

대심도 연약지반상 마찰말뚝의 주변하중전이 거동 분석

Shear Load Transfer Characteristics of Friction Piles in Deep Soft Clay

문 준 식¹ Moon, Joon-Shik

백 진 열² Paek, Jin-Yeol

정 상 섭³ Jeong, Sang-Seom

고 준 영⁴ Ko, Jun-Young

Abstract

The shear load distribution and deformation of offshore friction piles are investigated using experimental tests and a numerical analysis. Special attention is given to the soil-pile interaction of axially loaded pile. A framework for determining the f-w curve is proposed based on both theoretical analysis and experimental load test data base. A numerical analysis that takes into account the proposed f-w curves was performed for major parameters on pile-soil interaction such as the pile diameter, the pile length, and the soil condition. Based on the analysis, it is shown that the proposed f-w method is capable of predicting the behavior of a friction pile in deep soft clay. Through comparisons with case histories and finite element results, it is found that the proposed f-w curves are more appropriate and realistic in representing the pile-soil interaction of axially loaded piles in deep soft clay than that of existing f-w method.

요 지

일반적으로 연직하중을 받는 말뚝의 주변하중전이 거동 및 변형해석을 위해 f-w 하중전이 해석법이 널리 사용되고 있다. 본 연구에서는 국내 지반조건에 적합한 대심도 마찰말뚝의 주변하중전이 해석을 고찰하였으며, 여러 현장재하시험 자료와 3차원 유한요소해석 및 이론적인 방법 통해 말뚝의 실제 거동에 보다 부합되도록 대심도 마찰말뚝의 f-w곡선을 제안하였다. 제안된 하중전이함수법의 타당성을 검증하기 위하여 현장재하시험 사례와의 비교분석을 수행하였고, 그 결과, 제안된 해석방법은 기존 f-w곡선에 비해 대심도 마찰말뚝의 거동 및 변형 특성을 적절히 예측함을 알 수 있었다. 또한 대심도 마찰 말뚝-지반의 상호작용을 정량적으로 평가하기 위하여 주변하중전이거동에 영향을 주는 인자들을 통한 매개변수 연구를 추가로 수행하였다.

Keywords : Deep soft clay, f-w curve, Finite element, Shear load, Friction pile, Load test data base

1. 서 론

최근 국내 건설시장 포화로 인해 국내 건설사들의 베트남이나 태국, 인도네시아와 같은 동남아시아로의 진출이 증가하고 있다. 이러한 동남아시아 건설 지역의

대부분은 연약지반층이 두껍고 암반이 매우 깊은 심도에 위치하고 있기 때문에 말뚝 지지력 대부분을 말뚝 선단이 아닌 주변에서 발생하도록 하는 마찰말뚝에 대한 설계가 많이 이루어 지고 있는 실정이다. 따라서, 기존에 많이 수행되어졌던 암반지지 말뚝 설계가 아닌

1 정회원, 삼성물산 건설부문 토목기술실 차장 (Member, Manager, Samsung C&T Engineering & Construction Group)

2 정회원, 연세대학교 대학원 석사과정 (Member, Graduate Student, Department of Civil and Environmental Engineering, Yonsei University)

3 정회원, 연세대학교 사회환경시스템공학부 교수 (Member, Professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Yonsei University, soj9081@yonsei.ac.kr, 교신저자)

4 정회원, 연세대학교 대학원 박사과정 (Member, Graduate Student, Department of Civil and Environmental Engineering, Yonsei University)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

보다 합리적인 주면마찰력과 말뚝의 침하량을 고려하는 마찰말뚝의 설계가 이루어 져야 한다.

연직하중을 받는 말뚝기초의 해석 방법은 수십년에 걸쳐 여러 방법들이 제안되었으며, 크게 3가지로 나눌 수 있다. (1) 하중전이합수법(Coyle and Reese, 1966; Matlock et al, 1981; Seol et al, 2009; 조후연 등, 2009), (2) 탄성법(Mindlin, 1936; Polulos and Davis, 1968; Randolph and Wroth, 1978), (3) 유한요소법(Jeong et al. 2004; Bui et al., 2005; Kong et al., 2006). 최근 연구결과(Seol et al., 2009; Kim et al., 2011)에 의해 보고된 바에 의하면, (2)는 지반을 탄성체로 가정하고 있으며 (3)은 지반의 비선형성을 고려할 수 있지만 mesh와 지반물성에 따라 해석결과가 크게 달라질 수 있고 이에 따른 모델링과 해석에 필요한 시간이 많이 소비되는 단점이 있다. 이에 반하여 하중전이 합수법(load-transfer method, f-w와 q-w 곡선법)은 지반의 비선형거동을 고려할 수 있고 해석이 간편하여 상대적으로 연약지반 상에 시공되고 큰 침하량이 발생하는 대심도 마찰말뚝기초의 해석기법으로 적절하다고 할 수 있다.

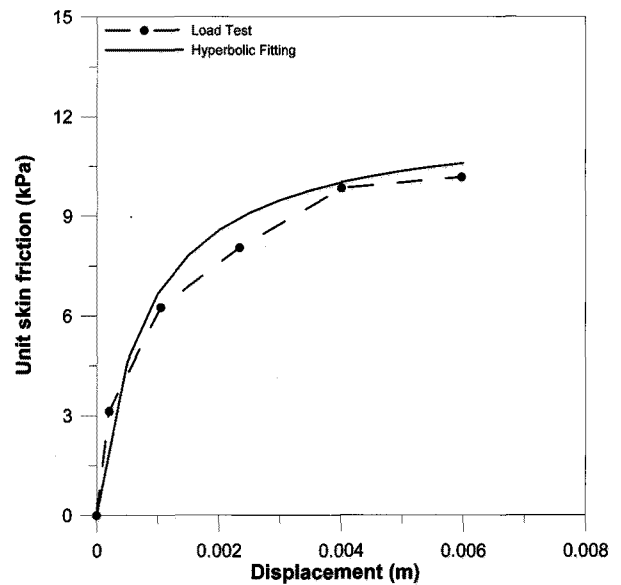
통상적으로 국내 연약지반 연직재하말뚝 설계에 많이 사용되고있는 주면하중전이해석법(f-w곡선법)은 길이 방향으로 구분된 말뚝의 각 요소에서의 주면마찰력과 각 말뚝요소의 변위와의 함수관계 즉, 하중전이합수를 이용하여 해석하는 방법으로서, Seed와 Reese(1957)에 의해 처음으로 제안된 후, 여러 연구자에 의해 현재의 해석적 방법으로 발전되었다. 하중전이법에서는 지반을 탄소성 스프링으로 이상화하며, 말뚝의 각 요소는 서로 탄성스프링에 의해 연결된 것으로 간주하여 해석한다. 이러한 하중전이법은 해석이 간단하고 말뚝과 지반 사이의 상대변위 발생에 대한 적절한 모사가 가능하다는 장점으로 인해 말뚝의 비선형 거동 검토 시 가장 많이 사용되고 있으나, 지반을 여러 개의 독립된 탄소성 스프링으로 이상화 함으로써 말뚝-지반의 상호작용 즉, 지반의 연속성을 고려하지 못하는 단점이 있다(조성한, 1997; Kim and Jeong 등, 1999; 설훈일 등, 2007). 또한 기존 제안된 하중전이합수 대부분이 암반에 근입된 소구경 현장재하시험을 바탕으로 산정된 결과이므로 대심도 마찰말뚝에 적용 시 그 신뢰성을 확인하는 과정이 반드시 필요하며 특히, 선단지지말뚝보다 큰 침하량이 발생할 수 있으므로 초기기울기(K_{IL}) 및 극한지지력(f_{max})산정에 관한 기준정립이 요구된다.

이에 본 연구에서는 암반에 근입되지 않은, 마찰말뚝의 개념에 맞는 f-w곡선을 초기기울기(K_{IL})와 극한지지

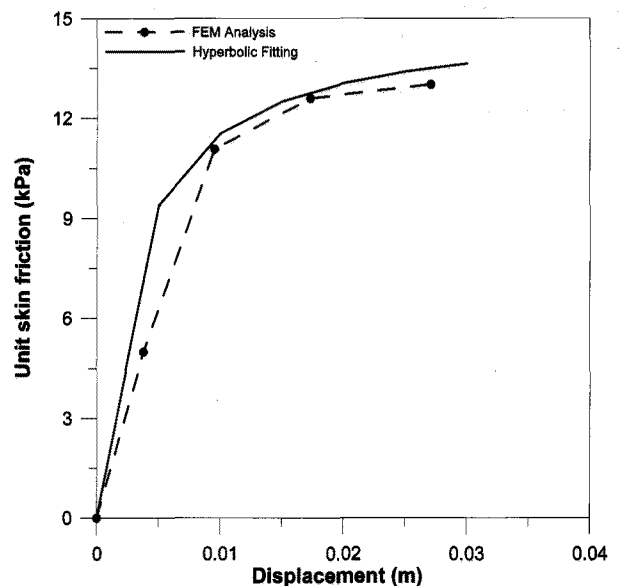
력(f_{max})으로 이루어진 쌍곡선 형태로 제안하였다. 보다 정밀한 마찰말뚝의 거동을 모사하기 위해 3차원 유한요소해석을 수행하였으며, 재하시험결과를 바탕으로 현장 데이터베이스를 구축하여 기존 f-w곡선과의 검증을 수행하였다. 또한 대심도 마찰 말뚝-지반의 상호작용을 정량적으로 평가하기 위하여 주면하중전이거동에 영향을 주는 인자들을 통한 매개변수 연구를 추가로 수행하였다.

2. 연약지반상 f-w 곡선 산정

일반적으로 연직하중을 받는 말뚝의 f-w 곡선의 형



(a) 현장재하시험과 쌍곡선형태 비교



(b) 수치해석과 쌍곡선형태 비교

그림 1. f-w 곡선의 기본 함수 선정

때는 쌍곡선, bi-linear 또는 지수함수 등의 형태를 가진다. 말뚝기초의 하중전이평가를 위해서는 현장재하시험 결과나 말뚝-지반의 상호작용을 고려한 유한요소 해석법 등을 통한 결과를 이용할 수 있다. 본 연구에서도 현장재하시험 자료 및 유한요소 해석을 수행하여 얻은 주면저항력 분포(그림 1)를 바탕으로 여러 수학적인 함수 형태를 분석한 결과, 쌍곡선 함수가 산정되어진 주면저항력 분포에 가장 잘 부합하여 f-w 곡선의 기본식으로 선정하게 되었다. 쌍곡선 f-w 곡선의 기본 식은 다음과 같다.

$$f = \frac{w(z)}{\frac{1}{K_{Lz}} + \frac{w(z)}{f_{\max}(z)}} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (1)$$

여기서, f_{\max} 는 최대단위주면마찰력이고, K_{Lz} 는 주면하중전이함수의 초기 접선 기울기로서 일반적인 쌍곡선 f-w 곡선은 K_{Lz} 와 f_{\max} 값에 의해 그 크기 및 형태가 결정되므로 본 연구에서는 지반의 연속성 및 국내 마찰말뚝 지지 특성을 고려한 f-w 곡선을 제안하기 위하여 현장 재하시험 결과와 유한요소 해석 결과를 통한 회귀 분석 및 이론적인 해법을 바탕으로 이 두 값을 결정하였다.

2.1 국내 주면지지 말뚝의 현장재하시험 Database

본 연구에 활용된 말뚝재하시험 사례는 표 1에 정리한 것과 같이, 인천(1999), 목포(임종석 등, 2009; 박종희, 2010), 부산(김정환 등, 2007) 지역에서 수행된 18본의 재하시험 결과를 선별하여 사용하였다. 주면 지반은 대부분 국내 연약지반 지역의 대표적으로 분포하는 실트질 점토 및 실트질 모래이며, 시험말뚝은 직경 0.406m-0.8m, 길이 23m-75m 정도인 마찰지지 말뚝이다.

말뚝 정재하시험 결과를 바탕으로 축하중 분포를 구한 후, 임의의 두 지점 사이의 하중차이를 주면적으로 나누어 단위 주면마찰력은 산정하였다. 이와 같은 작업을 매 재하단계마다 수행하여 시험 f-w 곡선을 작성하였으며, 이때 침하량 w는 말뚝두부의 침하량과 스트레인게이지 값으로부터 말뚝의 깊이별 변위를 합산하여 사용하였다.

2.2 유한요소 모델링 및 f-w 곡선 산정

본 연구에서는 연직하중을 받는 말뚝의 주면하중전이 거동 특성을 파악하기 위해 현장재하시험 결과외에 추가적으로 3차원 유한요소 해석을 실시하였다. 유한요

표 1. 현장데이터베이스

구분	Test Pile No.	Soil Type	Depth (m)	E_s (kPa)	γ_t (kN/m^3)	c_u (kPa)	ϕ ($^\circ$)	Diameter (m)*	Penetration Depth (m)	Rock Socketed
Sand	목포 TP1	Sand	16.1-18.5	17000	17.5	-	28	S(0.508)	24.3	X
	목포 TP2	Silty Sand	8.0-17.7	28000	17.5	-	30	S(0.609)	73.0	X
	목포 TP3	Silty Sand	30.0-49.0	50000	18.0	-	35	S(0.508)	60.0	X
	부산 TP1	Fill	0.0-8.0	15000	17.2	-	31.8	S(0.609)	74.0	X
	부산 TP2	Sand Gravel	66.9-74.0	69000	19.1	-	33	S(0.609)	74.0	X
	부산 TP3	Sand	0.0-14.0	28000	17.8	-	34	P(0.6)	35.0	X
	인천 TP1	Fill	4.6-8.6	11400	17.5	-	10	P(0.5)	16.0	O
	인천 TP2	Sedimentary	12.0-18.0	81600	19.0	-	30	P(0.5)	22.0	O
Clay	목포 TP4	Clay	33.2-66.9	20000	21.0	45	-	S(0.609)	73.0	X
	목포 TP5	Silty Clay	1.2-8.4	3500	16.8	21	-	S(0.406)	8.0	X
	목포 TP6	Clay	13.5-34.2	7500	17.0	25	-	S(0.609)	57.1	X
	목포 TP7	Clay	8.1-16.1	2300	17.0	15	-	S(0.508)	24.0	X
	부산 TP4	Silty Clay	15.6-38.2	2100	16.0	14	-	P(0.6)	56.4	X
	부산 TP5	Clay	23.0-42.2	12000	16.5	45	-	P(0.5)	45.0	X
	부산 TP6	Clay	34.2-44.6	15000	16.1	52	-	P(0.5)	45.0	X
	부산 TP7	Clay	14.0-33.0	17000	17.2	75	-	P(0.6)	35.0	X
	부산 TP8	Silty Clay	17.7-33.2	2900	18.0	15	-	S(0.609)	74.0	X
부산 TP9	Clay	33.2-66.9	8000	15.7	13	-	S(0.609)	74.0	X	

*P-PHC말뚝, S-강관말뚝

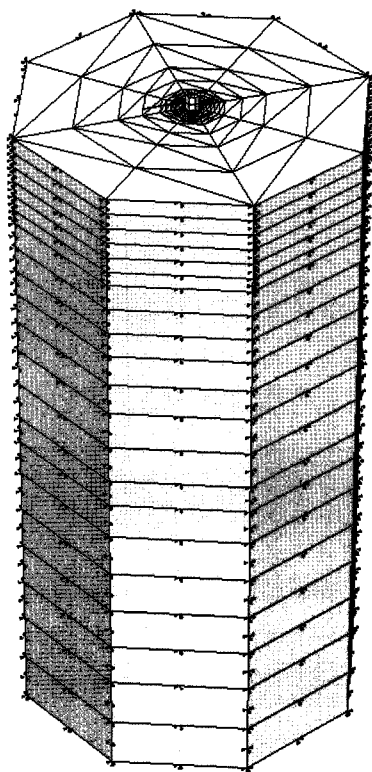
소 메쉬(mesh) 및 해석은 상용 유한요소 해석프로그램인 PLAXIS 3D Foundation(Ver. 2.1, 2008)을 사용하였다. 메쉬의 전체적인 크기는 말뚝의 거동이 경계면의 영향을 받지 않도록 하기 위하여, 넓이 방향은 말뚝 중심으로부터 말뚝 직경(D)의 11배(11D), 깊이 방향은 말뚝 선단부로부터 말뚝 길이(L)의 0.7배(0.7L)를 적용하였다(Wallace 등, 2002, Kim and Jeong, 2011). 해석에 적용된 요소(element)는 15개의 절점으로 구성된 썩기(wedge) 요소이며, 총 절점 수는 약 14,000개이다. 지반과 말뚝 부근에서는 두 재료간의 큰 강성차이 및 연직하중으로 인해 전단 변형이 예상되므로 조밀한 메쉬를 사용하였고, 말뚝으로부터 거리가 멀어질수록 메쉬의 밀도를 감소시켰다. 본 유한요소 해석에서 말뚝은 탄성모델(linear-elastic)을 적용하였으며, 지반은 Mohr-Coulomb모델을 사용하였다. 말뚝과 지반 사이의 경계면(interface)에는 기존 연구결과(Lee et al., 2010; Seol et al., 2009)를 바탕으로 PLAXIS에서 제공하는 접촉요소(contact element)를 사용하여 지반과 말뚝 사이의 미끄러짐(slip behavior)을 모델링 하였다. 그림 2는 해석에 적용된 단독말뚝의 모델링 및 메쉬의 구성을 나타낸다. 해석은 현장 정재하 시험과 동일하게 모델링하기 위하여 본 해석에서는 재료

의 자중을 고려한 초기 응력분포를 산정하였으며, 초기 단계(initial step)이후, 말뚝에 가해지는 연직하중은 말뚝 두부에 단계별 증가하중으로 모델링 하였다.

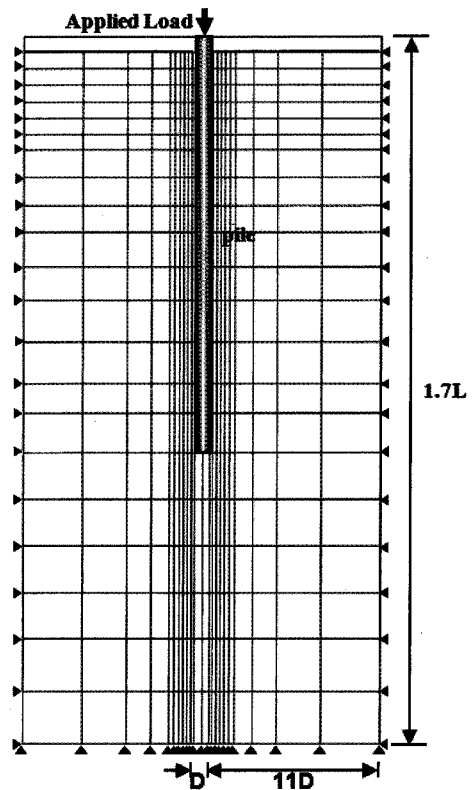
본 연구에서의 주면마찰력 산정은 Fan and Long(2005)과 Kim et al.(2011)에 의해 연구된 바 있는 말뚝 주변부 응력을 적분하는 방법을 사용하였다. 지반응력은 말뚝 인접 지반의 gauss절점에서의 발생응력을 사용하였으며 이러한 방법을 통하여 연직하중을 받는 말뚝이 지반에 전달하는 3차원적인 응력전이를 고려할 수 있다. 말뚝의 단위길이당 주면마찰력(f_y)은 말뚝 주변지반에 작용하는 응력의 y-방향 성분들을 통하여 산정할 수 있으므로, 해석결과로부터 얻어진 y-방향 응력 값을 바탕으로, 단위길이당 주면마찰력을 다음과 같이 산정하였다.

$$f_y = \int T_y dA \quad (2)$$

여기서, T_y 는 y-방향 응력벡터($T_y = \sigma'_{xy}n_x + \sigma'_{yy}n_y + \sigma'_{yz}n_z$)이고, n_x , n_y , n_z 는 각 방향의 단위벡터를 나타내며, dA 는 말뚝의 단위 주면적이다. 주어진 깊이에서 위와 같은 방법으로 산정한 f_y 값과 동일 심도에서의 말뚝의 연직 침하량 (w)을 바탕으로 심도별 f - w 관계를 산정하였다.



(a) 3차원 모식도



(b) 단면도

그림 2. 지반과 단독말뚝의 모델링

2.3 지반의 최대단위주면마찰력(f_{max}) 산정

마찰말뚝의 설계에 적합한 최대단위주면마찰력 산정법을 고찰하기 위해 전단강도법(Terzaghi and Peck, 1967; Broms et al., 1969; Begeman, 1969)과 유효응력법(Zeevaert, 1959; Garlanger, 1974; Meyerhof, 1976; Bozozuk, 1981; Combarieu, 1895; Briaud, 1997)을 바탕으로 재하시험과 유한요소 해석을 통해 얻어진 주면마찰력 값을 역산하여 α , β 계수 값을 산정하고(고준영 등, 2010) 이를 주면하중전이 함수의 최대단위주면마찰력(f_{max}) 제안에 활용하고자 하였다. 식 (3)과 (4)를 이용하여 산정한 α , β

계수는 실제 현장에서 측정된 주면마찰력 값을 이용하였고, 비배수 전단강도와 유효 수직응력은 해당 심도에서 산정(표 1) 한 후, 그 결과 지반별 α , β 계수를 역산하였다. 역산정한 α , β 계수의 범위는 그림 3과 같다.

$$f_{max} = \alpha c_u \quad (3)$$

$$f_{max} = \beta \sigma_v' \quad (4)$$

여기서, c_u 는 비배수 전단강도, σ_v' 은 유효 수직응력이다.

2.4 f-w 곡선의 초기기울기(KI_L) 산정

대부분의 주면하중전이 함수의 초기기울기(KI_L)에 모델(Randolph와 Wroth, 1978)들은 지반의 탄성계수, 포아송비, 말뚝의 길이 및 직경에 영향을 받는다. 비점성 지반의 영향인자를 고려한 주면하중전이 함수를 설명하기 위하여, Alawneh(2005)는 다음 식 (5)와 같은 초기기울기를 제안하였다.

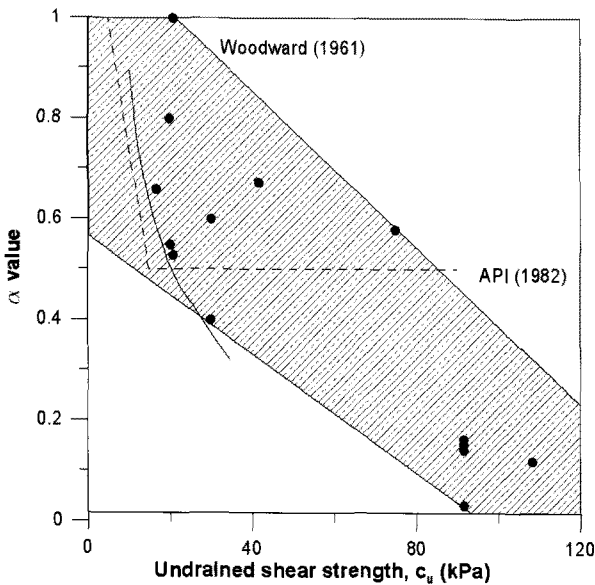
$$KI_L = \frac{E/2(1+v_s)}{r_0 \cdot \ln\left(\frac{2\rho L(1-v_s)}{r_0}\right)} \quad (5)$$

여기서, L 과 r_0 는 각각 말뚝의 길이 및 반경, G 는 지반의 초기 전단탄성계수이며, $\rho = G_m/G_L$, G_m 은 $z=L/2$ 에서의 전단탄성계수이며 G_L 은 $z=L$ 일 때 전단탄성계수이다.

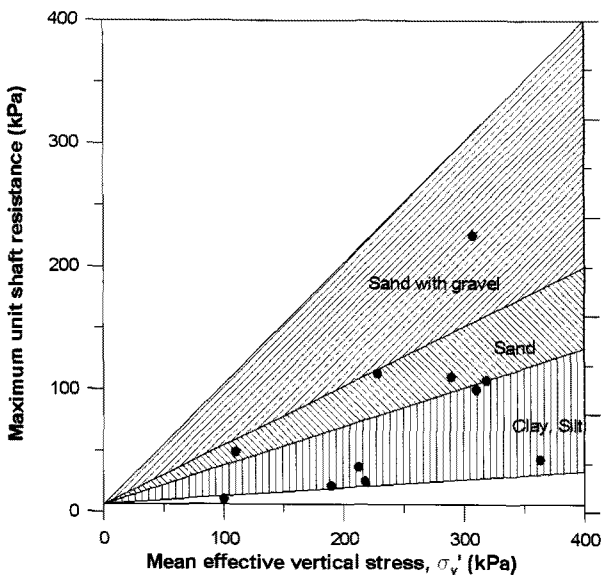
특히 최근에, Zhang 등(2010)은 Randolph와 Wroth(1978)의 초기기울기 식을 이용하여 다층지반의 현장재하시험 결과를 바탕으로 역산값을 바탕으로 식을 수정하여 다음 식 (6)과 같이 나타내었다.

$$KI_L = \frac{E/2(1+v_s)}{r_0 \cdot \ln\left|\frac{2.5L(1-0.5v_s)}{r_0}\right|} \quad (6)$$

본 연구에서는 현장재하시험 및 유한요소 해석 결과를 바탕으로 말뚝의 길이, 지반의 탄성계수 및 포아송비에 대한 영향을 고려할 수 있는 f-w 곡선의 초기기울기(KI_L)를 제안하였다. 제안 식의 기본형태는 문헌연구(Randolph and Wroth, 1978; Zhang et al., 2010; Alawneh, 2005)를 바탕으로 재하시험 결과를 가장 잘 반영할 수 있도록 식 (7)과 같이 결정하였다.



(a) α 계수



(b) β 계수

그림 3. 역산정한 α , β 계수의 분포

$$KI_L = i \frac{E/2(1+v_s)}{D/2} \left(\frac{1}{\ln\left(\frac{2.5L(1-v_s)}{r_0}\right)} \right)^j \quad (7)$$

Fitting 상수인 i, j 는 총 18본의 시험말뚝에 대한 현장 재하시험과 유한요소해석 결과의 정규화 및 선형 회귀 분석을 통하여 산정하였다. 회귀분석을 위해서 식 (7)의 초기기울기(KI_L)를 지반의 탄성계수(E)등으로 나누고 로그(log)화하여 정규화 시키면 다음과 같이 표현 가능하다.

$$\frac{KD(1+v_s)}{E} = i \left(\frac{1}{\ln\left(\frac{2.5L(1-v_s)}{r_0}\right)} \right)^j \quad (8)$$

$$\log\left(\frac{KD(1+v_s)}{E}\right) = j \log\left(\frac{1}{\ln\left(\frac{5L(1-v_s)}{D}\right)}\right) + \log i \quad (9)$$

이로부터 정규화된 값을 식 (9)와 같이 변위 w 에 따라 X, Y 로 각각 치환하면(식 (10)), X 와 Y 축으로 하는 변환 좌표계 상에서 식 (11)과 같은 직선의 형태를 나타낸다.

$$X = \log\left(\frac{1}{\ln\left(\frac{5L(1-v_s)}{D}\right)}\right), \quad Y = \log\left(\frac{KD(1+v_s)}{E}\right) \quad (10)$$

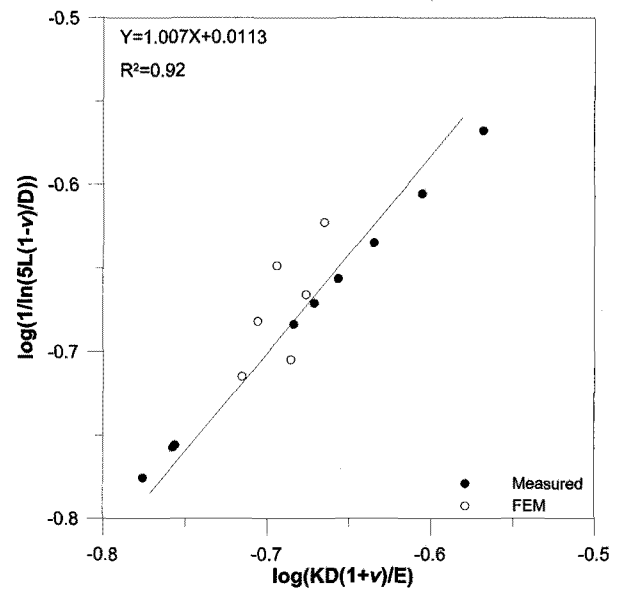
$$Y = jX + \log i \quad (11)$$

이로부터 선형 회귀분석을 수행하면, 선형 회귀선의 기울기와 절편은 각각 강도정수 j 와 $\log i$ 를 의미한다. 그림 4는 지반조건에 따른 재하시험결과와 수치해석을 통하여 얻은 결과를 선형회귀분석한 그래프이다. 현장재하시험의 결과로부터 얻은 지반 조건에 따른 제안된 초기기울기(KI_L)를 적용시키면 점성토 지반은 식 (12)과 같고 사질토 지반은 식 (13)과 같다.

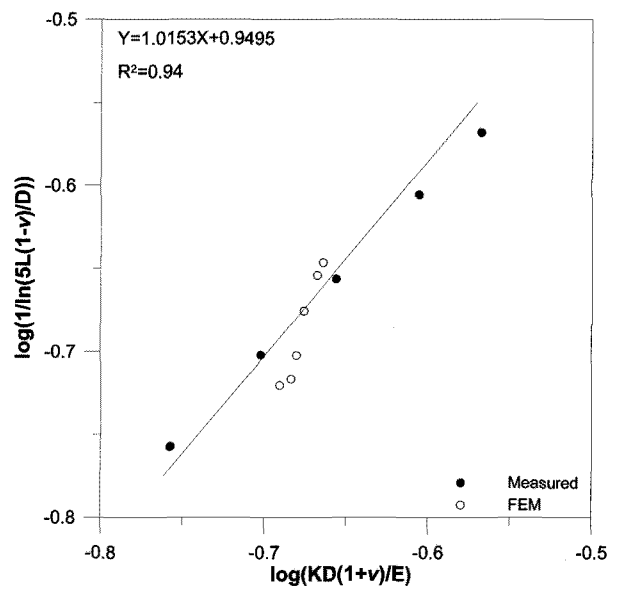
앞서 기술한 2.4절에서 역산한 α, β 계수를 활용하고자 α 계수법은 주면마찰력을 비배수 전단강도를 이용하여 산정한다. 이 방법은 비배수 전단강도를 구하지 못하는 사질토에는 적합하지 않아 점성토 지반에 적용하였다. β 계수법은 α 계수법과 달리 하중이 작용하는 시

점을 과잉간극수압이 완전히 소산되었다고 가정하므로 사질토에 적용이 가능하며, 장기 안정해석에 주로 사용되어 사질토 지반에 적용하였다.

$$f = \frac{w}{1 + \frac{w}{\alpha c_u}} \left(1.03 \left(\frac{E/2(1+v_s)}{D/2} \right) \times \left(\frac{1}{\ln\left(\frac{5L(1-v_s)}{D}\right)} \right)^{1.007} \right) \quad \text{in clay} \quad (12)$$



(a) 점성토 지반



(b) 사질토 지반

그림 4. 지반조건에 따른 선형회귀분석 결과

$$f = \frac{w}{\frac{1}{\left(8.9 \left(\frac{E/2(1+v_s)}{D/2}\right) \times \left(\frac{1}{\ln\left(\frac{5L(1-v_s)}{D}\right)}\right)^{1.015}\right)} + \frac{w}{\beta\sigma'_v}}$$

in sand (13)

3. 현장재하시험을 통한 검증

본 절에서는 3개의 시험부지에서 수행된 현장재하시험 사례와의 비교분석을 통하여 본 연구에서 수행된 f-w 곡선의 초기기울기 및 최대단위주면마찰력 산정 기법의 타당성을 검토하였다. 또한 기존 국내 설계에서 많이 사용 되는 f-w 곡선(Castelli, 1992; API, 1993; McVay, 1989)을 통한 결과값도 함께 분석하여, 상대적으로 큰 침하가 발생하는 마찰말뚝의 거동 특성 규명하였다.

3.1 베트남사례(2006)

본 연구에서 제안한 해석기법의 타당성을 분석하기 위하

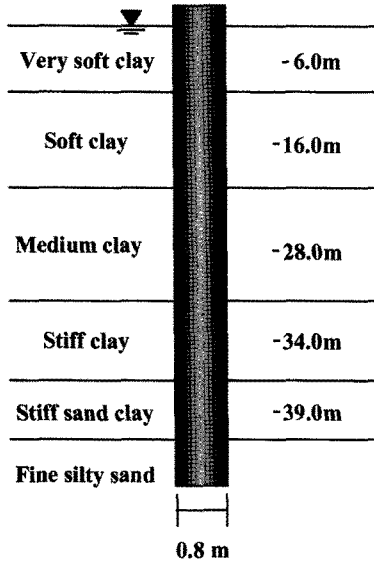
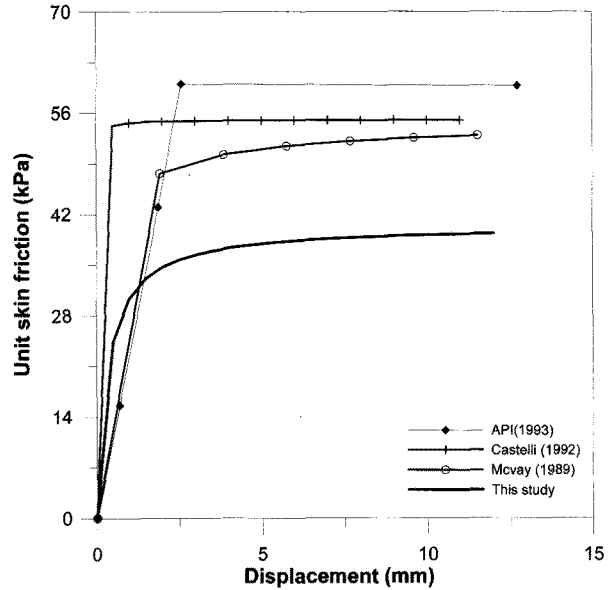
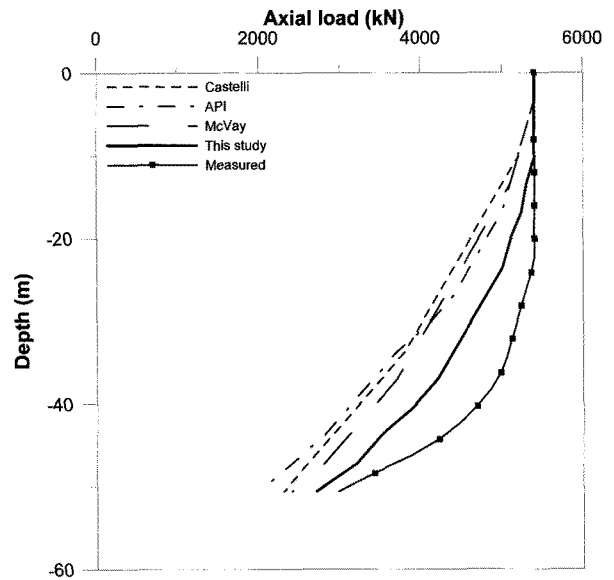


그림 5. 베트남 현장의 지층구성 및 시험말뚝

여, 2006년 베트남 CMIT(Cai Mep International Terminal)에 위치한 현장에서 실시된 직항타된 PHC말뚝의 동재하시험(restrike) 자료를 이용하였다. 본 현장에서 수행



(a) 주변하중전이합수(심도 L/2)



(b) 심도별 축하중 분포

그림 6. 주변하중전이합수와 축하중 분포도 비교(베트남현장)

표 2. 베트남 현장 지반 물성치

지반종류	Depth (m)	E_s (kPa)	ν	ϕ (°)	c_u (kPa)	γ_t (kN/m ³)
Very soft clay	0.0-6.0	1,863	0.35	-	4.14	15.0
Soft clay	6.0-16.0	7,427	0.35	-	16.15	15.7
Medium clay	16.0-28.0	18,060	0.35	-	38.43	15.7
Stiff clay	28.0-34.0	28,430	0.35	-	59.22	16.1
Stiff sand clay	34.0-39.0	44,430	0.35	-	80.78	20.0
Fine silty sand	39.0-54.0	80,000	0.30	34	-	21.5

된 시험말뚝은 직경 800mm이며 현장에서 1본의 시험말뚝은 그림 5와 같이 근입깊이는 51.8m이고 실트질 모래에 근입되어 있다. 베트남 사례의 지반 물성값은 표 2와 같다.

그림 6은 시험말뚝의 작용하중에 따른 말뚝의 축력분포도를 비교한 것이다. 동재하 시험시 CAPWAP분석으로 말뚝의 극한지지력을 예측하는 것이 일반적이므로 본 연구에서는 극한지지력일 때의 주변마찰력을 최대 단위주변마찰력으로 가정하였다. 실시된 동재하시험은 말뚝 설치 6일 후에 실시된 restrrike결과로서, setup효과를 어느 정도 고려한 것으로 판단된다.

분석 결과, 상대적으로 기존 제안된 해석법은 말뚝의 축력을 과대평가하는 것으로 나타났다. 제안된 f-w 곡선은 수치해석과 현장시험자료를 종합하여 곡선의 초기기울기 및 최대 단위 주변마찰력의 값을 산정하였으며, 제안된 곡선이 기존 f-w 곡선 식보다 비교적 현장실측결과를 잘 예측하는 것으로 나타났다.

3.2 광양사례(2010)

본 비교 분석에서는 광양 LNG 현장에서 2010년에 실

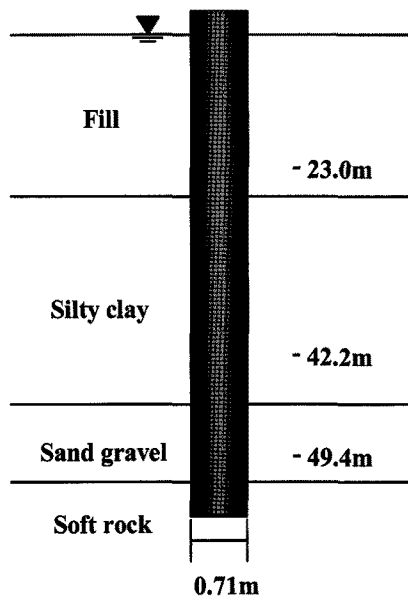
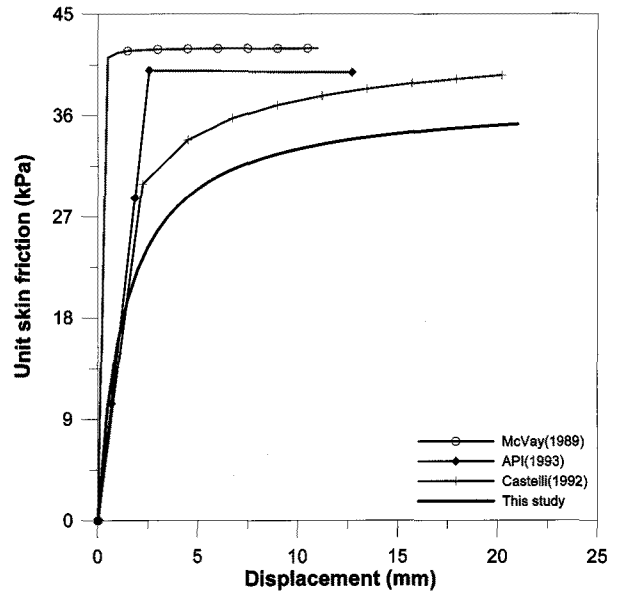
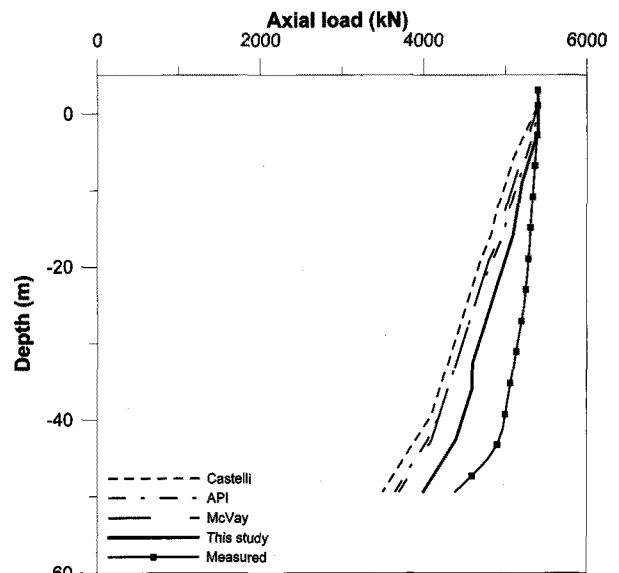


그림 7. 광양 현장의 지층구성 및 시험말뚝

시된 동재하시험(EOID) 자료를 이용하였다. 시험말뚝은 그림 7과 같이, 직경이 711mm(두께:12mm)인 직항타된 강관말뚝을 사용하였으며, 근입깊이는 50.4m로 말뚝 선단부는 연암에 1m 근입되어 있다. 표 3은 광양 현장



(a) 주변하중전이합수(심도 L/2)



(b) 심도별 축하중 분포

그림 8. 주변하중전이합수와 축하중 분포도 비교(광양현장)

표 3. 광양 현장 지반 물성치

지반종류	Depth (m)	E_s (kPa)	ν	ϕ (°)	c_u (kPa)	γ_t (kN/m ³)
Silty sand	0.0-23.0	20,000	0.35	30.0	-	20.0
Silty clay	23.0-42.2	10,000	0.35	-	55.0	17.5
Sand gravel	42.2-49.4	50,000	0.35	35.0	-	19.0
Soft rock	49.4-	150,000	0.27	38.2	-	23.0

의 지층별 물성치를 정리한 것이다.

그림 8에 나타낸바와 같이, 본 연구에서 제안된 쌍곡선 f-w 곡선 및 기존 주면하중전이합수법 모두 재하시험의 경향은 비교적 잘 예측하였으나, 앞서 분석한 베트남 사례와 유사하게 기존 제안된 해석법은 말뚝의 축력을 과대평가하는 것으로 나타났다.

3.3 부산사례(2004)

본 재하시험 사례의 현장은 낙동강 하구언에 위치하고 있으며, 상부로부터 인접도로 확포장시 시공된 매립층 8m, 모래층 8m, 상부점토 17m, 하부점토 34m, 모래자갈층 7m, 연암으로 구성되어 있다. 기반암층의 심도가 70m이상이고 기반암의 상부모래자갈층이 매우 조밀한 상태로 모래자갈층을 지지층으로 하는 70여 m의 장대 말뚝 기초를 계획한 현장으로 본 연구의 목적에 적합하다고 판단하였다.

시험말뚝은 직경 609mm(두께:14mm)인 강관말뚝이 사용되었으며 지반에 근입된 깊이는 71m이다. 시험지

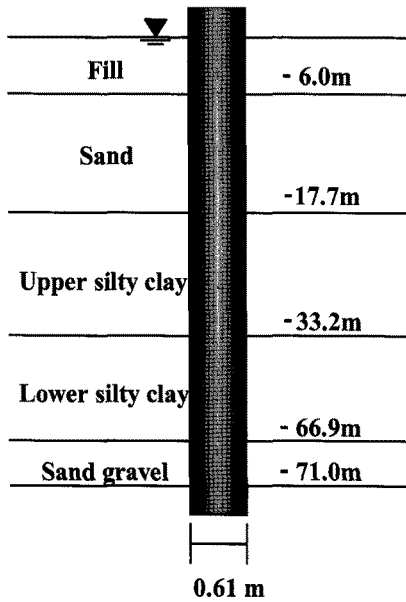
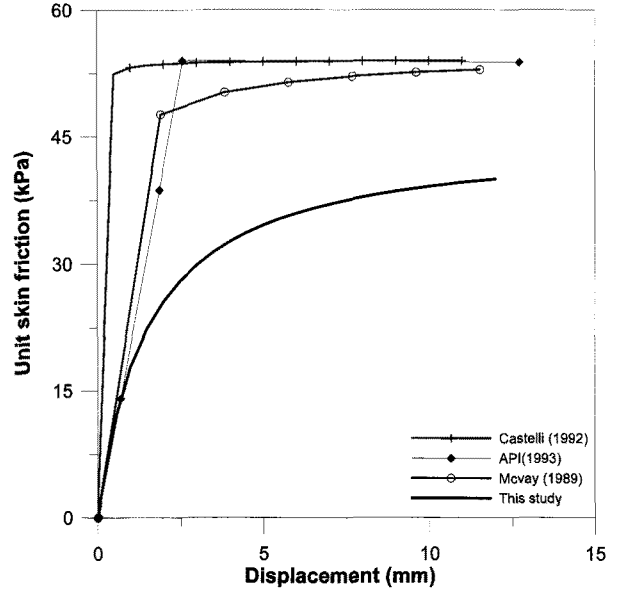
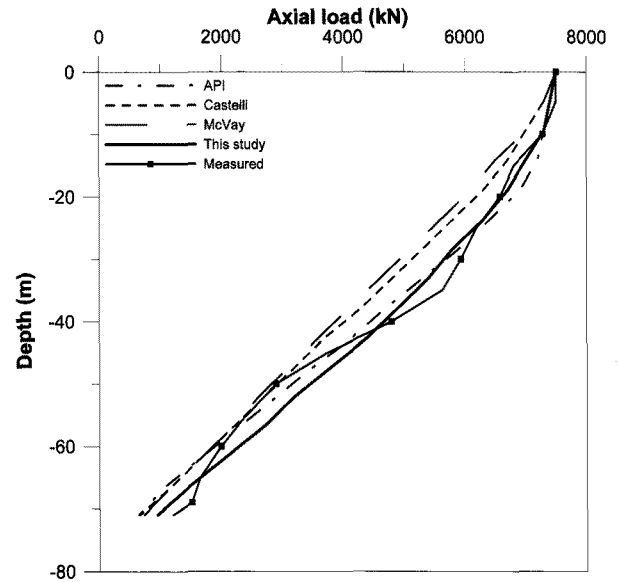


그림 9. 부산 현장의 지층구성 및 시험말뚝

역의 지층은 그림 9와 같이 매립층과 원지반층으로 구성되며 원지반층은 점토와 모래층이 교호하며 그 하부에 연암층으로 이루어져 있다. 표 4는 부산현장의 지층별 물성치를 정리한 것이다.



(a) 주면하중전이합수(심도 L/2)



(b) 심도별 축하중 분포

그림 10. 주면하중전이합수와 축하중 분포도 비교(부산현장)

표 4. 부산 현장 지반 물성치

지반종류	Depth (m)	E_s (kPa)	ν	ϕ ($^\circ$)	c_u (kPa)	γ_t (kN/m^3)
Fill	0.0-8.0	15,000	0.35	25.0	5.0	18.0
Sand	8.0-17.7	17,000	0.35	28.0	-	17.5
Upper silty clay	17.7-33.2	3,500	0.35	-	21.0	16.8
Lower silty clay	33.2-66.9	17,000	0.35	-	75.0	17.2
Sand Gravel	66.9-71.0	69,000	0.30	33.0	-	33.0

현장재하시험과의 비교분석 결과, 그림 10에 나타난 바와 같이 본 연구에서 제안된 쌍곡선 f-w 해석법은 연직하중을 받는 말뚝의 계층 값을 적절히 예측하는 것으로 나타났다. 반면 기존의 f-w 해석법은 최대단위주면마찰력의 값을 산정하는데 주면마찰력 값을 과대평가하는 것으로 나타났으며, 이는 연직하중을 받는 말뚝의 해석 시 영향을 미치는 지반의 탄성계수, 포아송비, 말뚝의 길이를 적절히 고려한 f-w 곡선이 사용되어야 함을 나타낸다.

4. 연속체 해석을 통한 주면하중전이 함수의 영향인자 매개변수 연구

앞서 2장에서 기술하였듯이 본 연구에서는 연직하중을 받는 말뚝의 지반 연속성 및 주면하중전이 거동 특성을 파악하기 위해 3차원 유한요소 해석을 실시하였다. 현장재하시험 또는 실내모형시험으로 명확히 규명하기 어려운 주면하중전이 함수의 영향인자를 분석하기 위하여, 지반의 탄성계수(E_s), 포아송비(ν), 말뚝 길이(L)

및 선단부 근입조건에 따른 매개변수 연구(parametric study)를 수행하였다. 표 5에 본 매개변수 연구에 적용된 case 및 재료물성을 요약하였다.

4.1 지반 영향인자에 따른 주면거동 특성

기존 f-w 곡선은 말뚝이 암반에 근입된 경우에 적합한 거동을 예측할 수 있다. 그러나 일반적으로 연약지반에 근입된 말뚝의 경우 지하수위 하강 등에 따른 침하 발생이 일어날 수 있고, 이로 인해 부주면마찰력으로 인한 하향력이 발생할 수 있으므로 말뚝의 설계시 이를 고려하여야 한다. 따라서, 본 매개변수 연구에서는 말뚝의 경우에 대하여 주면하중전이 함수의 차이를 주면거동에 영향을 미치는 지반 영향인자로 지반의 탄성계수와 포아송비에 대하여 연구를 수행하였다.

본 해석에서는 토사층을 통과하는 연직재하 말뚝의 3차원 유한요소해석을 통하여, 주변 지반응력으로 부터 f-w 곡선을 산정하고, 변수에 따른 영향을 분석하였다. 기존 국내 설계에 많이 사용되어지는 f-w 곡선의

표 5. 매개변수 연구에 적용된 말뚝 및 지반물성

구분	Model	L (m)	E (MPa)	ν	γ_t (kN/m ³)	ϕ (kPa)	c_u (kPa)	D (m)
Pile	Linear-Elastic	40	30000	0.2	25	-		1.0
		45						
		50						
Soil	M.C.	-	15	0.1	17.8	30	3	-
			28	0.2				
			55	0.3				

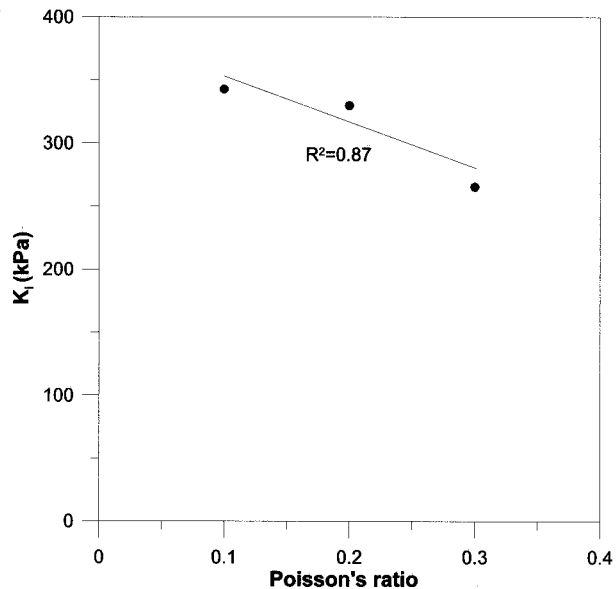


그림 11. 포아송비(ν)의 변화에 따른 초기기울기(K_1) 값의 변화

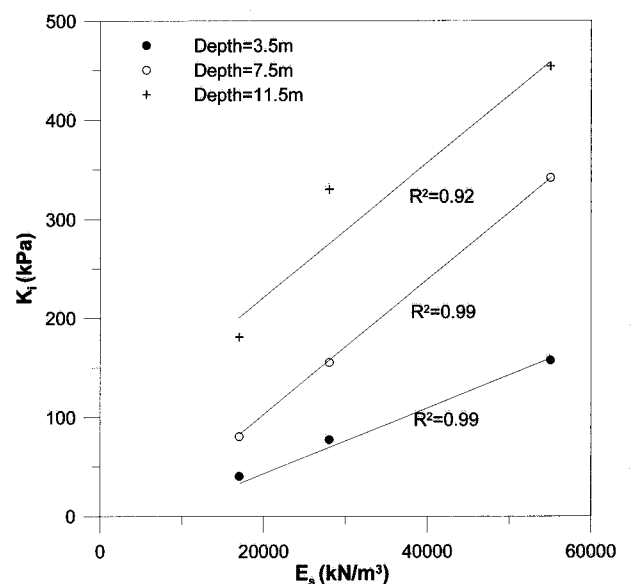


그림 12. 지반의 탄성계수(E_s)의 변화에 따른 초기기울기(K_1) 값의 변화

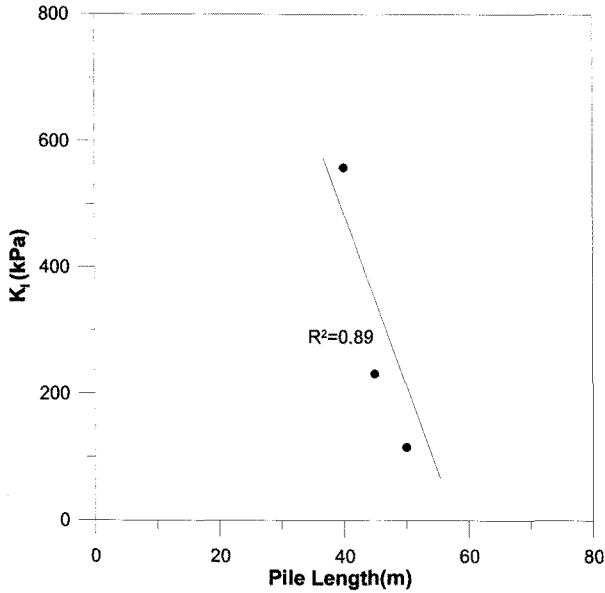


그림 13. 말뚝의 길이(L)의 변화에 따른 초기기울기(KI) 값의 변화

경우, 앞서 기술하였듯이 말뚝-지반의 3차원적인 상호작용을 적절히 고려하지 못하는 단점을 가지고 있다.

포아송비가 증가할수록 주변하중전이 함수의 초기기울기의 값은 감소하는 것으로 나타났으며 그 결과는 그림 11과 같고 지반의 탄성계수는 주변하중전이 함수의 초기기울기(KI) 비례하며 지반의 심도가 깊어질수록 증가하는 경향을 보이므로 그림 12와 같이 심도와 지반의 탄성계수가 증가할수록 초기기울기의 값도 증가하는 경향을 나타낸다.

4.2 말뚝 영향인자에 따른 주변거동 특성

4.1에서 수행하였던 해석 case 중 주변하중전이 거동에 영향을 미치는 말뚝의 영향인자를 대상으로 주변하중전이 함수의 영향을 분석하였다. 모델링 방법 및 지반 조건, 경계조건 등은 앞선 매개변수 해석과 동일하게 수행하였다. 그림 13은 말뚝 길이가 증가할수록 초기기울기 값은 감소하는 경향을 나타내며 선단이 암반에 근입된 경우는 암반에 근입되지 않은 경우 보다 초기기울기 값이 크다는 것을 그림 14와 같이 증가하는 경향을 나타낸다. 선단의 근입효과에 따른 초기기울기 값은 암반에 근입된 경우가 크게 나타났지만 암반에 근입되지 않은 경우 즉, 마찰말뚝의 경우 설계 시 어느정도의 침하량을 고려한다면 그림 15에 나타난 것과 같이 암반에 근입된 경우보다 주변에서 발생하는 최대단위주면마찰력이 증가하는 것을 알 수 있었다.

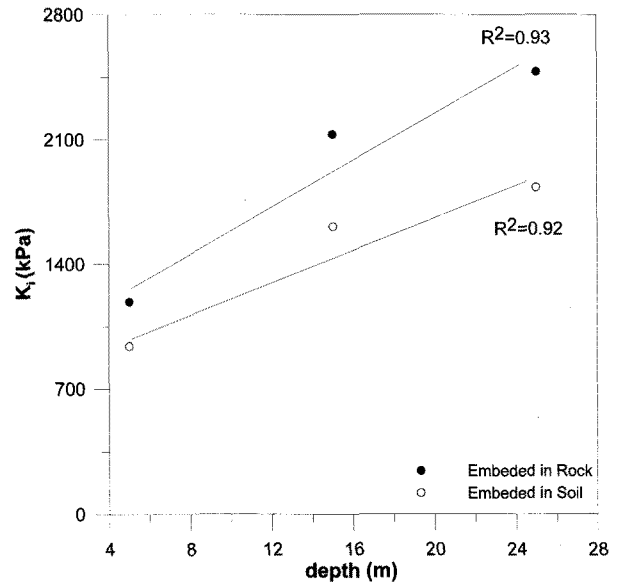


그림 14. 선단부 근입조건에 따른 초기기울기(KI) 값의 변화

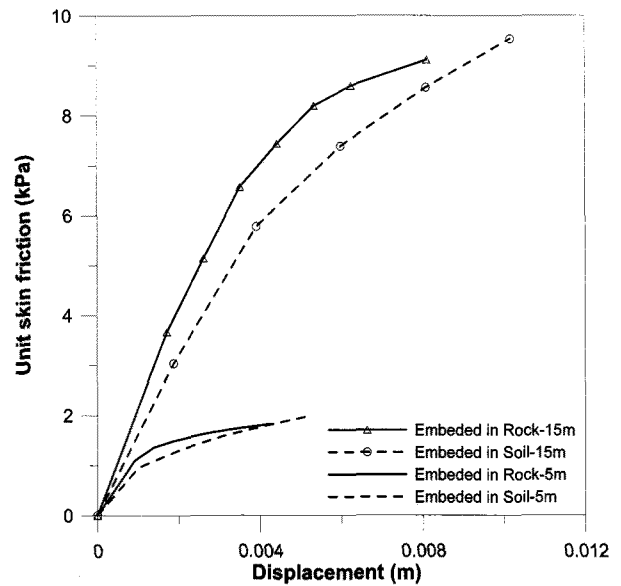


그림 15. 선단부 근입조건에 따른 심도별 f-w곡선

결과적으로, 마찰말뚝의 주변마찰력이나 침하량을 고려한 주변하중전이 함수는 말뚝의 탄성계수, 말뚝 길이 변화와 선단부 근입조건에 큰 영향을 받기 때문에, 대심도 추세에 있는 구조물 하부기초 설계 시 신뢰성 있는 주변하중전이 함수의 산정이 매우 중요하다고 할 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 연직하중을 받는 대심도 연약지반상 마찰말뚝의 주변하중전이 거동을 파악하기 위하여 18

본의 걸친 현장재하시험 사례 및 3차원 유한요소 해석 결과를 바탕으로 바탕으로 쌍곡선 형태의 f-w곡선을 제안하였다. 또한 기존 국내 설계에서 많이 사용되는 f-w 곡선과의 비교 분석 및 마찰말뚝 거동에 영향을 주는 인자들의 매개변수 연구를 추가적으로 수행하여 그 적용성 및 타당성을 분석하였다. 본 연구로부터 얻어진 결과는 다음과 같다.

- (1) 본 연구에서 제안한 마찰말뚝의 f-w 곡선은 심도별 주변하중전이 및 말뚝의 거동을 적절히 모델링 할 수 있음을 확인하였으며, 현장재하시험 사례와의 비교 분석 결과, 기존 f-w 곡선법에 비해 말뚝의 실제 거동을 보다 근접하게 예측하는 것으로 나타났다.
- (2) 현장재하시험과의 비교결과, 마찰말뚝의 거동특성을 적절히 반영하지 못하는 기존 선단지말뚝의 f-w 곡선들이 실제 마찰말뚝의 설계 시 말뚝의 주변 거동을 과대예측할 여지가 있음을 확인하였다.
- (3) 유한요소 해석을 통한 매개변수연구 결과, f-w 곡선의 초기기울기(K_{IL})는 지반의 탄성계수에 비례하여 증가하는 것으로 나타났으며, 선단부 근입조건은 암반에 근입된 경우가 사질토나 점성토에 근입한 경우보다 초기기울기 값이 증가하며 말뚝 길이와 지반의 포아송비에는 반비례하는 것으로 나타났다. 따라서, 본 연구결과를 바탕으로, 연직하중을 받는 도심도 말뚝 설계 시, 신뢰성 있는 주변하중전이 함수의 산정이 중요하며, 마찰말뚝의 거동 특성을 고려하면 보다 최적 설계를 할 수 있음을 알 수 있었다.

감사의 글

이 논문은 2011년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구임(No. 2011-0030842).

참고 문헌

1. 고준영, 김영호, 최용규, 정상섭 (2010), 현장 계측 사례를 통한 단독 말뚝의 주변마찰력계수(α , β 계수) 역산정, *한국지반공학회 논문집*, 한국지반공학회, 제26권 제11호, pp.99-110.
2. 김정환, 이강운, 육정훈, 최용규 (2007), 말뚝 검증시험 결과를 이용한 말뚝기초 설계 사례 연구, *한국지반공학회 불학술발표회*, 한국지반공학회.
3. 박종희 (2010), *타입강관말뚝의 토질별 하중전이곡선 도출에 관한 연구*, 석사학위논문, 목포대학교.

4. 부산광역시청 건설본부 (2004), *배수펌프장 건설공사 대안설계 보고서*, 부산광역시청.
5. 설훈일, 정상섭 (2007), 현장 말뚝재하시험을 통한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주변마찰력 결정, *한국지반공학회 논문집*, 한국지반공학회, 제23권 제9호, pp.51-63.
6. 임종석, 최용규, 심종선, 박종희 (2009), 타입강관말뚝의 토질별 하중전이곡선 도출에 관한 연구, *한국지반공학회 논문집*, 한국지반공학회, 제25권 제9호, pp.29-43.
7. 조성한 (1997), *풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이에 관한 연구*, 박사학위논문, 연세대학교.
8. 조후연, 정상섭, 설훈일 (2009), 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단하중전이거동 분석, *한국지반공학회 논문집*, 한국지반공학회, 제25권 제8호, pp.77-93.
9. 파일테스트 (2010), *광양 LNG 지반조사 보고서*, 포스코건설.
10. 한진콘소시엄 (1999), *인천국제공항 여객터미널 전면 고가교량 건설공사 보고서*, 한진중공업.
11. Alawneh, A. S. (2005), Modelling load displacement response of driven piles in cohesionless soils under tensile loading, *Computers and Geotechnics*, Vol.32, No.7-8, pp.578-586.
12. American Petroleum Institute (1993), Recommended Practice of Planning, Designing, and Construction of Fixed Offshore Platforms, Rep. No. API-RF-2A, Dallas.
13. Backyong Geotechnical & Construction Engineering (2009), *Report of static pile load test*, Posco-Samwhan Joint Venture
14. Begeman, H. K. S. (1969), Negative Skin Friction on a Single Pile, *Proceedings, 7th international Conference on Soil Mechanics And Foundation Engineering*, Mexico City, Specialty Session 8.
15. Bozozuk, M. (1981), Bearing Capacity of Pile Preloaded by Downdrag, *Proceedings. 10th international Conference on Soil Mechanics And Foundation Engineering*, Stockholm, Vol.2, pp.631-636.
16. Broms, K. F., Amesz, A. W., and Rinck, J. (1969), The Negative Skin Friction Along the Shaft of a Foundation Pile, *Proc. Proceedings, 7th international Conference on Soil Mechanics And Foundation Engineering*, Mexico City, Specialty Session 8.
17. Briaud, J. L. (1997), Bitumen Selection for Reduction of Downdrag on Piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.123 No.12, pp.1127-1134.
18. Bui, T. Y., Li, Y., Tan, S. A., and Leung, C. F. (2005), Back Analysis of O-Cell Pile Load Test Using FEM, *Proceeding of 16th International Conference Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, pp.1959-1962.
19. Castelli, F., Maugeri, M., and Motta, E. (1992), "Analysis Non Lineare del cedimento di un Palo Singolo", *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol.26, No.2, pp.115-135.
20. Combarieu, O. (1985), Frottement Negative sur les pieus, Rapport de recherche LPCN 136, Laboratoire Centrale des ponts Et Chaussées, 151.
21. Coyle, H. M., and Reese, L. C. (1966), Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.92, No.2, pp.1-26.
22. Fan, C. C. and Long, J. h. (2005), Assessment of Existing Methods for Predicting Soil Response of Laterally Loaded Piles in Sand, *Computers and Geotechnics*, Vol.32, No.4, pp.274-289.
23. Garlanger, J. E. (1974), Measurements of Pile Downdrag Beneath a Bridge Abutment, *Transportation Research Record*, Vol.517, pp.61-69.
24. Jeong, S. S., Lee, J. H. and Lee, C. J. (2004), Slip Effect at the

- Pile- Soil Interface on Dragload. *Computers and Geotechnics*, Vol.31, No.2, pp.115-126.
25. Kim, Y. H. and Jeong, S. S. (2011), Analysis of Soil Resistance on Laterally Loaded Piles Based on 3D Soil-Pile Interaction, *Computers and Geotechnics*, Vol.38, No.2, pp.248-257.
 26. Kim, S. I., Jeong, S. S., Cho, S. H. and Park, I. J. (1999), Shear Load Transfer Characteristics of Drilled Shafts in Weathered Rocks, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.125, No.11, pp.1000-1010.
 27. Kong, K. H., Kodikara, J. and Haque, A. (2006), Numerical Modeling of the Side Resistance Development of Piles in Mudstone with Direct Use of Sidewall Roughness, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.43, No.6, pp.987-995.
 28. Lee, J. H., Kim, Y. H. and Jeong, S. S. (2010), Three-Dimensional Analysis of Bearing Behavior of Piled Raft on Soft Clay, *Computers and Geotechnics*, Vol.37, No.1-2, pp.103-114.
 29. Matlock, H., Bogard, D. and Lam, I. (1981), A Computer Program for the Analysis of Beam-Columns under Static Axial and Lateral Loading. *The Earth Technology Co*, Long Beach, California.
 30. McVay, M. C., O'Brien, M., Townsend, F. C., Bloomquist, D. G., and Caliendo, J. A. (1989), Numerical Analysis of Vertically Loaded Pile Groups. *Proceedings of Foundation Engineering Congress*, ASCE, Northwestern University, pp.675-690.
 31. Meyerhof, G. G. (1976), Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, No.GT3, pp.197-228.
 32. Mindlin, R. D. (1936), *Force at a point in the interior of a semi-infinite solid*, J. Physics 77, & lay, 195.
 33. PLAXIS 3D Foundation (2008), *PLAXIS 3D foundation user manual, Version 2.1*, Brinkgreve, R.B. and Swolfs, W. M., PLAXIS Inc.
 34. Polulos, H. G., and Davis, E. H. (1968), The Settlement Behavior of Single Axially Loaded Incompressible Piles and Piers, *Geotechnique*, Vol.18, pp.351-371.
 35. Randolph, M. F., and Wroth, C. P. (1978), Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.104, No.GT12, pp.1465-1488.
 36. Seed, H. b., and Reese, L. C. (1957), The Action of Soft Clay along Friction Piles. *Transactions*, ASCE, Vol.122.
 37. Seol, H. I., Jeong, S. S., and Cho, S. H. (2009), Analytical Method for Load-Transfer Characteristics of Rock-Socketed Drilled Shafts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.135, No.6, pp.778-789.
 38. Terzaghi, K., and Peck, R. B. (1967), *Settlement of Point Bearing Pile Foundation: Settlement of Floating Pile Foundation*, Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd edition, John Wiley & Sons, New York.
 39. Wallace, J. W., Fox, P. J. and Stewart J. P. (2002), Cyclic Large Deflection Testing of Shaft Bridges Part II: Analytical Studies. *Rep. No. 59A0183*, California Dept. of Transportation. California.
 40. Zhang, Q. Q., Zhang, Z. M. and He, J. Y. (2010), A simplified approach for settlement analysis of single pile and pile groups considering interaction between identical piles in multilayered soils, *Computers and Geotechnics*, Vol.37, No.8, pp.969-976.
 41. Zeevaert, L. (1959), Reduction of Point Bearing Capacity of Pile Because of Negative Skin Friction, *Proceeding 1st Pan America Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, pp.1145-1152.

(접수일자 2011. 5. 21, 심사완료일 2011. 10. 22)