

사질토 지반에 설치된 현장타설말뚝의 말뚝지름에 따른 주면마찰력 분석

Analysis of Diameter Effects on Skin Friction of Drilled Shafts in Sand

이 성 준¹ Lee, Sung-June

Abstract

In this paper, numerical pile segment analysis is conducted with an advanced soil elastoplastic model to investigate the diameter effects on skin friction behaviour of a drilled shaft in sand. Ultimate skin friction and 't-z' behavior from the pile segment analyses for drilled shafts show good agreement with those from design methods. Higher ultimate skin friction for the smaller diameter pile is related to the greater increase in the effective radial stress at the interface due to the localized dilation at and near the pile interface. Stiffer t-z curve for the smaller diameter pile is related to the early occurrence of three shear stages (early, dilation, constant volume shear stages). The diameter effects on ultimate skin friction of drilled shafts are more prominent for denser sand and lower confining pressure.

요 지

본 연구에서는 사질토지반의 거동을 상세히 모사할 수 있는 탄소성모델 및 말뚝절편 수치해석을 적용하여 말뚝지름에 따른 사질토지반에 설치된 현장타설말뚝의 주면마찰거동을 분석하였다. 수치해석 결과는 현재 사용되는 설계방법과 비교하여 극한주면마찰력과 t-z거동을 잘 예측하는 것으로 나타났다. 말뚝지름이 감소함에 따라 말뚝-지반 경계면 및 주위지반에 국부적으로 발생하는 체적팽창과 이에 따라 말뚝주면에 발현되는 유효수평응력이 더 크게 발생하기 때문에 극한주면마찰력이 증가하는 것으로 나타났다. 말뚝지름이 감소함에 따라 t-z곡선 기울기의 증가는 말뚝재하에 따라 발생하는 세가지 전단단계(초기, 체적팽창, 및 일정체적 전단단계)가 일찍 발현되기 때문인 것으로 나타났다. 이러한 현장타설말뚝의 말뚝지름에 따른 극한주면마찰력에 대한 영향은 사질토지반의 상대밀도가 증가하고 구속압이 감소할수록 커지는 것으로 나타났다.

Keywords : Drilled shafts, Pile diameter, Skin friction, Pile segment analysis, Sand

1. 서 론

최근 구조물의 대형화와 초고층화에 따라 상부구조물을 지지하는 하부기초 또한 대형화되고 있으며 이에 따라 현재 하부기초로 많이 사용되고 있는 현장타설말뚝의 지름 또한 증가하고 있는 추세이다. 천공장비의 발

전으로 현장타설말뚝은 0.15m 내외의 지름을 가지는 마이크로말뚝부터 3m 이상의 대형 현장타설말뚝까지 다양한 지름으로 시공되고 있다. 하지만 현재 설계에 적용되고 있는 현장타설말뚝의 극한주면마찰력은 사질토지반의 상대밀도 및 말뚝지름의 크기를 고려하지 않은 경험적인 방법을 적용해 산정되고 있다. 따라서 다양한 상

¹ 정회원, 청주대학교 토목공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil Engineering, Cheongju Univ., Tel: +82-43-229-8350, Fax: +82-43-229-8466, sjlee@cju.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2013년 7월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

대밀도를 가진 사질토지반에 설치된 다양한 지름을 가진 현장타설말뚝의 주면마찰 거동에 대한 연구의 필요성이 증대되고 있다.

사질토지반에 설치된 현장타설말뚝의 경우 하중이 재하됨에 따라 발생하는 말뚝-지반 경계면과 주위지반의 전단거동은 지반의 체적변화 및 응력의 재배치에 따라 주면에 가해지는 말뚝지름 방향의 유효수평응력의 변화와 밀접한 관계를 가진다. 이러한 사질토의 복잡한 주면마찰거동을 이해하기 위한 연구가 진행되어 왔다 (Reese and O'Neill, 1988; Christoulas and Frank, 1991; Lehane et al., 2005). 사질토지반에 설치된 현장타설말뚝의 지름에 따른 극한주면마찰력에 미치는 영향은 주로 지름 300mm 이하의 소형 모형말뚝에 대한 실내실험을 통해 연구되었으며 지름이 작아질수록 극한주면마찰력이 증가하는 것으로 나타났다(Stewart and Kulhawy, 1981; Boulon and Foray, 1986; Turner and Kulhawy, 1994; Foray et al., 1998). 그러나 이러한 실내모형실험에 사용된 말뚝의 지름은 실제 현장타설말뚝과 비교해 상당한 차이를 보이고 있으며 현재 말뚝지름이 증가하는 현실을 감안하면 이러한 말뚝지름에 따른 영향을 판단하기에는 한계가 있는 실정이다. 국내의 경우 주로 암반에 근입된 현장타설말뚝의 말뚝지름에 따른 극한주면마찰력에 대한 연구가 많이 진행되어 왔다(Cho et al., 2004; Sagong and Paik, 2004; Sagong and Chun, 2005). 하지만 사질토 지반의 상대밀도와 말뚝의 지름에 따른 효과를 모두 고려한 연구는 미비한 실정이다.

본 연구에서는 현장타설말뚝의 주면주위 사질토지반의 전단거동을 합리적인 수치해석적 기법을 적용하여 분석하고 이를 통해 상대밀도와 말뚝지름에 따라 주면마찰거동에 미치는 영향을 연구하고자 한다. 이를 위해 수치해석을 받는 현장타설말뚝의 절편을 대상으로 말

뚝주면에 인접한 사질토지반의 응력-변형률-체적변형률의 변화를 비교적 정확히 예측할 수 있는 지반 구성방정식을 적용한 유한요소해석을 수행하였다.

2. 현장타설말뚝의 주면마찰거동 수치해석모델

2.1 말뚝절편 해석법

단독 현장타설말뚝의 주면마찰거동을 분석하기 위해 Potts and Martins(1982)가 제안한 말뚝절편 해석법을 사용하였다. 이 방법은 반무한 공간에 설치된 말뚝이 재하되는 경우 수평방향의 한 절편을 취해 3차원적인 말뚝-지반의 거동을 2차원 축대칭 모델로 묘사하는 방법이다 (Fig. 1). 이 방법은 말뚝길이가 긴 마찰말뚝의 주면마찰 거동분석에 널리 사용되고 있으며 말뚝요소는 지반에 비해 상대적으로 강체거동을 보이므로 변위 경계조건으로 대체하며 말뚝주위 지반 요소내의 상하 절점의 상대 변위 및 회전을 구속하여(즉 강성기동(rigid beam)으로 가정) 지반의 전단거동을 분석한다.

2.2 지반 구성방정식

말뚝의 주면마찰력은 하중이 재하됨에 따라 말뚝주위 사질토지반의 거동에 영향을 받는다. 즉 전단에 따라 주위 사질토지반은 체적이 변화하며 이에 따라 말뚝-지반 경계면에 작용하는 말뚝지름 방향의 유효수평응력 또한 변하기 때문이다. 더욱이 이러한 사질토지반의 전단거동은 상대밀도와 구속압에 따라 영향을 받는다. 따라서 복잡한 말뚝주위 사질토지반의 전단거동을 적절히 묘사하기 위해 탄소성모델(elastoplastic soil model)을 고려하였으며 본 연구에서는 Pastor et al.(1990)이 제안

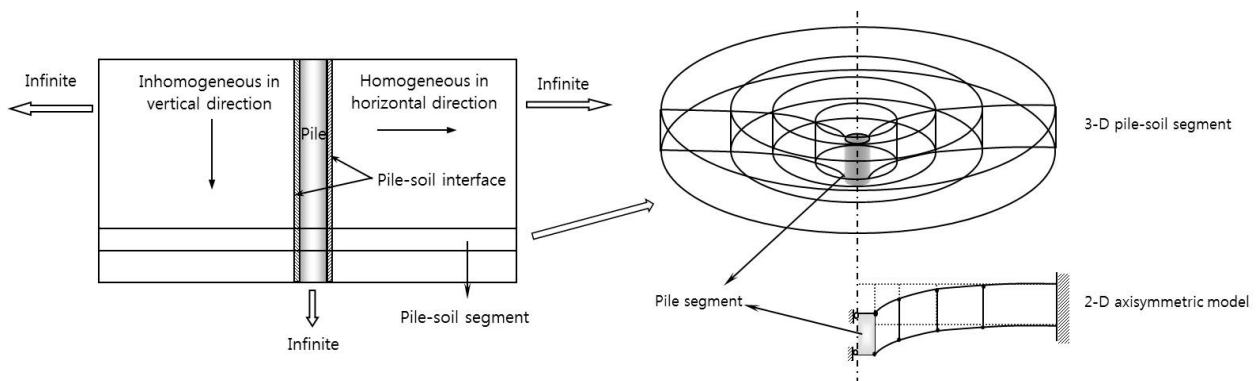


Fig. 1. Schematic concept of pile segment analysis

한 Pastor-Zienkiewicz (P-Z)모형을 적용하였다.

식 (1)은 P-Z 모델의 구성방정식을 나타내고 있다.

$$d\epsilon = C^e : d\sigma + \frac{1}{H} [n_g \times n] : d\sigma \quad (1)$$

여기서, $d\sigma$ = 응력텐서 증분; $d\epsilon$ = 변형률텐서 증분; C^e = 탄성강성도 텐서; n = 하중방향벡터; n_g = 소성흐름방향벡터; H = 소성계수; $:$ = 텐서곱; \times = 벡터곱을 의미한다.

위의 식 중 첫 번째 항은 탄성변형률 증분을 두 번째 항은 소성변형률 증분을 의미하고 있다. 따라서 P-Z 모델은 식 (1)에 나타난 바와 같이 지반의 소성거동을 파괴곡면(yield surface)이나 소성 포텐셜면(plastic potential surface)을 사용하지 않고 두 개의 방향벡터, n 과 n_g 및 하나의 소성계수, H 만으로 표현할 수 있다는 장점을 가지고 있다.

소성흐름방향벡터 n_g 는 다음 식 (2)에 나타난 바와 같이 다일라턴시(d_g)로 표현될 수 있다.

$$n_g = \frac{1}{\sqrt{1+d_g^2}} (d_g, 1)^T \quad (2)$$

소성전단변형률증분($d\epsilon_s^p$)에 대한 소성체적변형률증분($d\epsilon_{vol}^p$)의 비로 정의되는 다일라턴시(d_g)는 Nova와 Wood가 1979년 사질토에 대해 제안한 다음 식 (3)을 통해 산정될 수 있다.

$$d_g = \frac{d\epsilon_{vol}^p}{d\epsilon_s^p} = (1+\alpha)(M_g - \eta) \quad (3)$$

여기서, M_g 는 유효평균응력(p')-축차응력(q) 공간상 한계상태선(critical state line)의 기울기를 의미하며, α 는 모델변수를, η 는 현재 상태의 q/p' 비를 각각 의미한다.

P-Z 모델은 비관련 유동 법칙(non-associated flow rule)을 적용하고 있다. 따라서 하중방향벡터, n 은 소성흐름방향벡터 n_g 와는 다르게 식 (4)를 사용하여 산정한다.

$$n = \frac{1}{\sqrt{1+d_f^2}} (d_f + 1)^T \quad (4)$$

여기서, $d_f = (1+\alpha)(M_f - \eta)$ 를 표시되며 M_f 는 응력이력(stress path)과 관련된 모델변수로 사질토의 유효내부마찰각(ϕ')과 무관하며 물리적인 의미는 가지지 않는다(Pastor et al., 1990).

소성계수, H 는 다음 식 (5)와 같이 정의된다.

$$H = H_0 p' H_f (H_v + H_s) \quad (5)$$

여기서, H_0 는 모델변수로 초기 소성계수를 나타내며 H_f , H_v 및 H_s 는 소성계수변수들로 아래의 식들로부터 산정된다.

$$H_f = \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f}\right)^4, \quad \eta_f = \left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) M_f \quad (6)$$

$$H_v = \left(1 - \frac{\eta}{M_g}\right) \quad (7)$$

$$H_s = \beta_0 \beta_1 \exp(-\beta_0 \xi), \quad \xi = \int |d\epsilon_s^p| \quad (8)$$

여기서, β_0 와 β_1 은 모델변수들이다.

정재하 상태에서 P-Z 모델은 총 8개의 모델변수(model parameters)를 사용하고 있으며 여기에는 탄성거동을 모사하기 위한 초기 체적변형계수, K_0 와 초기 전단계수, G_0 가 필요하며 소성거동을 모사하기 위해 한계상태선(critical state line)의 기울기, M_g ; 응력이력(stress path)과 관련된 변수, M_f ; 사질토지반의 다일라턴시와 관련된 변수, α ; 소성계수와 관련된 변수, β_0 , β_1 및 H_0 를 포함한다. 특히 변수 α 는 0.45값이 주로 사용되고 있으며(Pastor et al., 1985; Zienkiewicz et al. 1985; Pastor et al., 1990; Ling and Liu, 2003) 본 연구에서도 같은 값을 적용하였다. 본 연구에서 적용한 모델변수는 Lee(2004)가 Sacramento River 모래를 대상으로 여러 구속압과 상대밀도에 대해 개발한 데이터베이스로부터 산정하였다.

Fig. 2는 다양한 구속압 상태에서 상대밀도(D_r)가 60%인 Sacramento River 모래의 배수 삼축거동과 비교한 P-Z 모델의 해석결과를 보여주고 있다. Table 1에 적용한 모델변수들을 정리하였다. Table 1과 Fig. 2에 나타난 바와 같이 M_f/M_g 의 비가 1에 가까워짐에 따라 사질토의 팽창거동(dilation)이 강하게 나타남을 알 수 있다. 그림에 나타난 바와 같이 P-Z 모델이 다양한 구속압에서

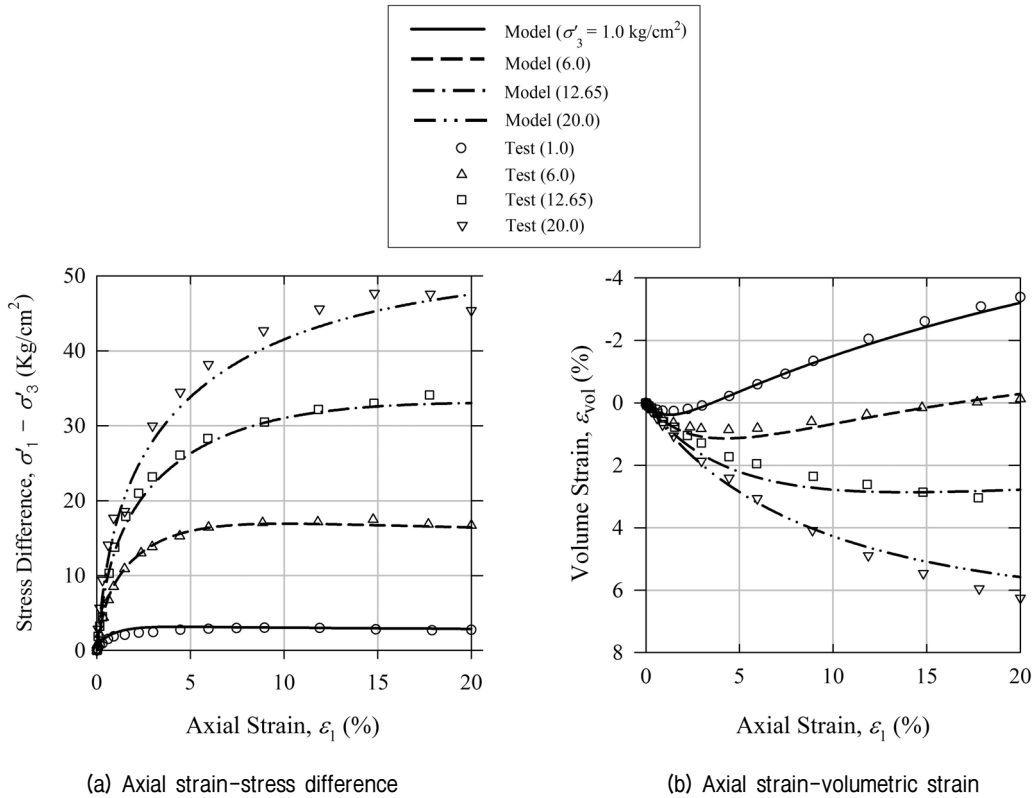


Fig. 2. Numerical analysis results compared with test results for Sacramento River sand with $D_r = 60\%$ (test result from Sidarta, 2000)

Table 1. Model parameters for Sacramento River sand with $D_r = 60\%$

σ'_3 (kg/cm^2)	K (MPa)	G (MPa)	M_θ	M_f	a	β_0	β_1	H_0
1.0	750	325	1.38	1.20	0.45	3.5	0.038	1,600
6.0	2,200	955	1.38	1.08	0.45	4.5	0.018	660
12.65	3,440	1,490	1.38	0.88	0.45	7.5	0.008	370
20.0	4,520	1,955	1.38	0.80	0.45	12.0	0.002	240

모래의 삼축전단거동을 잘 예측하고 있음을 나타내고 있다.

2.3 유한요소 해석

본 연구에서는 사질토지반의 상대밀도에 따른 현장 타설말뚝의 주면마찰거동에 미치는 영향을 고찰하기 위해 35%, 55% 및 75%의 3가지 다른 상대밀도에 대해 검토하였으며 0.2, 0.5, 1.68 및 3.0 m의 서로 다른 지름을 가지는 현장타설말뚝을 대상으로 말뚝지름에 따른 영향을 고찰하였다. 깊이 10m에 위치한 말뚝절편을 대상으로 하였다. 이를 위해 범용 유한요소 해석프로그램인 ABAQUS(ver 6-10, 2010)를 이용하여 말뚝절편 해석법을 수행하였다. 위에서 설명한 P-Z 모델은 ABAQUS

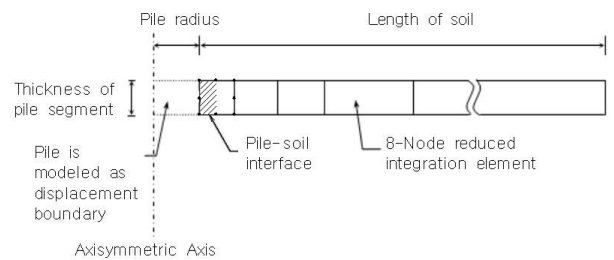
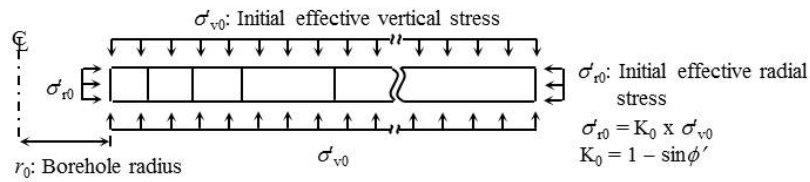


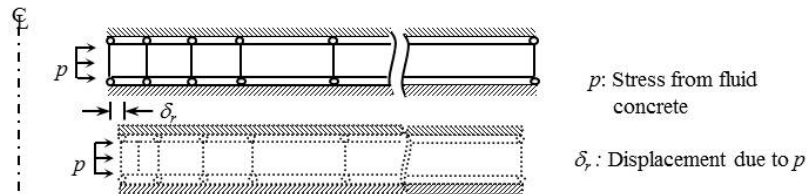
Fig. 3. Typical mesh used in pile segment analysis

에서 제공하는 사용자정의 서브루틴을 통해 지반의 거동을 모사할 수 있도록 하였다. Fig. 3은 말뚝절편 해석에 적용된 유한요소망(mesh)의 개략적인 모식도를 나타내고 있다. 말뚝요소는 지반에 비해 강성거동을 보이므로 변위 경계면으로 대체하였으며 지반은 8개의 절점과 감소된 적분점을 가지는 축대칭 요소로 구성하였다.

Step 1 : Initial Stress Condition



Step 2 : Construction Simulation



Step 3 : Pile Loading Simulation

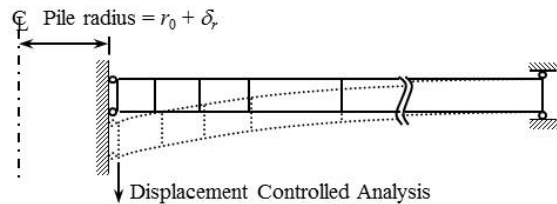


Fig. 4. Pile segment analysis steps

0.2, 0.5, 1.68 및 3.0m의 서로 다른 지름을 가지는 현장 타설말뚝들은 Fig. 3에 나타난 말뚝반경(pile radius)을 각각 0.1, 0.25, 0.84 및 1.5m로 지정함으로써 해석에 적용하였다.

본 연구에서는 현장타설말뚝의 주면이 매우 거친점을 고려하여 말뚝-지반 경계면의 거동은 얇은 경계면 요소 모델(thin interface element model)을 적용하였다. 즉, 말뚝주면의 변위에 따라 전단파괴는 말뚝-지반 접촉면에서 발생하는 것이 아니라 경계면 주위 지반에서 발생한다고 가정한다. 따라서 Fig. 3에 나타난 바와 같이 말뚝-지반 경계면은 말뚝주면 주위의 아주 얇은 지반요소로 대체되며 주위 지반과 같은 물성치를 가진다. Turner and Kulhawy(1994)가 현장타설말뚝의 실내모형실험을 통해 측정된 평균 경계면 두께인 7.5mm를 고려하여 수치해석에는 최소 경계면 두께를 6mm로 적용하였다.

말뚝절편 해석은 Fig. 4에 나타난 바와 같이 총 3단계로 구성된다. 첫 번째 단계에서는 유한요소망을 구축하고 초기응력조건을 구현한다. 말뚝절편은 포화단위중량이 20kN/m^3 인 포화된 균질한 모래지반에 설치되었다고 가정하고 깊이 따른 초기 유효수직응력(σ'_{v0})을 산정하고 지반이 정규 압밀되었다고 가정하여 말뚝지름방

향의 초기 유효수평응력($\sigma'_{r0} = K_0\sigma'_{v0}$, 여기서 정지토압 계수 $K_0 = 1 - \sin\phi'$, ϕ' =유효내부마찰각)을 산정한다. 두 번째 단계에서는 현장타설말뚝설치에 따른 영향을 고려한다. 지반 굴착방법 및 천공보호를 위해 사용되는 슬러리의 종류에 따라 천공 주위지반에 미치는 영향은 다양하며 이를 수치해석적으로 예측하기는 매우 힘들다. 따라서 본 연구에서는 설치 최종단계인 콘크리트 타설에 따른 영향만을 고려하여 유효 유동 콘크리트 하중에 해당되는 응력을 말뚝-지반 경계면에 작용하였다. 이 때 물의 단위중량을 뺀 유동 콘크리트의 단위중량은 12.8kN/m^3 으로 해석대상 깊이인 10m를 고려하여 128 kPa의 응력을 적용하였다. 세 번째 단계에서는 말뚝재하에 따른 말뚝주면 주위지반의 전단거동을 모사한다. 극한 주면마찰력은 일반적으로 말뚝지름의 1%이하의 침하량에서 완전히 발현된다(O'Neil and Reese, 1999). 본 연구에서 사용되는 최대 말뚝지름인 3.0m를 고려하면 약 30mm의 침하량이 필요하며 극한상태 이후의 거동을 관찰하기 위하여 말뚝 주면에 해당하는 변위경계조건인 수직변위를 50mm까지 작용하였다.

본 연구에서 수치해석을 위해 사용한 초기 유효응력과 지반의 모델변수들을 Table 2에 정리하였다.

Table 2. Initial effective stresses and model parameters for the pile-soil segment in 10 m

σ'_{v0} (kPa)	D_r (%)	ϕ' (°)	K_0	σ'_{r0} (kPa)	K (MPa)	G (MPa)	M_g	M_r	a	β_0	β_r	H_0
102	35	32	0.47	47.9	61.3	26.5	1.346	1.066	0.45	2.91	0.030	1,340
	55	37	0.40	40.6	61.8	27.0	1.374	1.170	0.45	3.32	0.038	1,600
	75	44	0.31	31.1	62.8	27.5	1.401	1.324	0.45	3.78	0.058	2,000

3. 수치해석 결과

수치해석을 통해 산정된 극한 주면마찰력(τ_{max})은 현재 구조물 기초설계기준 해설(한국지반공학회, 2009)에서도 적용하고 있는 O'Neill and Reese(1999)이 제안한 방법(β 방법)으로 산정한 극한 주면마찰력과 비교하였다(식 (9) 참조).

$$\tau_{max} = \beta \sigma'_{v0} \quad \text{또는} \quad \beta = \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} \quad (9)$$

여기서,

$$\beta = \{1.5 - 0.245(z)^{0.5}\} \quad (10)$$

β 방법으로 산정한 깊이(z) 10m에 대한 극한 주면마찰력은 74.0kPa으로 산정되었다.

Fig. 5는 β 방법으로 산정된 극한 주면마찰력과 비교한 세 가지 상대밀도의 사질토에 설치된 지름 1.68m의 현장타설말뚝의 주면마찰력(τ)과 수직변위(δ_v)와의 관계(t - z 곡선)를 나타내고 있다. β 방법의 경우 현장타설말뚝 설치 시 천공벽면의 사질토에 큰 전단변형이 발생되어 한계상태에 도달한다는 점을 고려하여 상대밀도와 무관하게 식 (9)에 나타난 바와 같이 극한 주면마찰력은 깊이에 관한 함수로 일정한 값을 보이는 반면 수치해석 결과는 상대밀도가 증가함에 따라 극한 주면마찰력이 증가하고 있다. 수치해석으로 산정된 극한 주면마찰력이 상대밀도에 따라 다소 차이를 보이고 있으나 β 방법으로 산정된 극한주면마찰력을 잘 예측하는 것으로 나타났다.

Fig. 6은 상대밀도 55%의 모래에 설치된 네 가지 서로 다른 지름을 가지는 현장타설말뚝의 t - z 곡선을 비교하고 있다. Fig. 5에서와 같이 말뚝 지름에 따른 t - z 곡선들을 β 방법으로 산정된 극한 주면마찰력과 비교하였다. 말뚝지름이 증가함에 따라 극한 주면마찰력이 감소

하는 것으로 나타났으며 특히 일반적으로 사용되는 지름 0.5m 이상의 현장타설말뚝의 경우 β 방법으로 산정된 극한 주면마찰력과 비슷한 값을 나타내고 있으나 지름 0.2m의 현장타설말뚝의 경우 상대적으로 큰 극한 주면마찰력을 보이고 있다. 또한 말뚝지름이 감소함에 따라 t - z 곡선의 초기 기울기값이 증가하고 있음을 알 수 있으며 이러한 말뚝지름에 따른 주면마찰거동은 다음 Fig. 7에 나타난 수직변위에 따른 경계면에서의 체적변형률(ϵ_{vol}) 변화 및 주면에 작용되는 지름방향의 유효수평응력(σ'_r)과의 관계로부터 설명할 수 있다.

Fig. 7에 나타난 말뚝절편의 수직변위에 따른 말뚝-지반 경계면의 체적변형률과 유효수평응력 변화에 따라 다음과 같이 세 단계의 주면마찰거동으로 나눌 수 있다.

- 1) 초기 전단단계(early shear stage) : 초기 수직변위에 따라 체적변형률이 감소(수축)하나 그 변화량이 상대적으로 작으며 이때 유효수평응력은 감소하는 단계.
- 2) 체적팽창 전단단계(dilation shear stage) : 초기 전단 단계 이후 수직변위가 증가함에 따라 사질토지반의 다일레이션(dilation)에 의해 체적변형률이 증가하며 유효수평응력 또한 증가하는 단계.
- 3) 일정체적 전단 단계(constant volume shear stage) : 팽창 전단 단계가 완료되고 수직변위가 증가하여도 체적변형률 변화가 없으며 이에 따라 유효수평응력의 변화도 없는 단계.

말뚝지름이 작아짐에 따라 각 전단 단계가 일찍 발현되고 이에 따라 지름 0.2m와 0.5m의 현장타설말뚝의 경우 50mm의 수직변위 동안 이 세 전단 단계가 모두 발현되는 것으로 나타났다. 반면 지름 1.68m의 현장타설말뚝의 경우 50mm의 수직변위에서 마지막 전단 단계에 도달하며 지름 3.0m의 경우 50mm의 수직변위에도 마지막 전단 단계에 도달하지 않는 것으로 나타났다. Fig. 7(b)에 나타난 바와 같이 말뚝지름이 감소함에 따라 발현되는 유효수평응력이 증가하고 그 결과 Fig. 6에 나타난 바와 같이 극한 주면마찰력이 말뚝지름이 감소함에 따라 증가하는 것을 알 수 있다. 따라서 말뚝지름이 감

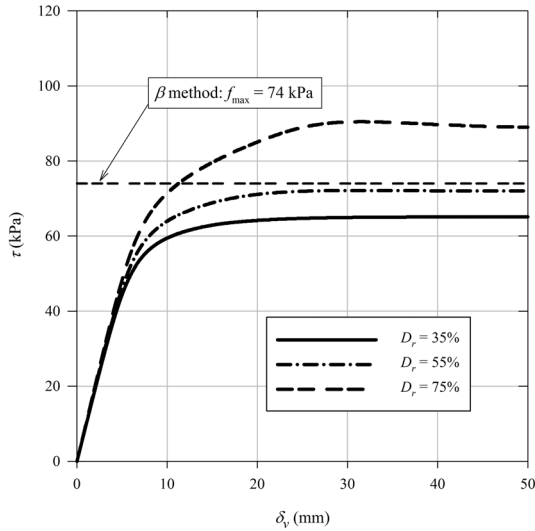


Fig. 5. t-z curves of drilled shafts with different relative densities

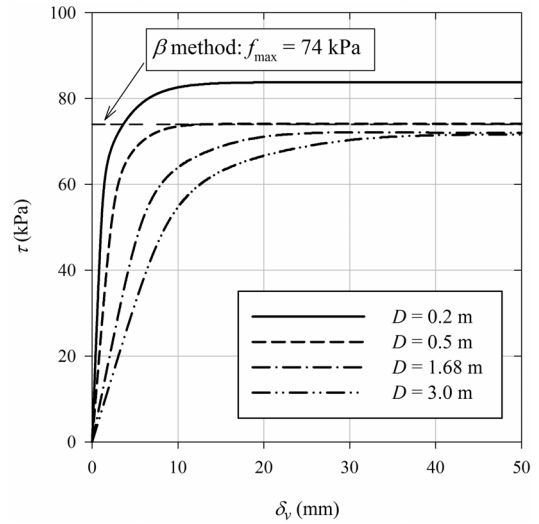
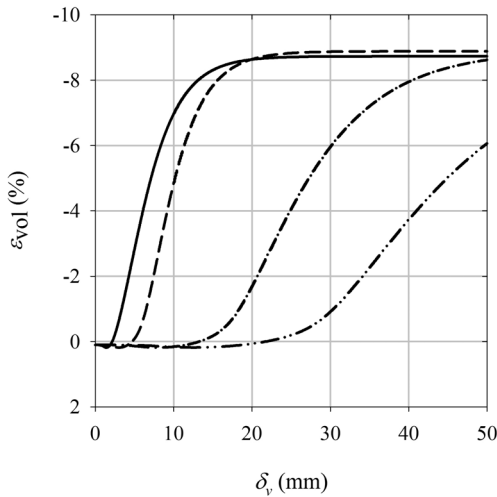
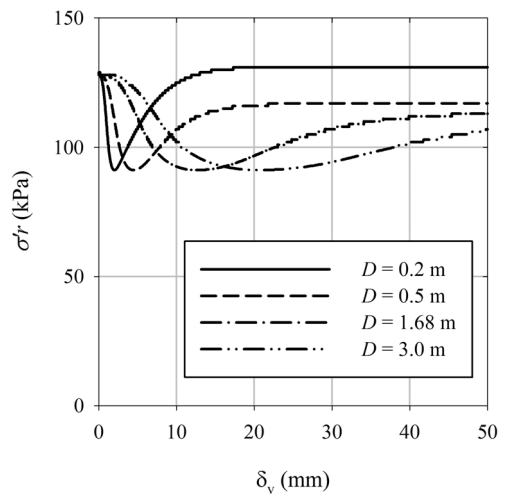


Fig. 6. t-z curves of drilled shafts with different pile diameters



(a) Vertical displacement-volumetric strain



(b) Vertical displacement-effective radial stress

Fig. 7. Changes in (a) Volumetric strains and (b) Effective radial stresses at the interface during shear with different pile diameters

소함에 따라 말뚝-지반 경계면에서의 지반의 체적 변화가 유효수평응력과 주면마찰력에 미치는 영향이 크다고 판단할 수 있다. 수치해석결과 나타난 이러한 말뚝지름이 주면마찰거동에 미치는 영향은 이전 연구자들이 (Stewart and Kulhawy, 1981; Turner and Kulhawy, 1994; Lehane et al., 2005) 다양한 지름을 가지는 현장타설말뚝에 대한 실내모형실험 결과와도 잘 일치하고 있다.

Fig. 8은 수직변위 50mm일 때 말뚝주면에서 말뚝 반지름(r_0)의 20배까지의 수평거리(R)에 따라 발생하는 체적변형률과 유효수평응력의 분포를 나타내고 있다. 전단에 따른 말뚝 주위지반의 체적변화는 대개 팽창(dilation)하는 것으로 나타나며 말뚝-지반 경계면 근처에 집중되어 발생되고 있다. 말뚝-지반 경계면 주위에서

집중적으로 발생하는 지반의 팽창거동은 유효수평응력을 증가시키는 것으로 나타났다. 탄성론을 기반으로 하는 원형 공팽창이론(cylindrical cavity expansion theory)에서는 공팽창압력(cavity expansion pressure)은 공벽에서 멀어질수록 공벽으로 부터의 거리 제곱에 비례하여 감소하며 Fig. 8(b)에 표시한 유효수평응력 분포 또한 비슷한 양상을 보이고 있다.

Fig. 9는 수치해석 결과로 산정된 서로 다른 상대밀도의 모래지반에 설치된 지름 1.68m인 현장타설말뚝의 정규화된 t-z곡선을 나타내고 있다. 주면마찰력(τ)은 극한 주면마찰력(τ_{max})으로 수직변위(δ_v)는 말뚝지름(D)로 정규화 하였다. 서로 다른 상대밀도에 대한 정규화된 t-z 곡선들이 O'Neil and Reese(1999)가 제안한 여러 현장타

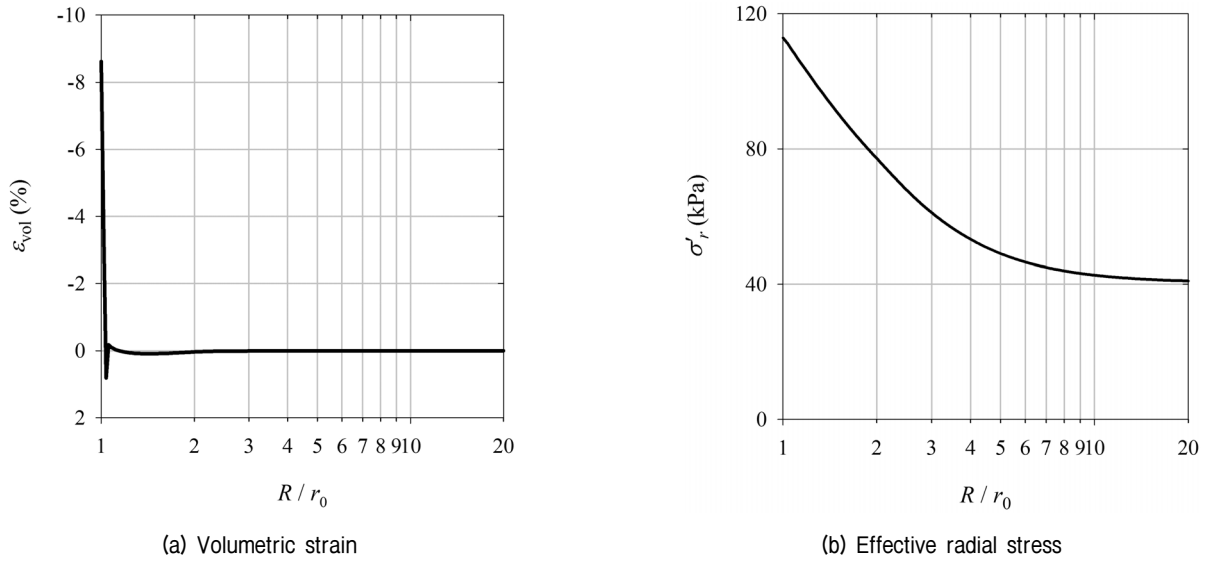


Fig. 8. Distributions of (a) Volumetric strain and (b) Effective radial stress in soil around the drilled shaft

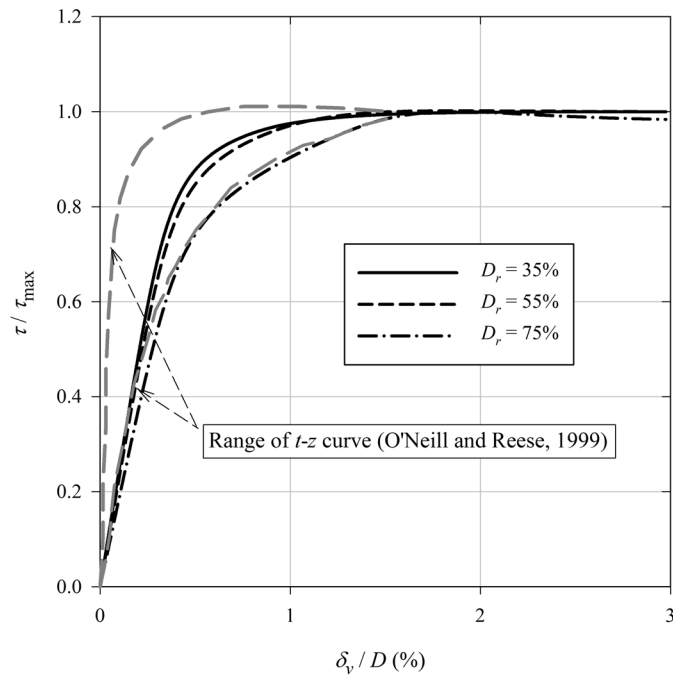


Fig. 9. Normalized t-z curves for drilled shafts in sand

설말뚝에 대한 현장재하실험으로부터 얻어진 정규화된 t-z 곡선 범위에 잘 위치하고 있다.

Fig. 10은 서로 다른 상대밀도의 모래지반에 설치된 현장타설말뚝의 말뚝지름에 따른 정규화된 극한주면마찰력의 영향을 나타내고 있다. 여기서 극한주면마찰력은 초기 지반조건에서 예상되는 전단응력($\sigma'_v \tan \phi$)으로 정규화 하였다. 또한 깊이에 따른 영향을 알아보기 위해 40 m에 위치한 말뚝절편에 대한 해석을 추가로 실시하였으며 적용한 초기 유효응력 및 지반의 모델변수들을

Table 3에 정리하였다. Fig. 10에 나타난 바와 같이 말뚝지름이 증가함에 따라 극한주면마찰력이 감소하며 상대밀도가 증가할수록 이러한 감소가 현저하게 나타나고 있다. 하지만 Fig. 10 (a)와 (b)를 비교하여 볼 때 깊이가 깊어질수록 이러한 상대밀도에 따른 말뚝지름의 영향은 감소하는 것으로 나타났다. 이는 말뚝절편이 위치한 깊이가 깊어질수록 구속압이 커지며 이에 따라 말뚝재하에 따른 전단에 의해 발생하는 말뚝주면 주위지반의 체적변화가 제한되기 때문인 것으로 판단된다.

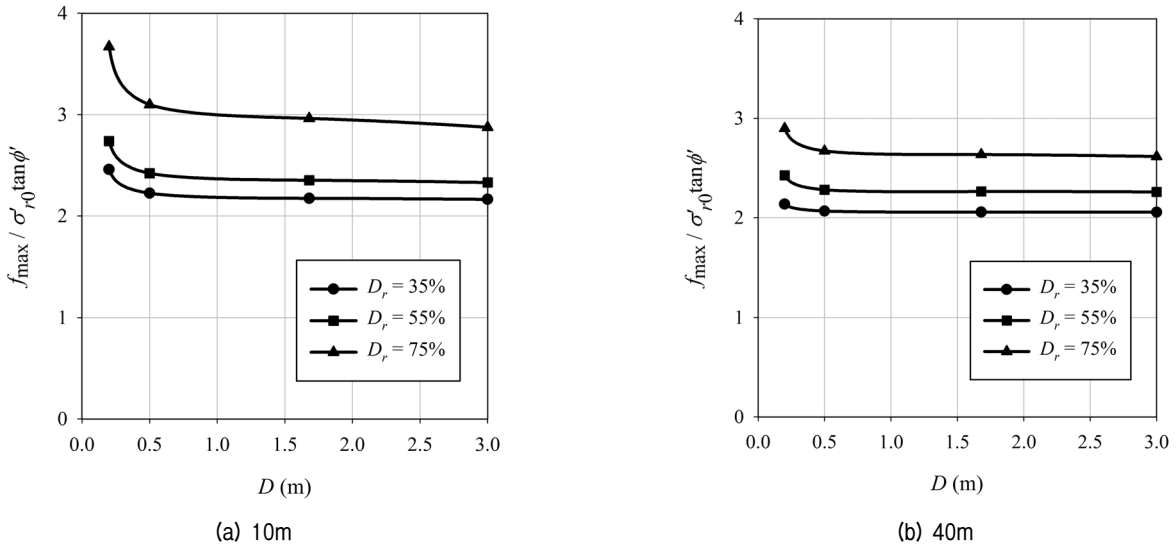


Fig. 10. Normalized maximum side resistance of drilled shafts with different pile diameters and relative densities in (a) 10m and (b) 40m

Table 3. Initial effective stresses and model parameters for the pile-soil segment in 40m

σ'_{v0} (kPa)	D_r (%)	ϕ' ($^\circ$)	K_0	σ'_{r0} (kPa)	K (MPa)	G (MPa)	M_g	M_f	α	β_0	β_f	H_0
408	35	32	0.47	191.8	122.1	52.8	1.346	1.142	0.45	3.17	0.011	1,200
	55	37	0.40	163.2	118.2	51.1	1.374	1.267	0.45	3.62	0.036	1,720
	75	44	0.31	126.5	122.1	52.8	1.401	1.343	0.45	4.21	0.045	1,900

4. 결론

본 연구에서는 사질토지반의 거동을 적절히 모사할 수 있는 탄소성지반모델을 적용하여 다양한 상대밀도의 사질토에 설치된 현장타설말뚝의 지름에 따른 주변 마찰거동에 미치는 영향을 말뚝절편 수치해석법을 사용하여 고찰하였다. 본 연구의 결론을 요약하면 다음과 같다.

- (1) 본 연구에서 사용된 탄소성모델을 적용한 말뚝절편 수치해석법의 검증을 위해 수치해석결과를 현재 설계에서 적용되고 있는 β 방법을 이용하여 산정된 극한주면마찰력과 여러 현장재하실험으로부터 산정된 정규화된 t-z곡선과 비교·분석하였다. 본 연구에서 사용한 수치해석방법이 사질토지반에 설치된 현장타설말뚝의 극한주면마찰력과 t-z 거동을 잘 예측하는 것으로 나타났다.
- (2) 말뚝재하에 따라 말뚝-지반 경계면에서는 3단계(초기, 체적팽창, 일정체적)의 전단거동이 관측되었으며 말뚝지름이 감소함에 따라 이러한 3단계의 전단거동이 보다 작은 수직변위에서 일찍 발현되는 것

으로 나타났다. 이러한 이유로 말뚝지름이 감소함에 따라 초기 t-z곡선의 기울기가 증가하는 것으로 나타났다.

- (3) 전단에 따른 말뚝 주위지반의 체적변화는 대개 팽창으로 나타났으며 말뚝-지반 경계면 근처에 집중되어 발생하였다. 이에 따른 유효수평응력 및 주변 마찰력의 증가는 말뚝지름이 감소할수록 더 크게 발생하였다.
- (4) 현장타설말뚝의 말뚝지름이 감소함에 따라 극한주면마찰력이 증가하는 효과는 상대밀도가 증가하고 구속압이 작아질수록 증대되는 것으로 나타났다.

본 연구결과 및 여러 연구자들에 의해 실시된 현장타설말뚝에 대한 실내모형실험 결과는 말뚝지름 및 사질토의 상대밀도에 따라 극한주면마찰력이 영향을 받는 것으로 나타났지만 현재 설계에서 많이 사용되고 있는 β 방법은 오직 깊이만을 고려하고 있다. 따라서 많은 현장재하실험 결과들을 말뚝지름과 상대밀도에 따라 수집하고 분석함으로써 최적의 극한주면마찰력을 산정하는 방법을 마련하고 설계에 반영하는 것이 앞으로의 연구과제라 판단된다.

감사의 글

이 논문은 2012년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업임(No. 2012R1A1A2004248).

참고 문헌

1. ABAQUS (2010). *Theoretical user's manual* (ver. 6-10). Dassault Systemes Simulia Corp.
2. Boulon, M. and Foray, P. (1986). "Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand." *Proceedings of 3rd Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*, Nantes, pp.127-147.
3. Cho, C. W., Kim, H. M., and Kim, W. K. (2004). "Bearing Capacity Evaluation of the Drilled Shaft Using Small Scale Model Test." *Journal of Korean Geotechnical Society(KGS)*, Vol.20, No.5, pp.117-126.
4. Christoulas, S. and Frank, R. (1991) "Deformation parameters for pile settlement." *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Deformation of Soils and Displacements of Structures X ECSMFE*, Florence, Italy, Vol.1, pp.373-376.
5. Foray, P., Balachowsky, L., and Rault, G. (1998). "Scale effects in shaft friction due to the localization of deformations." *Proceedings of Centrifuge 98*, Tokyo, pp.211-216.
6. Korean Geotechnical Society(KGS) (2009). *Design Standard for Structure Foundation*. Goomibook
7. Lee, S. (2004). *Behavior of a single micropile in sand under cyclic axial loads*. Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.
8. Lehane, B. M., Gaudin, C., and Schneider, J. A. (2005). "Scale effects on tension capacity for rough piles buried in dense sand." *Geotechnique*, Vol.55, No.10, pp.709-719.
9. Ling, H. I. and Liu, H. (2003). "Pressure-level dependency and densification behavior of sand through generalized plasticity model." *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.129, No.8, pp.851-860.
10. Nova, R. and Wood, D. M. (1979). "A constitutive model for sand in triaxial compression." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.3, pp.225-278.
11. O'Neill, M. W. and Reese, L. C. (1999). *Drilled Shaft: Construction Procedures and Design Methods*. Publication No. FHWAIF-99-025, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC.
12. Pastor, M., Zienkiewicz, O. C., and Leung, K. H. (1985). "Simple model for transient soil loading in earthquake analysis: II. Non-associative models for sands." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.9, pp.477-498.
13. Pastor, M., Zienkiewicz, O. C., and Chan A. H. C. (1990). "Generalized plasticity and the modelling of soil behavior." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.14, pp.151-190.
14. Potts, D. M. and Martins, J. P. (1982). "The shaft resistance of axially loaded piles in clay." *Geotechnique*, Vol.32, No.4, pp.369-386.
15. Reese, L. C. and O'Neill, M. W. (1988). *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*. Publication No. FHWAHI-88-042, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC.
16. Sagon, M. and Chun, B. S. (2005). "Study on the Side Resistance and Size Effect of Rock Socketed Drilled Shafts." *Proceedings of Korea Society of Civil Engineers (KSCE) Conference 2005*, KSCE, pp.3976-3979.
17. Sagon, M., and Paik, K. H. (2004). "Side Resistance of Rock Socketed Drilled Shafts in Consideration of the Shaft Size Effects." *Journal of Korean Geotechnical Society(KGS)*, Vol.20, No.9, pp.115-123.
18. Sidarta D. E. (2000). *Neural network-based constitutive modeling of granular material*. Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.
19. Stewart, J. P. and Kulhawy, F. H. (1981). "Experimental investigation of the uplift capacity of drilled shaft foundations in cohesionless soil." *Contract Report B-49(6)*, Niagara Mohawk Power Corporation, Syracuse, NY; also, *Geotechnical Engineering Report 81-2*, Cornell University.
20. Turner, J. P. and Kulhawy, F. H. (1994). "Physical modeling of drilled shaft side resistance in sand." *Geotechnical Testing Journal*, Vol.17, No.3, pp.282-290.
21. Zienkiewicz, O. C., Leung, K. H., and Pastor, M. (1985). "Simple model for transient soil loading in earthquake analysis: I. Basic model and its application." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.9, pp.453-476.

(접수일자 2012. 12. 17, 심사완료일 2013. 1. 8)