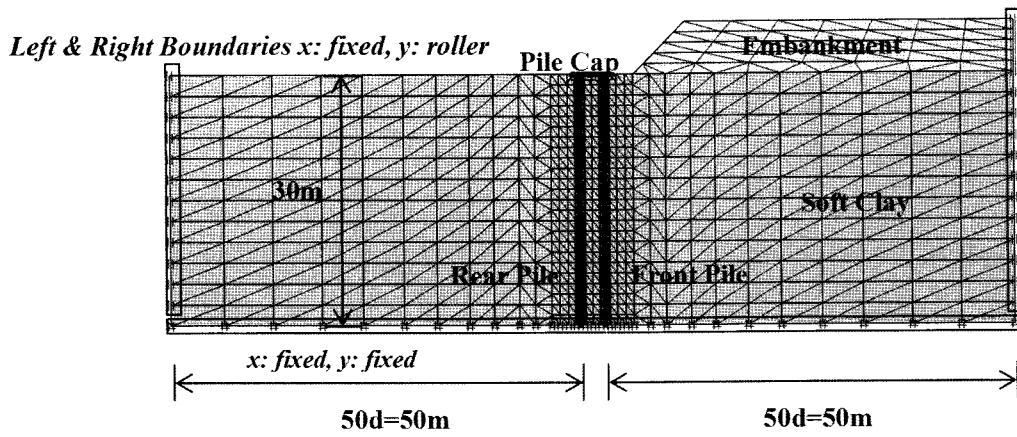
본 연구에서는 앞서 기술한 대변형 압밀연계 유한요소해석 기법을 이용하여 축방유동 해상말뚝기초의 거동 특성을 매개변수연구로 살펴보았다. 본 매개변수연구에서는 축방유동 말뚝기초에 가장 중요한 영향을 미치는 매개변수로서 그림 6과 표 5에 제시한 바와 같이 지층조건



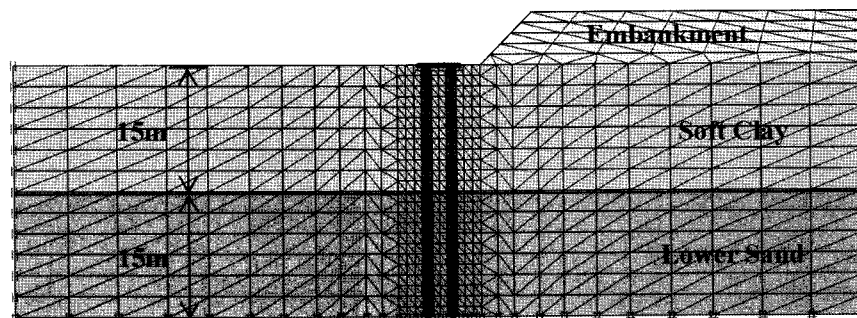
(a) 부산신항 서방파제

(b) 부산신항 웅천대교

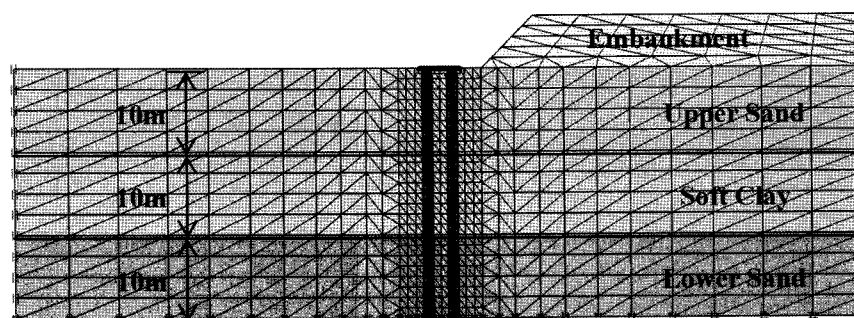
그림 5. 현장검증사례 해석결과(최종시공단계)



(a) 연약한 점성토 지반



(b) 점성토-사질토 지반



(c) 사질토-점성토-사질토 지반

그림 6. 매개변수해석 지층조건

표 5. 매개변수해석 종류

Soil profile	Pile head condition	$q/c_u$	Case
연약한 점성토 지반	Unrotated	2, 5	CU2, CU5
	Hinged	2, 5	CH2, CH5
점성토-사질토 지반	Unrotated	2, 5	CSU2, CSU5
	Hinged	2, 5	CSH2, CSH5
사질토-점성토-사질토 지반	Unrotated	2, 5	SCU2, SCU5
	Hinged	2, 5	SCH2, SCH5

(연약한 점성토 지반, 점성토-사질토 지반, 사질토-점성토-사질토 지반), 말뚝두부의 경계조건(Unrotated, Hinged), 성토하중 크기( $q/c_u = 2, 5$ ), 연약지반의 평균압밀도 네 가지로 결정하였다.

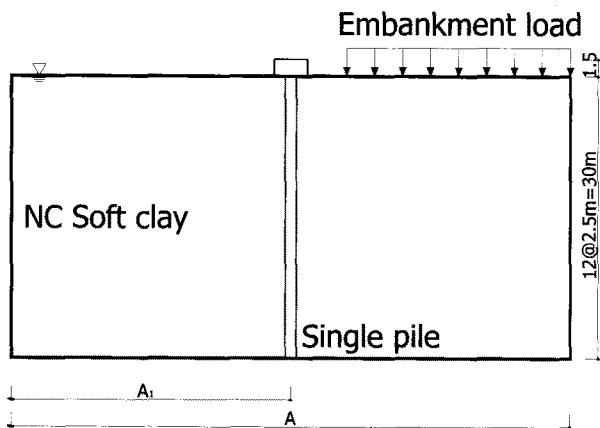
### 3.2 유한요소망의 최적화

유한요소해석에 있어 최적의 유한요소망은 지반-구조물 상호작용 문제에 있어 상당히 중요한 영향을 미친다(Potts and Zdravkovic, 1999). 깊은 기초인 말뚝 구조물의 경우, 유한요소망은 수평하중형태(주동말뚝, 수동말뚝)와 말뚝종류 및 제원(말뚝길이, 말뚝강성, 말뚝경계조건)에 주로 의존한다. 상재하중이나 성토하중을 모델링하는 경우에는 유한요소망의 영역이 지반내에서 발생하는 응력증가범위를 포괄할 수 있어야 한다. 이에 본 연구대상인 측방유동 말뚝기초 모델링에서는 최적의 유한요소망을 설정하기 위하여 메쉬의 외부경계범위를 변화시켜 가면서 일련의 시험해석을 수행하였다. 그림 7(a)는 본 시험해석 대상인 성토하중을 받는 단독말뚝과 시험해석 종류를 나타낸 것이다. 그 결과, 그림 7(b)에 나타낸 바와 같이 외부경계범위가 말뚝지름의

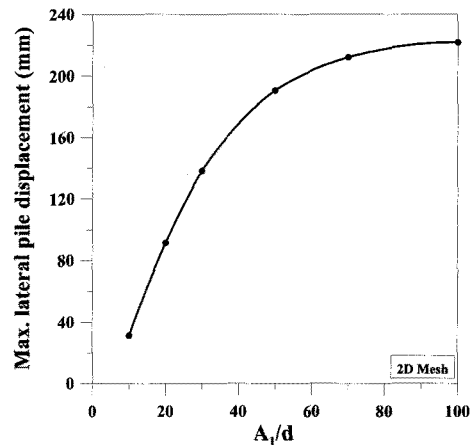
50배 이상인 경우( $A_1/d \geq 50$ ), 말뚝의 최대수평변위가 일정하게 수렴하는 것을 확인하였다. 본 수치해석 연구에서는 이를 기준으로 해석메쉬의 외부경계범위를 말뚝중심에서 말뚝지름의 50배로 설정하였으며, 이는 Azizi(2000)가 수평하중을 받는 단독말뚝에 대하여 제시한 외부경계범위(말뚝지름의 50배)와 일치하고 Randolph(1977)가 말뚝해석시 메쉬의 영향범위( $r_m = 2.5L(1-\nu') = 2.5 \times 30 \times (1-0.3) = 52.5m = 52.5d$ )와도 유사하다.

### 3.3 유한요소모델링 및 재료물성치

본 매개변수연구에서는 앞서 검토한 유한요소망의 최적경계범위를 기준으로 하여 그림 6과 같이 모델링하였다. 여기서, 지반은 6절점 삼각형 요소로, 말뚝은 Beam 요소로, 말뚝과 지반의 경계면은 앞서 설명한 Coulomb의 파괴기준을 따르는 경계요소로 구성하였다. 그리고 본 논문에서는 부산신항 부지에 위치하고 있는 평균 심도 30m의 정규압밀상태인 점성토 지반을 국내 대표 해상연약지반으로 선정하였으며 기존 설계 및 검토자료(해양수산부, 1997; 한국지반공학회, 2004)를 바탕으로 하여 해석에 필요한 재료물성치를 표 6과 같이 적용하



(a) 시험해석 개요도



(b) 시험해석 결과

그림 7. 시험해석 개요도 및 해석결과



였다. 여기서, 연약한 점성토 지반은 삼축압축시험결과로부터 배수상태의 재료물성치로 선정하였고, 말뚝 구조물은 1.0m 대구경 현장타설말뚝을 말뚝중심간격이 말뚝지름의 3배인 2열 군말뚝으로 구성하였으며 말뚝 시공영향은 모델링의 간편화를 위해 영향이 없는 것으로 가정하였다. 그리고 초기응력상태는 정규압밀상태의 점성토 지반을 모사하기 위해서 Jaky(1944)의 공식 식 (6)에 의한 정지토압계수로 모사하였다.

$$K_0^{nc} = 1 - \sin \phi' \quad (6)$$

### 3.4 매개변수해석 결과 및 분석

대변형 압밀연계 유한요소해석 기법에 의하여 측방 유동 해상말뚝기초에 대한 매개변수연구로 수행된 해석결과를 그림 8에 요약·정리하였다. 지층조건에 따른 말뚝의 수평변위 분포양상(그림 8(a))을 살펴보면, 점성토-사질토 지반과 사질토-점성토-사질토 지반인 경우가

표 6. 매개변수연구를 위한 유한요소해석 재료물성치

Material	$\gamma_t, \gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	k (m/day)	E (kPa)	$\nu$	c (kPa)	$\phi$ (deg.)
Soft clay	16.5, 16.5	3.50E-05	2000	0.3	15	22
Upper sand	18.5, 20.0	1	3000	0.3	0.2	30
Lower sand	18.5, 20.0	1	2.5E+04	0.3	0.2	35
Embankment	20.0, 20.0	1	2.5E+04	0.3	15	25
Material	(kN/m <sup>3</sup> )	d, L (m)	E (kPa)	I (m <sup>4</sup> )	A (m <sup>2</sup> )	$\nu$
Pile	25	1.0, 30	8.25E+07	4.91E-02	7.85E-01	0.2
Material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )			E (kPa)	$\nu$	
Pile cap	25			2.32E+07	0.15	

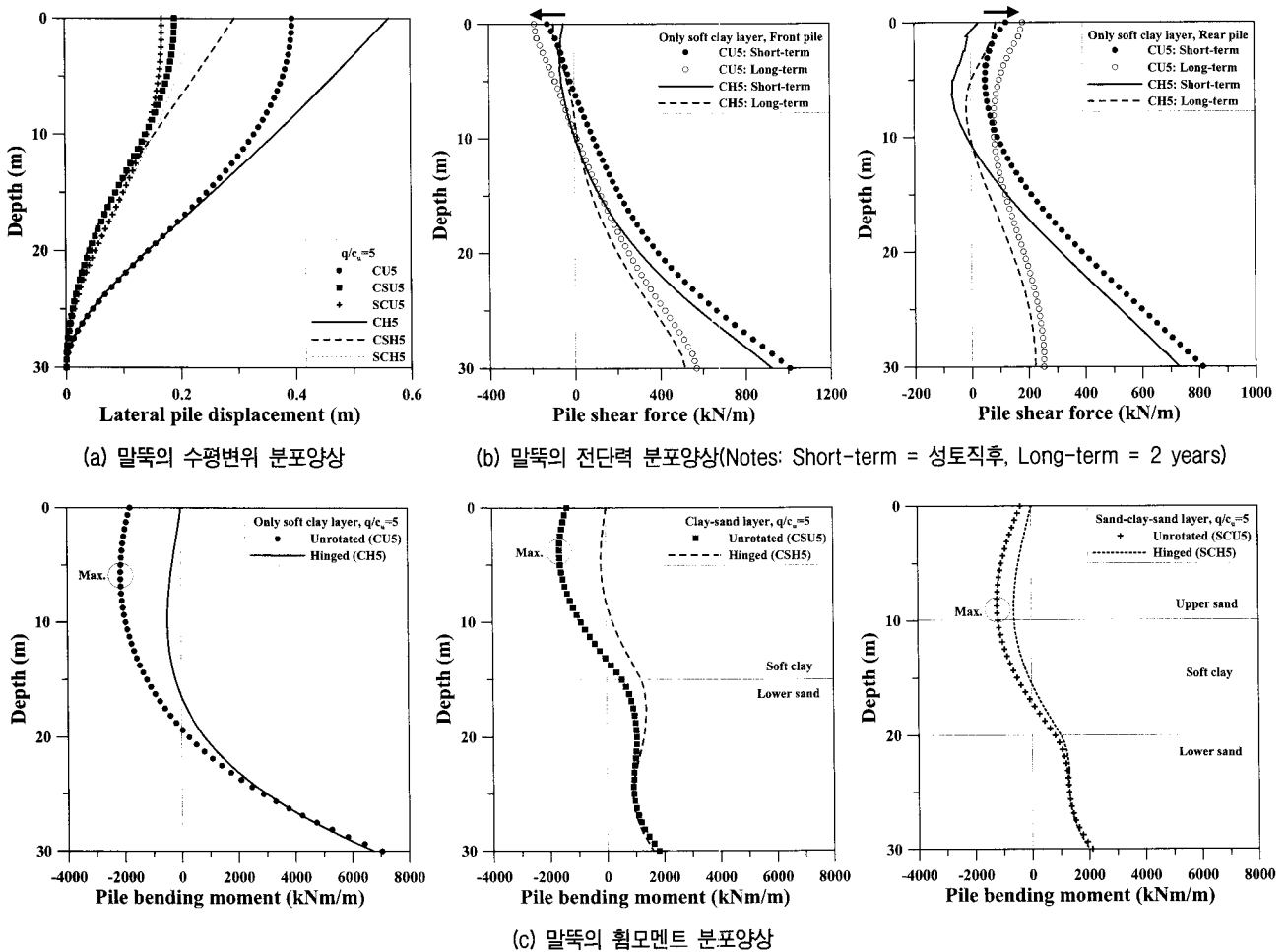


그림 8. 매개변수연구의 해석결과

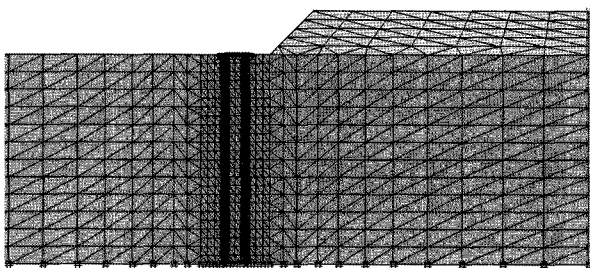
연약한 점성토 지반인 경우보다 말뚝의 수평변위가 약 48%, 52%씩 감소되었으며, 이로부터 지층조건에 따른 점성토 지반내 축방유동압과 사질토 지반내 저항력의 차이를 확인할 수 있다. 말뚝두부의 경계조건에 따른 말뚝거동을 살펴보면, 말뚝두부가 회전구속(Unrotated)인 경우가 힌지(Hinged)인 경우보다 수평변위는 작게 나타났고 전단력은 크게 발생하였다. 그리고 말뚝에서 발생되는 전단력의 분포양상(그림 8(b))을 살펴보면, 말뚝캡이 연약한 점성토 지반과 접하고 있는 경우에는 말뚝두부에서 시간경과에 따른 전단력 증가 현상이 나타났다. 이는 연약한 점성토 지반과 말뚝캡의 경계면에서 지반변위에 의한 하중의 전이(Shear transfer)가 시간경과에 따라 발생한 것이다. 또한 그림 8(c)에서 보는 바와 같이 연약한 점성토 지반과 점성토-사질토 지반인 경우에는 지표면 아래 7m, 4m 위치(즉, 연약한 점성토 지반 내)에서, 사질토-점성토-사질토 지반인 경우에는 상부 사질토와 점성토의 경계부에서 최대 휨모멘트가 발생하는 것을 알 수 있다.

#### 4. 축방유동압 특성에 관한 수치해석적 연구

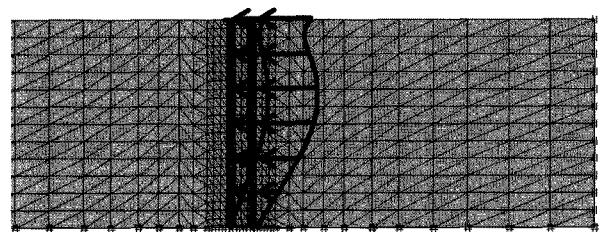
본 연구에서는 앞서 수행한 매개변수연구 해석결과를 근거로 하여 대변형 압밀연계 유한요소해석 기법을 이용하여 축방유동압 특성 즉, 축방유동압의 크기와 분포형태를 살펴보았다. 이를 위해 본 연구에서는 축방유동압의 분포형태가 축방유동압에 의한 지반반력분포와 동일하고 동시에 이는 말뚝-지반의 상대변위 분포형태와 동일하다고 가정하였다. 그리고 축방유동압을 말뚝-지반의 상대변위 형태의 분포하중으로 직접 말뚝에 재하시킨 경우(그림 9)의 해석결과를 매개변수연구에서 실제 성토지반을 모델링한 경우의 해석결과와 상호비교하여 실제 모델링의 거동양상을 비교적 양호하게 접

근하는 축방유동압의 크기를 최적값으로 결정하였다. 여기서, 축방유동압의 크기는 성토하중 크기에 대한 비( $\alpha$ )로 나타내었다.

본 절에서는 앞서 설명한 축방유동압 특성에 대한 수치해석적 검토의 일련과정을 구체적으로 기술하기 위하여 매개변수연구에서 수행한 CU5 해석을 대표적으로 선정하였다. 1단계에서는 매개변수연구에서 수행한 실제 성토지반 모델링에서 말뚝-지반의 상대변위 분포를 그림 10(a)와 같이 구한다. 그리고 2단계에서는 그림 10(b)에 나타난 바와 같이 1단계에서 구한 말뚝-지반의 상대변위 분포를 말뚝-지반 상대변위의 최대값을 기준으로 정규화시켜 말뚝-지반 상대변위 정규분포를 구성한다. 그 다음 3단계에서는 축방유동압의 분포형태가 말뚝-지반의 상대변위 분포와 동일하다고 앞서 제시한 가정을 바탕으로, 말뚝-지반의 상대변위 정규값에 성토하중 값을 곱하게 되면 정규화된 축방유동압 분포를 그림 10(c)와 같이 결정할 수 있다. 그림 10(c)에 나타난 축방유동압 정규분포는 축방유동압의 최대값이 성토하중 값과 동일하게 작용하는 경우( $\alpha = 1$ )를 나타낸 것이다. 다음 4단계에서는 2열 균말뚝의 전열말뚝과 후열말뚝에 대하여 각 축방유동압 정규분포의  $\alpha$  값을 0.1 단위 값만큼 감소시켜 가면서 수치해석하였고, 이로부터 산정된 말뚝의 휨모멘트 분포를 실제 성토지반을 모델링한 경우의 해석결과와 그림 10(d)와 같이 비교하였다. 4단계의 반복작업을 통하여 실제 모델링 해석결과에 가장 잘 접근하는 축방유동압의 크기를 그림 10(e)와 같이 찾아내고 이를 최적값으로 결정하였다. 이상의 일련의 수치해석적 검토를 본 연구에서 수행한 매개변수연구 해석결과를 바탕으로 지층조건, 말뚝두부 경계조건, 시간경과에 따른 평균압밀도에 따라 살펴본 결과, 표 7과 같이 축방유동압의 최적크기를 산정할 수 있었다. 그리고 말뚝-지반의 상대변위 분포형태로 나타낸 축방유동



(a) 실제 성토지반 모델링(매개변수연구)



(b) 축방유동압을 분포하중으로 모델링

그림 9. 축방유동압 특성 연구를 위한 유한요소모델링

압의 분포형태를 설계시 보수적으로 평가할 수 있는 분포형태로 검토하여 표 7에 함께 표시하였다.

이상의 수치해석적 검토결과를 정리하면, 축방유동압의 크기는 시간경과에 따른 평균압밀도(비배수: 성토 직후, 배수: 95%이상 압밀)와 균말뚝 제원(2열,  $s = 3d$ )을 고려한 매개변수  $\alpha$  값과 성토하중의 크기  $\gamma H$  값으로 표현할 수 있다. 그리고 말뚝갯이 위치한 지층 상부에 사질토 지반이 존재하지 않을 경우, 설계시 보수적으로

평가할 수 있는 축방유동압의 분포형태는 말뚝두부조건이 회전구속(Unrotated)인 경우 사다리꼴 분포형태(긴변: 점성토 지반 두께, 짧은변: 점성토 지반 두께 / 2)로, 말뚝두부조건이 힌지(Hinged)인 경우 삼각형 분포형태로 나타났다. 그러나 연약지반 상부에 사질토 지반이 존재하는 경우에는 말뚝두부의 경계조건과 무관하게 사다리꼴 분포형태(긴변: 점성토 지반 두께, 짧은변: 점성토 지반 두께 / 2)를 보이는 것으로 검토되었다.

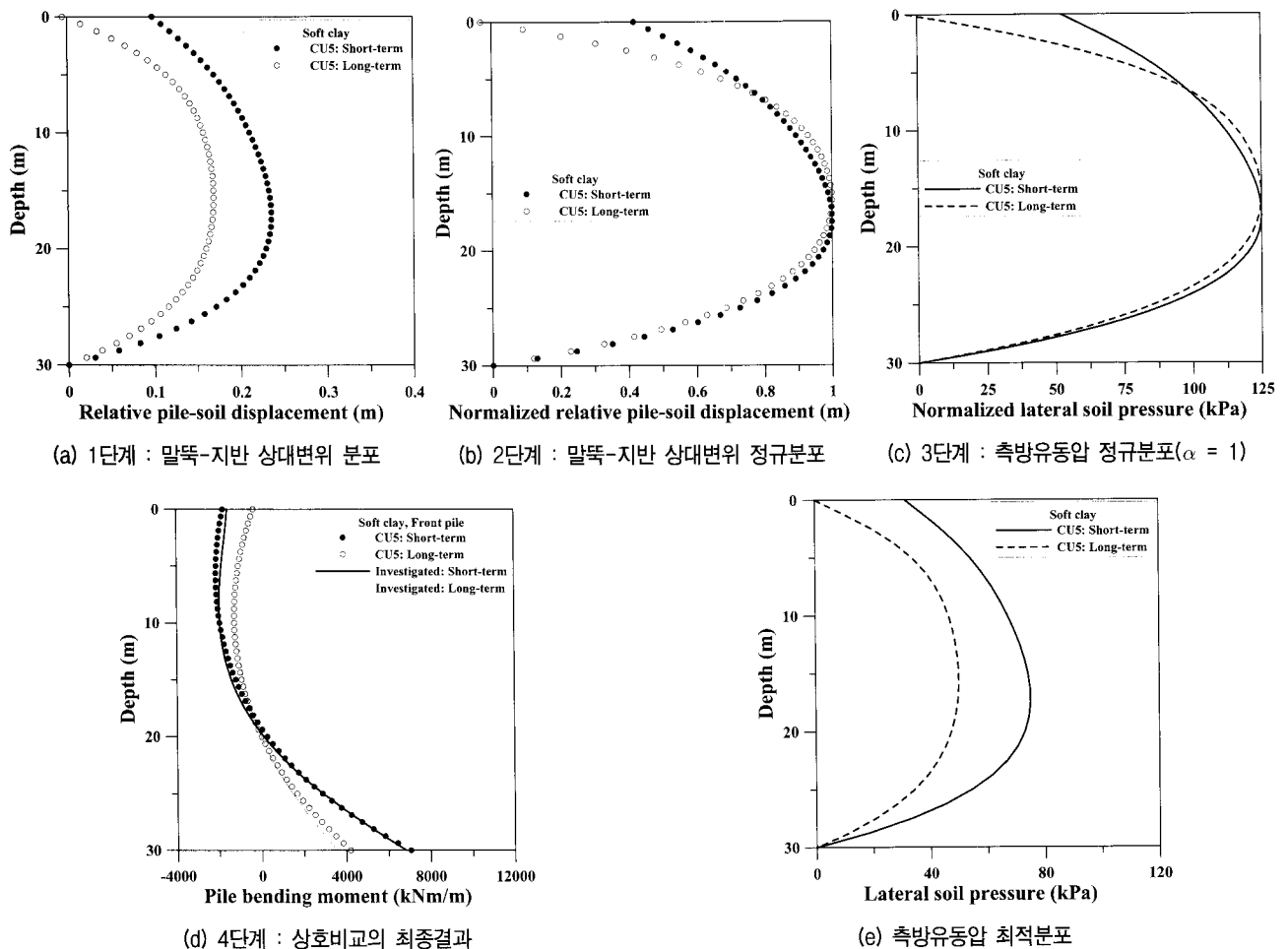


그림 10. CU5 대표해석에 대한 축방유동압 특성 분석과정

표 7. 지층조건과 말뚝두부조건에 따른 축방유동압 특성에 대한 최종분석결과

지층조건	말뚝 두부조건	축방유동압 보수적 분포형태	축방유동압 최적크기 ( $\alpha$ )			
			비배수 (성토직후)		배수 (95%이상 압밀)	
			전열말뚝	후열말뚝	전열말뚝	후열말뚝
연약한 점성토	Unrotated	사다리꼴	0.6	0.5	0.4	0.2
	Hinged	삼각형	0.7	0.6	0.5	0.2
점성토-사질토	Unrotated	사다리꼴	0.5	0.4	0.3	0.1
	Hinged	삼각형	0.5	0.5	0.3	0.2
사질토-점성토-사질토	Unrotated	사다리꼴	0.6	0.5	0.5	0.2
	Hinged					

## 5. 결론 및 제안

본 연구에서는 대변형 압밀연계 유한요소해석기법을 바탕으로 배수조건(비배수: 단기, 배수: 장기)에 따른 측방유동 해상말뚝기초의 거동특성을 분석하고, 말뚝-지반 상호작용을 고려한 측방유동압의 특성(즉, 크기와 분포형태)을 수치해석적 관점에 검토하였다. 이상의 연구 결과로부터 얻어진 결론 및 제안은 다음과 같다.

- (1) 본 연구에서는 원심모형실험결과와 현장측정사례를 바탕으로 하여 수치해석의 타당성 검증을 수행하였고, 이로부터 대변형 압밀연계 유한요소해석기법이 측방유동 해상말뚝기초의 거동을 예측에 합리적인 것으로 확인하였다.
- (2) 본 연구에서 실시한 매개변수연구 해석결과에 의하면, 말뚝캡이 연약한 점성토 지반과 접하고 있는 경우 시간경과에 따른 하중전이현상으로 인하여 말뚝두부의 전단력이 증가하는 것으로 나타났다. 그리고 지층조건 변화에 따른 영향은 점성토와 사질토의 다층지반인 경우가 점성토 단층지반인 경우보다 말뚝 수평변위가 약 48~52% 감소되었다.
- (3) 매개변수연구 해석결과를 바탕으로 실시된 측방유동압 특성에 대한 수치해석적 검토결과, 측방유동압의 분포형태는 말뚝-지반의 상대변위 분포형태와 밀접한 관련성이 있으며, 측방유동압의 크기는 시간경과에 따른 평균압밀도(비배수: 성토직후, 배수: 95%이상 압밀)와 해상말뚝기초의 제원(2열,  $s = 3d$ )을 고려한 매개변수  $\alpha$ 값과 성토하중의 크기  $\gamma H$ 값으로 표현할 수 있다. 그리고 말뚝캡이 연약한 점성토와 접하고 있는 경우, 설계시 보수적인 측방유동압의 분포형태는 말뚝두부조건이 회전구속(Unrotated)인 경우 사다리꼴 분포형태로, 말뚝두부조건이 힌지(Hinged)인 경우 삼각형 분포형태로 나타났다. 이에 반해 연약지반 상부에 사질토 지반이 존재하는 경우에는 말뚝두부조건과 무관하게 사다리꼴 분포형태로 나타났다.

## 참고 문헌

1. 한국지반공학학회 (2004), 부산신항 호안 2공구 준설토 투기에 따른 호안 안정성 검토 연구보고서, (주)삼성물산 건설부문.
2. 해양수산부 (1997), 부산 신항만 준설토 투기장 호안등 실시설계 보고서(지반조사편, 웅천대학교 건설공사 편).

3. 日本建設省土木研究所 (1982), 橋台の側方移動に關する研究, 土木研究所資料 第1804號.
4. 日本道路公團 高速道路調査會 (1981), 軟弱地盤上の橋台移動に關する調査研究報告書.
5. Azizi, F. (2000), Applied analyses in geotechnics. Taylor & Francis, New York.
6. Bathe, K.-J. (1996), Finite element procedures. Prentice-Hall International, Inc., New Jersey.
7. Biot, M. A. (1956), "General solutions of the equations of elasticity and consolidation for porous material", *Journal of Applied mechanics*, Vol. 23(2).
8. Begemann, H. K. S. and De Leeuw, E. H. (1972), "Horizontal earth pressures on foundation piles as a result of nearby soil fills", *Proc. of the 5th Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Engrg.*, Madrid, Spain, Vol.1, pp.3-9.
9. Bransby, M. F. (1995), Piled foundations adjacent to surcharge loads, Ph.D. dissertation, University of Cambridge.
10. Brinkgreve, R. B. J., Broere, W., and Waterman, D. (2004), PLAXIS 2D - Version 8. Professional Version, PLAXIS B.V., Netherlands.
11. De Beer, E. E. and Wallays, M. (1972), "Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the piles", *Proc. of the 5th Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Engrg.*, Madrid, Spain, Vol.1, pp.325-332.
12. Ellis, E. A. and Springman, S. M. (2001), "Full-height piled bridge abutments constructed on soft clay", *Geotechnique*, Vol.51(1), pp. 3-14.
13. Jaky, J. (1944), "The coefficient of earth pressure at rest", *J. of the Union of Hungarian Engineers and Architects*, pp.355-358.
14. Jeong, S., Seo, D., Lee, J., and Park, J. (2004), "Time-dependent behavior of pile groups by staged construction of an adjacent embankment on soft clay", *Can. Geotech. J.*, Vol.41(4), pp.644-656.
15. Kim, S. K. and Im, J. C. (2003), "Failure of the west breakwater of the Busan new port: lessons to learn", *Proc. of Korea-Japan Joint Workshop on Characterization of Thick Clay Deposits, Reclamation and Port Construction*, pp.139-154.
16. Potts, D. M. and Zdravkovic, L. (2001), Finite element analysis in geotechnical engineering: Application. Thomas Telford, London.
17. Randolph, M. F. (1977), A theoretical study of the performance of piles. Ph.D. dissertation, University of Cambridge.
18. Randolph, M. F. (1981), "The response of flexible piles to lateral loading", *Geotechnique*, London, England, Vol.31(2), pp.247-259.
19. Seo, D. H. (2006), Time-dependent behavior of pile groups on soft clay underlying approach embankment, Ph.D. dissertation, Yonsei University.
20. Springman, S. M. (1989), Lateral loading of piles due to simulated embankment construction. Ph.D. dissertation, University of Cambridge.
21. Stewart, D. P. (1992), Lateral loading of piled bridge abutments due to embankment construction. Ph.D. dissertation, University of Western Australia.
22. 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(2), pp.277-296.
23. Tschebotarioff, G. P. (1973), Foundations, Retaining and Earth Structures. McGraw-Hill, New York, 2nd Ed., pp.365-414.

(접수일자 2008. 7. 25, 심사완료일 2008. 8. 22)