

단일 현장타설말뚝의 소성힌지를 고려한 최적설계법 제안

Proposal of a New Design Method of the Pile-Bent Structure Considering Plastic Hinge

안 상 용¹ Ahn, Sang-Yong
정 상 섬² Jeong, Sang-Seom
김 재 영³ Kim, Jae-Young

Abstract

In this study, a new design method of Pile-Bent structure considering plastic hinge was proposed on the basis of the beam-column model. To obtain the detailed informations, the optimized cross-section ratio between column and pile was analyzed to induce the plastic hinge at the joint section between the pile and column. Base on this study, the optimized diameter ratio of pile and column can be obtained below the inflection point of the bi-linear curve depending on the relations between column-pile diameter ratio (D_c/D_p) and normalized lateral cracking load ratio ($F/F_{Dc=Dp}$). Moreover, through comparisons with field cases to find out in-depth limit in which minimum concrete-steel ratio could be applied, in-depth limits ($L_{As=0.4\%}$) normalized by the pile length (L_p) proportionally decrease as the pile length (L_p/D_p) increases up to $L_p/D_p=17.5$, and beyond that in-depth limit converges to a constant value (≈ 0.3).

요 지

본 연구에서는 소성힌지를 고려한 단일 현장타설말뚝의 수평거동을 분석하기 위하여 Beam-Column 해석모델을 토대로 단일 현장타설말뚝 기초의 거동특성을 파악하고, 소성힌지를 고려한 최적설계법을 제안하였다. 단일 현장타설말뚝의 소성힌지를 지상부로 유도하기 위한 최적의 기둥-말뚝의 직경비를 분석하기 위해, 변단면 단일 현장타설말뚝의 단면조건에 따른 균열 휨모멘트를 산정하고 지반조건과 수평하중에 따른 말뚝의 거동을 해석하였다. 연구 결과, 최적의 단면 조건은 기둥/말뚝 직경비(D_c/D_p)와 정규화된 수평균열하중($F/F_{Dc=Dp}$)의 관계를 나타내는 이중직선의 변곡점 이하 부분에서 산정할 수 있었으며, 이로부터 최적의 단면 조건을 제안하였다. 또한 실제 시공사례 분석을 통해, 깊이별 휨모멘트를 바탕으로 최소철근비 적용이 가능한 구간을 분석하였으며, 그 결과 말뚝길이(L_p)로 정규화된 최소철근비 적용이 가능한 한계깊이($L_{As=0.4\%}$)는 말뚝 직경으로 정규화된 말뚝길이(L_p/D_p)에 따라 선형적으로 감소하였으며, $L_p/D_p=17.5$ 이후부터는 일정한 값(≈ 0.3)에 수렴함을 알 수 있었다.

Keywords : Column-pile diameter ratio (D_c/D_p), Lateral cracking load ratio ($F/F_{Dc=Dp}$), Minimum concrete-steel ratio, Nonlinear behavior of material, Pile-Bent structure, Plastic hinge

1. 서 론

최근 해상 및 도심지 구간에서 도로, 경전철 등의 시공이 빈번해짐에 따라 소음·진동 등에 의한 민원이 증

가하고 있으며, 이에 따라 항타말뚝 대신 현장타설말뚝의 적용이 증가되고 있다. 특히, 경량하중을 받는 교각 기초의 경우에 단일 현장타설말뚝(Pile-Bent structure)을 적용하는 방법이 연구되고 있으며, 일부 실구조물에

1 정회원, (주)대우엔지니어링 인프라사업본부 상무 (Member, Assistant to Vice President, Infra Department, Daewoo Engrg. Company)

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

3 연세대학교 토목환경공학부 박사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil and Environmental Engrg., Yonsei Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 8월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

적용되고 있다.

단일 현장타설말뚝은 기둥-캡-말뚝의 3가지 요소로 구성되는 일반적인 말뚝기초와 달리 말뚝캡 없이 말뚝과 기둥을 단일부재로 사용하는 기초로서, 군말뚝기초 공법에 비해 시공하는 말뚝의 갯수가 줄어 시공이 간편하고 공기를 단축시킬 수 있는 장점이 있다. 또한 교각과 기초의 철근 연결에 따른 시공 상의 문제가 발생하지 않으며, 횡방향 하중에 대하여 유연한 거동을 보임으로써 내진저항능력이 우수하다. 반면에 구조상 풍하중, 온도하중, 충격하중, 지진하중 등에 의해 상당히 큰 수평하중을 받으며, 그 크기가 증가할 경우 국부적인 재료의 파괴에 따른 소성힌지(plastic hinge)가 발생할 수 있어 단일 현장타설말뚝의 횡방향 거동에 관한 정밀한 검토가 필요하다.

지난 수십 년 동안 수평하중을 받는 단독말뚝과 군말뚝 문제에 대해 많은 시험과 연구가 있어 왔다. 수평력을 받는 말뚝 거동에 대한 해석방법으로는 대표적으로 Broms 법(1964a and 1964b), 탄성법(Poulos 1971a, 1971b)과 p-y 해석법(Matlock 1970, Reese 1977, O'Neill and Murchison 1983, Jeong et al. 2010, Kim et al. 2010) 등이 있다. 그 중 Matlock(1970)과 Reese(1977)의 p-y해석법이 그 해석 절차가 간편하여 수평하중을 받는 말뚝의 해석에 가장 일반적으로 사용되고 있다.

상하부 일체화된 단일 현장타설말뚝과 같은 구조물의 경우, FHWA(1988)는 교량 말뚝기초를 모델링하는 방법으로 equivalent cantilever model, equivalent base spring model, equivalent soil spring model 등의 3가지 방법을 제시하고 있으며, Caltrans Ver 1.4 (2006)에서는 지진하중을 받는 교량 기초에 대한 기준을 제시하고 있다. 국내의 경우, 교량에서 대구경 현장타설말뚝의 사용이 빈번해지면서 실험적인 연구가 조성한(1999), 전경수(2000) 등에 의해 수행되었으며, 이진형(2001), 함홍규(2002), 설훈일(2009) 등이 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 지지력에 대한 분석을 하였다. 국내 단일 현장타설말뚝에 대한 설계방안이 전경수(2004)에 의해 제안되었으며, 손혁수 등(2005)은 단일형 현장타설말뚝의 횡구속 철근에 의한 최적의 단일형 현장타설말뚝의 설계법을 제안하였다. 또한 단일형 현장타설말뚝의 수평거동특성에 대한 연구(정상섭 등, 2005), 경전철 기초 단일형 현장타설말뚝의 설계기법 개발(연세대학교, 2006), 단일형 현장타설말뚝의 최소 철근비 적용을 위한 연구(김재영 등, 2010), 단일형 현장타설말뚝의 소성힌지를 고려한 최적설계법

제안(안상용, 2010) 등의 연구가 진행되었다. 그 외에 위와 같이 국내의 경우 최근에 들어서 단일 현장타설말뚝물에 대한 초기적인 연구가 수행되고 있다.

말뚝과 기둥의 직경이 동일한 단일 현장타설말뚝의 경우, 최대 휨모멘트는 지표면 아래 약 1~3D(D는 말뚝 직경) 정도의 깊이에서 발생되며, 이 위치에서 소성힌지가 발생하는 것으로 보고되고 있다. 그러나 소성힌지가 지중에서 발생할 경우 단일 현장타설말뚝의 유지관리가 곤란하므로 최근에는 소성힌지가 지상에 발생하도록 유도하고, 경제적인 설계를 도모하기 위하여 기둥 직경을 말뚝 직경보다 작게 설계하거나 말뚝 상단부를 강관으로 보강하는 단일 현장타설말뚝의 시공이 많이 이루어지고 있다. 변단면 단일 현장타설말뚝은 기둥과 말뚝의 직경이 동일한 경우에 비해 소성힌지의 형성길이가 비교적 짧아 상대적으로 취성적(brittle) 거동이 유발되므로(정상섭 등, 2006; 손혁수 등, 2005) 말뚝설계에 대한 체계적인 설계기준이 요구되나, 이에 대한 연구가 부족하여 일반적인 현장타설말뚝의 설계기준을 채택하여 설계 및 시공이 이루어지고 있는 실정이다.

이에 본 연구에서는 육상구간에 설치되는 변단면 단일 현장타설말뚝을 대상으로 기존 설계 및 시공현황을 분석하고, 소성힌지가 지상에 발생하도록 유도하기 위한 변단면 단일 현장타설말뚝의 최적조건과 최소철근비 적용이 가능한 한계깊이를 제안하였다.

2. 단일 현장타설말뚝의 설계방법

2.1 단일 현장타설말뚝의 기존 설계방법

단일 현장타설말뚝의 국내 설계기준이 확립되지 않은 실정이므로 최근 설계되고 있는 단일 현장타설말뚝은 교각과 기초를 분리하여 설계하는 현장타설말뚝과 달리 연속된 구조물로 해석하고 교각은 탄성설계를 적용한다는 차이점 외에는 도로교 설계기준 해설(2008)의 현장타설말뚝 설계방법에 따라 설계되고 있다.

기존 현장타설말뚝은 내진설계시 교각에 대하여 소성 또는 탄성설계를 적용하였으나, 단일 현장타설말뚝을 적용한 경우 지반에 근입된 부분의 변위가 발생되어 기둥이 연성거동을 한다고 볼 수 있으므로 탄성설계 만으로 제한하고 있으며, 지상과 지중의 교각 내에서 발생하는 최대부재력에 대하여 단면검토를 실시하고 있다. 이때 단면검토방법은 압축력과 휨모멘트를 동시에 받는 압축

부재인 기둥의 검토방법과 동일하게 적용하며, 기둥의 길이는 $1/\beta$ 까지로 하고, 세장비가 100 이상인 경우 p- Δ 해석을 수행한다.

최소철근에 대한 규정은 수평저항에 관여하는 깊이인 $1/\beta$ 까지는 기둥으로 간주하고, 그 하부는 현장타설말뚝으로 간주하여 적용하며, 지표면 아래 말뚝길이와 $1/\beta$ 의 차이가 작은 경우 시공성을 고려하여 모두 기둥으로 간주하도록 하고 있다. 여기서 $\beta = (K_H D / 4EI)^{1/4}$ 와 같으며, $K_H = K_{H0} (B_H / 30)^{-3/4}$, $K_{H0} = 1/30 \cdot \alpha E_0$, $B_H = (D/\beta)^{1/2}$ 이다(도로교 설계기준 해설 하부구조편, 2008).

2.2 소성힌지를 고려한 단일 현장타설말뚝의 해석기법

캘리포니아 연방도로국(California department of transportation, Caltran)에서 작성된 seismic design criteria ver. 1.4(2006)에 따르면 변단면을 가지거나 말뚝 상부를 케 이상으로 보강한 단일 현장타설말뚝은 그림 1과 같이 말뚝-기둥의 강성 차이로 인하여 말뚝-기둥 접합부에 휨모멘트 변곡점이 발생되며, 말뚝-기둥 접합부에서 균열 휨모멘트가 감소하므로 최대 휨모멘트가 발생하는 말뚝 상단부가 아닌 기둥 하단부에 소성힌지가 발생된다고 보고되고 있다. 그러나 변곡점의 유무나 변단면에 따른 소성힌지의 위치 변화는 아직 의견이 분분한 상태로서, 단일 현장타설말뚝의 소성힌지 발생지점에 대한 세밀한 검토가 필요하다.

이에 본 연구에서는 변단면 단일 현장타설말뚝의 최대 휨모멘트가 발생하는 지점과 말뚝-기둥 접합부에서 휨모멘트의 변곡이 발생하는 지점을 위험단면으로 선정

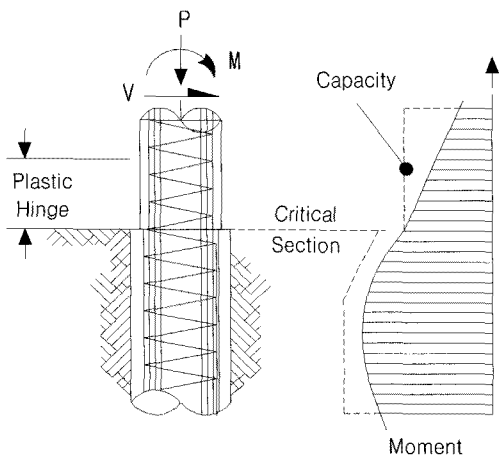


그림 1. 변단면 단일 현장타설말뚝의 깊이별 휨모멘트 양상(Caltran, 2006)

하여 해당 지점의 균열 휨모멘트 및 균열하중을 산정하고, 이를 발생모멘트와 비교하는 방법과 지표면 변위가 기준값에 도달할 때 말뚝과 기둥의 발생모멘트를 산정함으로써 말뚝의 상태를 분석하였다. 지표면 변위 기준은 도로교 설계기준 해설(2008)에 제시된 기초 직경의 1%와 FHWA(1988)에 제시된 38mm를 적용하였다.

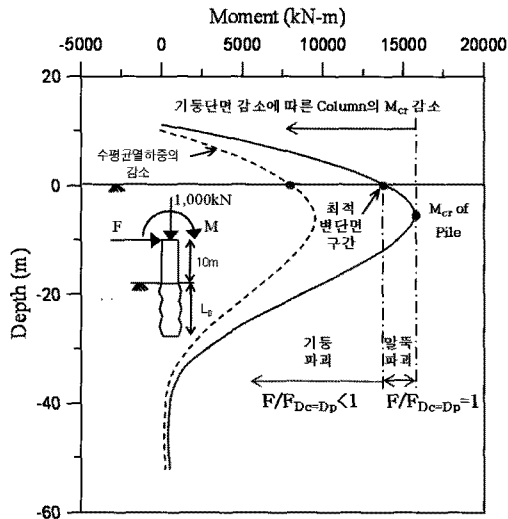
본 연구에서는 기존 연구를 통해 개발된 단일 현장타설말뚝 해석 프로그램인 PY-Shaft(연세대학교, 2006)와 균열 휨모멘트를 계산할 수 있는 단면해석 프로그램인 Response 2000을 이용한 해석기법을 도입하였다. 해석 단계는 다음과 같다.

- (1) 말뚝 해석단면과 물성을 Response2000에 입력하고 재료의 moment-curvature 관계를 이용하여 작용하중에 따른 균열 휨모멘트를 산정한다.
- (2) PY-Shaft를 이용하여 수평하중에 따른 말뚝의 깊이별 휨모멘트를 산정한다.
- (3) (2)로부터 최대 휨모멘트(Mmax)를 구하고, 회귀분석을 통해 관계식을 산정한다.
- (4) (3)에서 산정된 관계식과 (1)에서 계산된 균열 휨모멘트로부터 균열 수평하중을 계산한다.

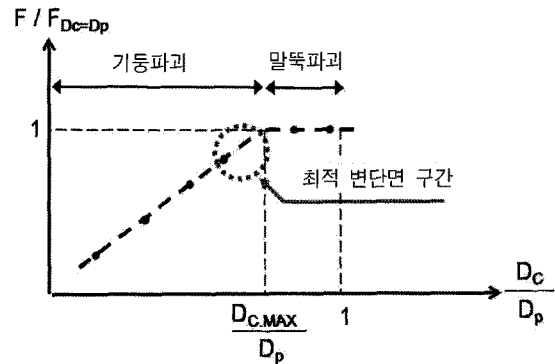
3. 소성힌지의 지상부 유도를 위한 최적 단면 조건 선정

3.1 변단면 단일 현장타설말뚝의 최적 단면 조건

최적 단면 조건의 산정을 위하여 그림 2와 같이 기둥/말뚝 직경비(D_c/D_p)와 수평균열하중($F/F_{Dc=Dp}$)의 관계를 분석하였다. 이때, F 는 수평균열하중이며, $F_{Dc=Dp}$ 는 기둥과 말뚝의 직경이 동일한 현장타설말뚝의 수평균열하중을 나타낸다. 따라서 기둥과 말뚝의 직경이 동일한 경우 ($D_c/D_p=1$) 수평균열하중비($F/F_{Dc=Dp}$)는 1이 된다. 소성힌지가 지상부에 발생되도록 유도하기 위하여 직경비(D_c/D_p)를 감소시키면, 즉 기둥의 직경을 감소시키면 기둥의 균열모멘트가 감소하므로 수평균열하중비($F/F_{Dc=Dp}$)는 1보다 작아지게 된다(그림 2(a)). 이와 같이 기둥/말뚝 직경비(D_c/D_p) 감소에 따른 변단면 단일 현장타설말뚝의 수평균열하중(F)을 계산한 후 이를 $F_{Dc=Dp}$ 로 정규화하면 그림 2(b)와 같이 이중직선 형태의 곡선이 나타난다. 기둥 직경이 감소하더라도 수평균열하중의 비가 변하지 않는 초기구간($F/F_{Dc=Dp}=1$)은 변단면 적용에 따른 효과가



(a) 휨모멘트와 수평균열하중비의 관계



(b) 직경비와 수평균열하중의 관계

그림 2. 기둥/말뚝 직경비(D_c/D_p)와 정규화 된 수평균열하중($F/F_{D_c=D_p}$)의 관계

없이 동일한 직경을 갖는 단일 현장타설말뚝과 같이 지중부 말뚝의 파괴가 먼저 발생하며, 일정 직경($D_{C,MAX}$) 이하로 기둥단면을 축소하면 수평균열하중(F)은 $F_{D_c=D_p}$ 보다 작아져 지상부 기둥에서 재료의 파괴가 먼저 일어나게 된다. 따라서 기둥과 말뚝의 파괴가 동시에 일어나는 기둥의 직경($D_{C,MAX}$)은 기둥/말뚝 직경비(D_c/D_p)와 정규화된 수평균열하중($F/F_{D_c=D_p}$) 관계곡선의 변곡점이며, 이로부터 최적의 단면 조건은 $D_{C,MAX}$ 이하에서 산정할

수 있음을 알 수 있다.

3.2 지반조건에 따른 최적 단면 조건 분석

변단면 단일 현장타설말뚝의 최적 단면 조건을 산정하기 위하여 지반조건, 말뚝 세장비, 철근비에 따른 매개변수 연구를 수행하였다. 본 해석에 적용된 단일 현장타설말뚝은 말뚝직경(D_p)이 2.5m, 기둥 길이(L_c) 10m이며

표 1. 해석을 위한 지반조건

지반조건		하중전이곡선	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (deg)	K (kPa/m)	ϵ_{50}
clay	soft	Matlock	17.6	40	-	27,000	0.01
	stiff	Reese	18.6	120	-	150,000	0.005
sand	loose	"	18.1	-	32	10,000	-
	dense	"	19.1	-	40	34,000	-

표 2. 해석을 위한 말뚝조건

구분	단일 현장타설말뚝	
	concrete	steel
Young's Modulus(kPa)	2.3×10^7	2×10^8
일축압축강도(kPa)	27,600	414,000
철근종류	H32	-
피복두께(mm)	125(1단) / 225(2단)	-

표 3. 해석을 위한 매개변수 조건

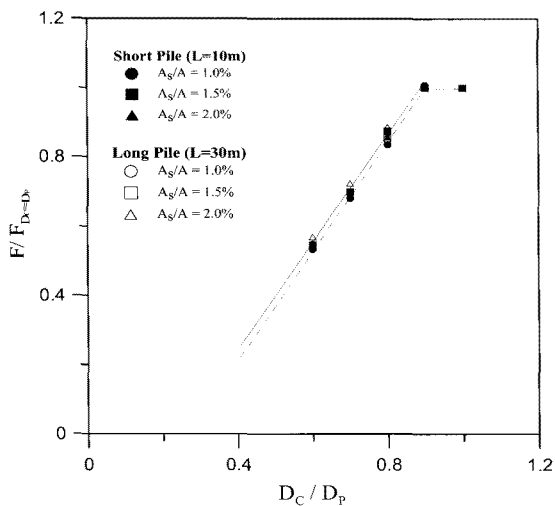
변수	변수값
말뚝길이(L_p , m)	10 / 30
기둥직경(D_c , mm)	1500 / 1750 / 2000 / 2250 / 2500
철근량(A_s/A , %)	1.0 / 1.5 / 2.0
지반조건	Soft Clay/Stiff Clay/Loose Sand/Dense Sand

상부 토층을 관통해 암반에 지지되어 있는 것으로 가정하였다. 단일형 현장타설말뚝의 수평거동 분석에는 Reese (1975)의 방법에 따른 p-y 곡선을 적용하였으며, 거동 특성이 다소 상이한 연약한 점토층에 대해서는 Matlock (1970)의 방법에 따라 p-y 곡선을 산정하여 지반반력으로 적용하였다. 지반 및 말뚝재료 물성은 각각 표 1 및 표 2와 같으며, 매개변수 연구를 위한 변수조건은 표 3과 같다.

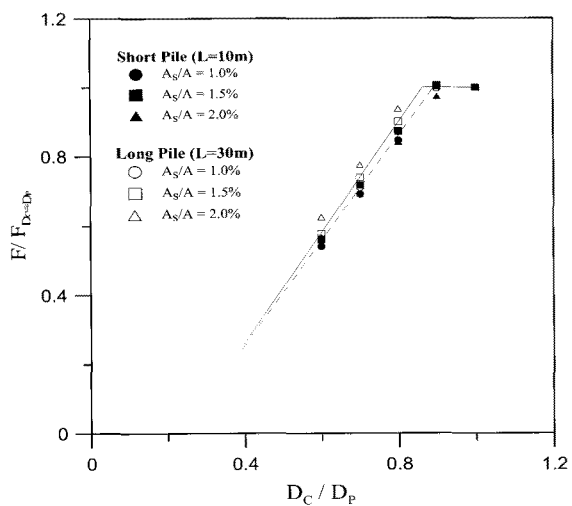
그림 3과 그림 4는 각각 사질토층(조밀, 느슨) 및 점토층(견고, 연약) 지반에서의 D_c/D_p 와 $F/F_{D_c=D_p}$ 의 관계를 나타낸다. 이와 함께 본 해석에서는 지반조건에 따른 영향 이외에 말뚝 세장비(단말뚝/장말뚝)와 철근비의 영향에 따른 최적 단면 조건을 검토하였다.

사질토층의 경우 그림 3과 같이 최적 단면 조건은 지반강성(조밀, 느슨)의 영향이 거의 없는 것으로 나타났으며, 말뚝 세장비의 영향은 장말뚝($L=30m$)의 경우, 기둥과 말뚝이 동시에 균열파괴가 발생하는 기둥 직경비($D_{c,MAX}/D_p$)가 0.89로서 0.90인 단말뚝($L=10m$)보다는 작으나 그 편차가 크지 않은 것으로 나타났다. 또한, 기둥과 말뚝의 철근량이 동일할 경우, 기둥과 말뚝이 동시에 균열파괴되는 기둥직경비의 크기($D_{c,MAX}/D_p$)는 철근비(A_s/A)와 관계없이 거의 일정한 것으로 나타났다. 여기서 A는 말뚝 단면적이며, A_s 는 총 철근단면적을 의미한다.

점토층 지반의 경우 사질토층 지반과 달리 그림 4와 같이 지반강성(견고, 연약)에 따라 최적 단면 구간이 다소 차이가 나는 것으로 나타났으며, 변단면 적용에 따른

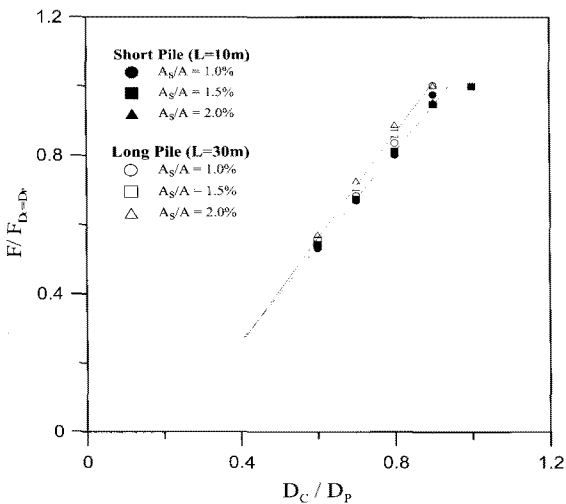


(a) 조밀한 사질토층

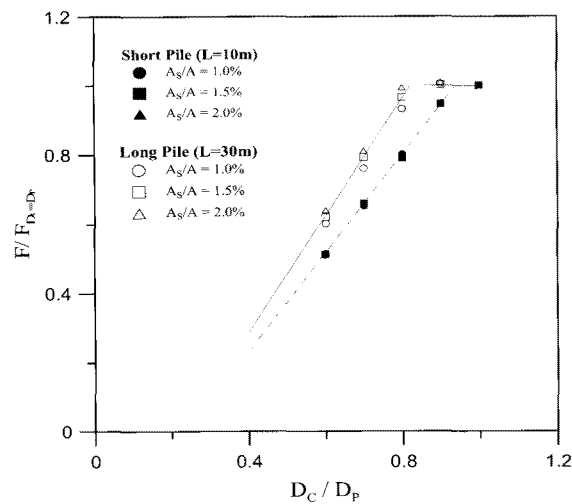


(b) 느슨한 사질토층

그림 3. 사질토층 지반에서의 기둥/말뚝 직경비에 따른 수평균열하중 정규화 곡선



(a) 견고한 점토층



(b) 연약한 점토층

그림 4. 점토층 지반에서의 기둥/말뚝 직경비에 따른 수평균열하중 정규화 곡선

효과가 발현되기 위해서는 견고한 점토층보다 연약한 점토층에서 직경비가 더욱 작아야 됨을 알 수 있다. 또한, 견고한 점토층에서는 말뚝 세장비에 따른 변단면 최적 구간의 영향이 사질토층과 같이 크지 않은 것으로 나타났으나, 연약한 점토층에 관입되어 있는 장말뚝의 경우 기둥과 말뚝이 동시에 균열파괴가 발생하는 기둥직경비 ($D_{C,MAX}/D_p$)가 0.83으로서 단말뚝일 때의 0.94와 비교하면 다소 작은 것을 알 수 있다. 따라서 최근 국내 서남해안의 연약지반 상에 변단면 단일 현장타설말뚝의 시공이 크게 증가하고 있음을 고려할 때 말뚝의 세장비에 대한 주의가 필요할 것으로 판단된다.

한편, 점토층에 시공된 단일 현장타설말뚝의 철근비에 대한 영향은 사질토층보다 크나 그 차이는 미소한 것으로 나타나, 기둥과 말뚝에 설치되는 철근량이 동일할 경우 최적 단면 구간 산정 시 이에 대한 영향은 고려치 않아도 무방한 것으로 나타났다.

4. 최소철근비 적용 한계깊이 산정

4.1 단일 현장타설말뚝의 수평거동 분석

본 연구에서는 단일 현장타설말뚝의 해석 및 설계조건 도출을 위하여 지반조건, 말뚝의 세장비 등을 매개변수로 한 해석을 통해 말뚝의 수평거동 특성을 파악하였으며, 이때 말뚝 재료의 항복거동 및 P- Δ 효과를 고려하여 실제적인 거동을 모사할 수 있도록 하였다. 해석에 적용한 지반조건은 표 4와 같다.

지반물성에 따른 단일 현장타설말뚝의 수평거동 차이

를 파악하기 위해 수평하중 900kN, 수직하중 1000kN의 하중을 동시에 받는 조건에 대한 해석을 수행하였다. 지반조건은 표 4의 지반성층 1~4와 같이 점토와 사질토에 대해서 각각 지반강성이 연약한 경우와 견고한 경우로 구분하였으며, 교각의 높이는 10m, 말뚝직경(D)은 2m를 적용하였다.

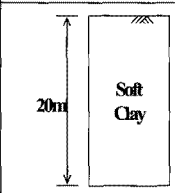
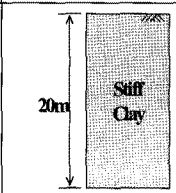
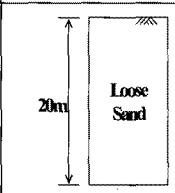
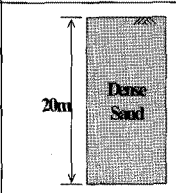
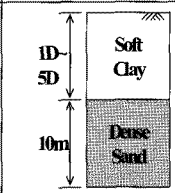
수평변위는 그림 5에서 보는 바와 같이 지반이 연약할수록 상대적으로 크게 발생하며 점토의 경우 그 차이가 더욱 크게 나타나는 것을 알 수 있었다. 또한 지표면이 연약할수록 P- Δ 효과가 더욱 뚜렷이 나타나는 것을 알 수 있었다. 휨모멘트의 경우 그림 6에서 보는 바와 같이 M_{max} 가 대부분 지표면 하 3D(D는 말뚝직경, 2m) 이내에 존재하며, 지반 강성이 클수록 M_{max} 가 지표면 하 1D 부근에서, 지반강성이 작을수록 지표면 하 3D 부근에서 발생함을 알 수 있었다.

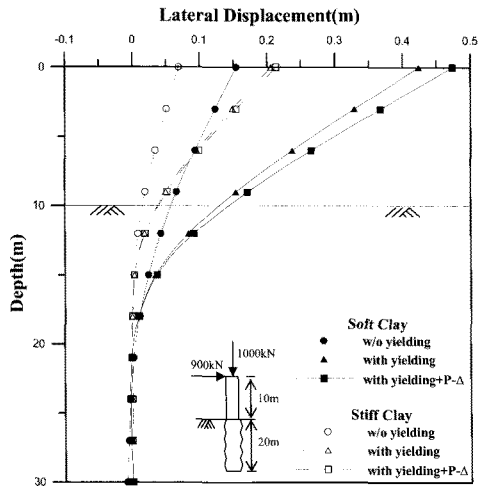
단일 현장타설말뚝의 거동특성상 지표면 부근에 위치한 지반의 영향이 크므로 이를 파악하기 위하여 표 4의 지반성층 5와 같이 연약한 점토지반과 조밀한 사질토로 구성된 지층조건을 가정하고 지표면 하 2m, 6m, 10m 깊이까지 연약한 점토지반을 증가시키면서 해석을 수행한 결과는 그림 7에 도시한 바와 같다. 지표면 하 연약 점토지반의 깊이가 증가할수록 수평변위는 점진적으로 증가하다가 3D로 갈수록 확연히 커지며, 5D의 경우 전체지반이 연약한 점토지반인 경우와 유사한 경향을 나타내었다. 휨모멘트의 경우에는 지표면 하 연약 점토지반의 깊이가 증가할수록 M_{max} 는 점진적으로 심부에서 발생함을 알 수 있었다.

단일 현장타설말뚝의 수평거동 분석결과 지반조건에

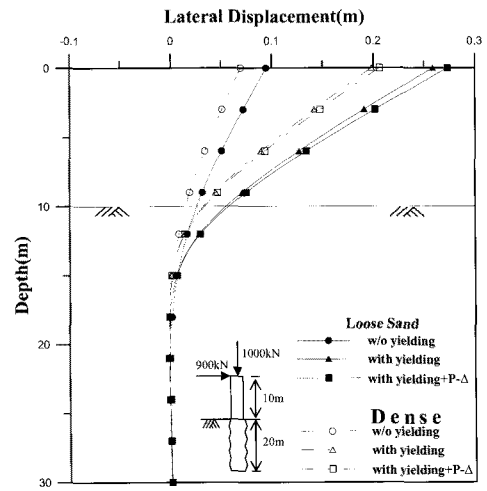
표 4. 단일 현장타설말뚝의 수평거동 분석을 위한 지반조건

지반조건		하중전이곡선	γ (kN/m ³)	c(kN/m ²)	ϕ (deg)	K(kPa/m)	ϵ_{50}	q_u (kPa)
clay	soft	Matlock	17.6	40	-	27,000	0.01	-
	stiff	Reese	18.6	120	-	150,000	0.005	-
sand	loose	"	18.1	-	32	10,000	-	-
	dense	"	19.1	-	40	34,000	-	-
weathered rock		bi-linear	20.9	-	-	373,026	-	6,000
Hard rock		"	22.6	-	-	2,108,410	-	25,000

지반성층	1	2	3	4	5	6
						

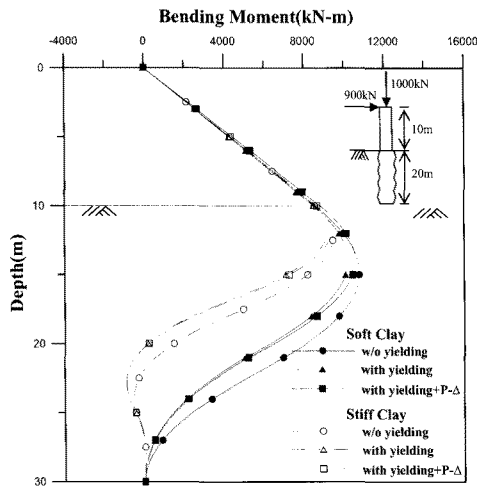


(a) 점토 지반

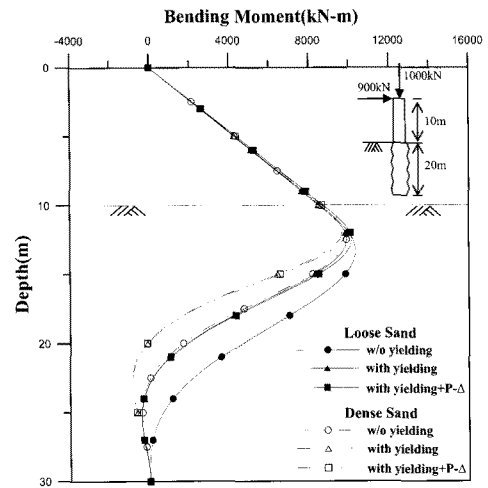


(b) 사질토 지반

그림 5. 지반 강성에 따른 수평거동 비교

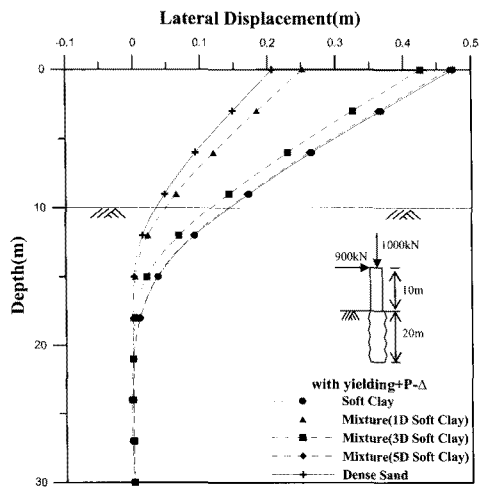


(a) 점토 지반

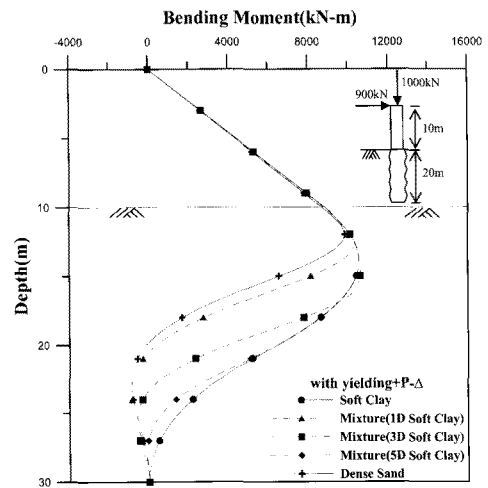


(b) 사질토 지반

그림 6. 지반 강성에 따른 휨모멘트 비교



(a) 수평거동 비교



(b) 휨모멘트 비교

그림 7. 지반성층에 따른 해석결과

따라 다소 차이는 있으나 지표면 하 5D 이내에서 대부분의 수평거동이 발생하고 있으며, 휨모멘트도 5D 깊이 이내에서 수렴해 감을 알 수 있으며, 지반조건, 말뚝의 세장비 등 단일 현장타설말뚝의 다양한 설치조건을 정규화하면 말뚝의 길이와 직경의 관계로부터 수평거동이 수렴하는 깊이를 예측할 수 있을 것으로 판단된다. 따라서, 본 연구에서는 이와 같은 단일 현장타설말뚝의 수평거동을 분석하여 정규화함으로써 최소철근비 적용이 가능한 한계깊이를 도출하였다.

4.2 최소철근비 적용이 가능한 한계깊이

횡방향 하중을 받는 단일 현장타설말뚝의 일반적인 휨모멘트는 그림 8과 같다. 횡방향 하중에 민감한 구조물인 단일 현장타설말뚝의 단면설계는 지표면 아래 약 1~3D 정도 깊이에서 발생하는 최대 휨모멘트 값과 변단면 위치에서의 휨모멘트 값을 기준으로 철근배근을 포함한 말뚝설계가 일괄적으로 이루어지고 있다. 그러나 깊이별 휨모멘트는 그림 8과 같이 변단면의 유무와 큰 관계없이 기둥 두부에서부터 점차 증가하여 말뚝 상단부에서 최대값을 가지며, 이후 말뚝의 심도가 깊어질수록 지반저항력에 의해 급격히 감소하여 일정 깊이 이하에서는 매우 작은 값을 가지게 된다. 이는 휨모멘트가 크지 않은 일정심도 이하에서는 최소철근비를 적용함으로써 말뚝 및 구조물의 안정성을 확보하는 동시에 철근량을 감소시켜 경제적인 시공이 가능함을 나타낸다.

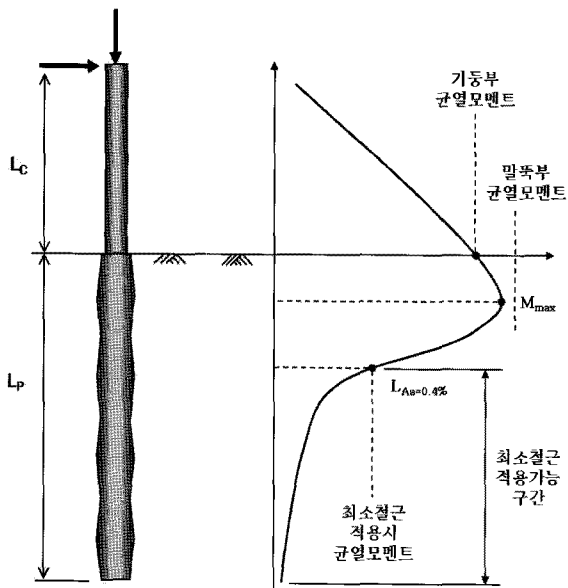


그림 8. 단일 현장타설말뚝의 휨모멘트 양상

그러나 아직까지 이에 대한 명확한 기준이 없어 실무에서는 전체 말뚝길이에 대해 동일한 철근량을 대부분 적용하고 있으며, 일부에서는 희생강관을 이용하여 소성힌지 발생위치를 보강하고 있는 실정이다. 이에 본 연구에서는 인천, 부산, 울산 등 국내 3개 현장에서 시공된 단일 현장타설말뚝 26본의 설치조건을 토대로 최소철근비 적용이 가능한 심도를 분석하였다.

4.3 최소철근비 적용을 위한 한계깊이 산정

본 검토에 사용된 부산 00지역 단일 현장타설말뚝은 표 5에 나타난 바와 같이 기둥직경과 말뚝직경이 동일한 대구경(2,500~3,000mm) 말뚝이며, 말뚝 길이(L_p)가 57~65m 정도의 긴 말뚝이다. 울산 00현장은 변단면을 가지는 단일 현장타설말뚝 2본과 동일 직경을 갖는 단일 현장타설말뚝 11본이 적용되었으며, 말뚝 직경은 3,000mm의 대구경이고 말뚝 길이는 10~36m 정도로 다양하다. 또한 인천 00지역에서 시공 중인 대상 말뚝들은 말뚝 직경이 2,000~2,500mm의 대구경이고 말뚝 길이(L_p)가 42~53m 정도의 긴 말뚝으로서, 기둥부위의 직경이 말뚝 직경보다 작은 1,500~2,200mm이다. 본 검토에 이용된 단일 현장타설말뚝들은 점토 및 사질토 지반의 상부토층을 지나 표준관입시험(SPT) N치 50 이상의 단단한 풍화암 혹은 연암층에 근입되어 있다.

본 검토에 사용된 국내 3개 현장 단일 현장타설말뚝의 설계자료를 토대로 수평균열하중과 최대 균열 휨모멘트를 산정하고, 동일한 방법으로 최소철근비를 적용한 경우의 균열 휨모멘트를 산정하였다. 최소철근비 기준은 도로교 설계기준 해설 하부구조편(대한토목학회, 2008)에 따라 0.4%를 적용하였다. 이때 발생 휨모멘트가 최소철근비 적용시 산정된 균열 휨모멘트보다 작은 구간을 단일 현장타설말뚝의 최소철근비 적용 한계깊이($L_{As=0.4\%}$)로 산정하였으며, 그 내용은 표 6과 같다.

그림 9에 나타난 바와 같이, L_p 로 정규화된 $L_{As=0.4\%}$ 는 일정한 경향을 보이고 있다. Y축은 전체 말뚝길이에서 한계깊이의 비율을 나타내므로, $L_{As=0.4\%}/L_p=1$ 은 최소철근비를 적용할 구간이 없음을 의미하며 $L_{As=0.4\%}/L_p=0$ 은 전체 말뚝구간에 최소철근비를 적용할 수 있음을 나타낸다. 말뚝길이(L_p)로 정규화된 최소철근비 한계깊이($L_{As=0.4\%}$)는 말뚝 직경으로 정규화된 말뚝길이(L_p/D_p)가 증가함에 따라 선형적으로 감소되며, $L_p/D_p=17.5$ 이후부터는 일정한 값(≈ 0.3)에 수렴한다. 이로부터 최소철근비

표 5. 말뚝 설계조건(부산 OO현장)

구분	말뚝부		기둥부		설계하중			콘크리트 물성			철근 물성			
	직경 (mm)	길이 (m)	직경 (mm)	길이 (m)	수직 (kN)	수평 (kN)	모멘트 (kN-m)	압축 강도 (kPa)	단위 중량 (kN/m ³)	탄성 계수 (kPa)	주철근	피복 두께 (mm)	탄성 계수 (kPa)	항복 강도 (kPa)
BP1	2,500	65.2	2,500	3.6	12,222.00	388.61	-	2.70E+05	24.5	2.46E+07	H25-65ea	125	2.00E+08	4.00E+05
											H25-65ea			
BP2	2,500	59.5	2,500	6.4	15,036.00	512.14	-	2.70E+05	24.5	2.46E+07	H25-65ea	125	2.00E+08	4.00E+05
											H25-65ea			
BP3	3,000	60.9	3,000	13.5	17,461.00	491.44	-	2.70E+05	24.5	2.46E+07	H25-80ea	125	2.00E+08	4.00E+05
											H25-80ea			
BP4	3,000	60.9	3,000	17.1	14,991.00	12.44	-	2.70E+05	24.5	2.46E+07	H25-80ea	125	2.00E+08	4.00E+05
											H25-80ea			
BP5	3,000	60.6	3,000	18.6	18,079.00	659.70	-	2.70E+05	24.5	2.46E+07	H25-80ea	125	2.00E+08	4.00E+05
											H25-80ea			
BP6	3,000	59.4	3,000	17.2	15,657.00	586.57	-	2.70E+05	24.5	2.46E+07	H25-80ea	125	2.00E+08	4.00E+05
											H25-80ea			
BP7	2,500	59.5	2,500	4.6	14,507.00	788.35	-	2.70E+05	24.5	2.46E+07	H25-65ea	125	2.00E+08	4.00E+05
											H25-65ea			
BP8	2,500	57.2	2,500	1.6	11,357.00	386.67	-	2.70E+05	24.5	2.46E+07	H25-65ea	125	2.00E+08	4.00E+05
											H25-65ea			

표 6. 최소철근비 적용 한계깊이 해석결과

구 분		말뚝직경 D(m)	말뚝길이 Lp(m)	수평균열 하중(kN)	최대 휨모멘트 (kN-m)	최소철근비 적용 시 균열휨모멘트(kN-m)	한계깊이 L _{As=0.4%} (m)	
부산	BP1	2.5	65.2	3,259	34,370	10,860	18.3	
	BP2	2.5	59.5	2,472	37,472	11,099	15.5	
	BP3	3.0	60.9	2,282	52,474	20,477	16.2	
	BP4	3.0	60.9	1,836	51,231	21,021	15.8	
	BP5	3.0	60.6	1,687	52,110	21,259	15.5	
	BP6	3.0	59.4	1,835	51,585	21,037	15.6	
	BP7	2.5	59.5	2,811	43,810	10,944	17.2	
	BP8	2.5	57.2	3,649	41,000	16,085	16.9	
울산	고가1	UP1	3.0	31.1	2,321	46,000	29,188	11.0
		UP2	3.0	33.7	3,873	46,000	18,963	14.2
	고가2	UP3	3.0	34.0	3,303	50,000	19,475	15.2
		UP4	3.0	34.5	3,079	54,000	19,629	15.4
	고가3	UP5	3.0	29.0	3,653	46,000	19,101	16.3
	고가4	UP7	3.0	36.4	2,497	50,000	19,629	12.8
	고가5	UP8	3.0	16.8	2,127	39,000	19,874	12.8
인천	고가6	UP11	3.0	21.1	3,839	46,000	19,080	12.4
	고가7	UP13	3.0	27.0	3,684	46,000	19,025	13.9
	IP1	2.0	50.0	1,123	16,000	5,095	12.3	
	IP2	2.5	46.5	1,611	29,000	7,380	12.6	
	IP3	2.5	50.5	1,605	29,000	7,380	12.0	
	IP4	2.5	53.2	1,169	20,000	7,248	10.3	
	IP5	2.5	52.0	1,067	20,000	7,278	14.6	
IP6	2.5	43.0	1,099	20,000	7,248	19.7		
IP7	2.5	43.0	1,255	18,000	7,248	11.5		
IP8	2.5	42.5	1,255	18,000	7,248	11.7		
IP9	2.5	47.5	1,238	18,000	7,248	10.1		

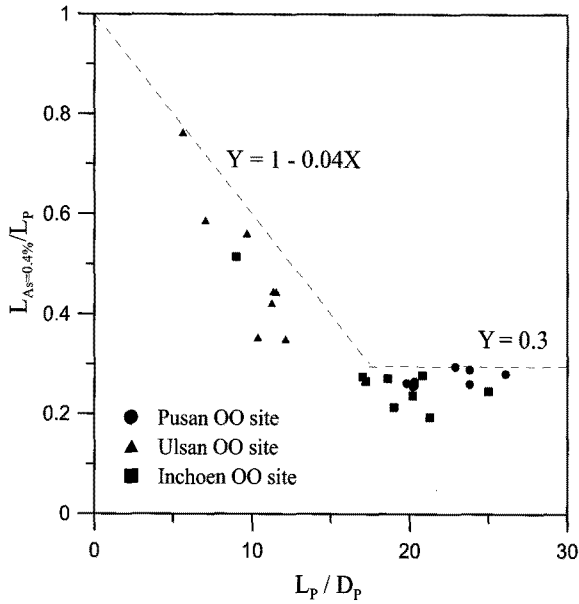


그림 9. 최소철근비 적용이 가능한 한계깊이

적용이 가능한 깊이의 경계를 보수적 입장에서 이중직선의 형태로 표현하면 식 (1a) 및 식 (1b)와 같이 나타낼 수 있다.

$$Y = 1 - 0.04X \quad (X \leq 17.5) \quad (1a)$$

$$Y = 0.3 \quad (X > 17.5) \quad (1b)$$

식 (1)로부터 최소철근 적용을 위한 한계깊이는 식 (2a) 및 식 (2b)와 같이 제안할 수 있다.

$$L_{As=0.4\%} = L_p - 0.04 \left(\frac{L_p^2}{D_p} \right) \quad (2a)$$

(단, $L_p \leq 17.5D_p$)

$$L_{As=0.4\%} = 0.3L_p \quad (2b)$$

(단, $L_p > 17.5D_p$)

5. 결론

본 연구에서는 소성힌지를 고려한 단일 현장타설말뚝의 거동을 분석하기 위하여, 하중전이함수법을 토대로 재료의 항복거동과 p-Δ효과를 고려한 비선형 해석프로그램인 PY-Shaft와 Response2000을 이용하여 소성힌지가 지상부에서 발생되도록 유도하기 위한 변단면 단일 현장타설말뚝의 최적 조건을 산정하였으며, 이를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 변단면 단일 현장타설말뚝의 최적 단면 조건 산정을 위하여 기둥/말뚝 직경비(D_c/D_p)와 정규화된 수평균 열하중($F/F_{D_c=D_p}$)의 관계를 분석하였으며, 이로부터 지상부 기둥과 지중부 말뚝의 파괴가 동시에 일어나는 기둥직경($D_{C,MAX}$)은 기둥/말뚝 직경비(D_c/D_p)와 정규화된 수평균열하중($F/F_{D_c=D_p}$)의 관계 곡선의 변곡점이며, 최적 단면 구간은 $D_{C,MAX}$ 이하에서 산정할 수 있음을 알 수 있었다.
- (2) 단일 현장타설말뚝의 재료 및 지반조건을 토대로 최소철근비 적용이 가능한 구간을 분석한 결과, 말뚝길이(L_p)로 정규화된 한계깊이($L_{As=0.4\%}$)는 말뚝 직경으로 정규화된 말뚝길이(L_p/D_p)에 따라 선형적으로 감소하며 $L_p/D_p=17.5$ 이후부터는 일정한 값(≈ 0.3)에 수렴함을 알 수 있었다. 따라서, 재료의 비선형성과 말뚝-지반 강성에 따른 정확한 심도별 휨모멘트를 예측할 수 있다면, 이를 통해 최적설계가 가능함을 확인하였다.

참고 문헌

1. 김재영, 정상섭 (2010), "단일형 현장타설말뚝의 최소 철근비 적용을 위한 연구", *한국지반공학회 2010년도 가을 학술발표회 논문집*.
2. *대한토목학회*(2008), 도로교 설계기준 해설(하부구조편), pp.831.
3. 손혁수, 최인기, 강동욱, 양중호(2005), "인천대교 고가교 단일현장타설말뚝 기초의 설계", *대한토목학회 2005년도 학술발표회 논문집*, pp.959-962.
4. 손혁수, 서석구, 송종영, 이완수(2005), "횡방향철근의 구속효과를 고려한 현장타설콘크리트 말뚝 설계", *대한토목학회 2005년도 학술발표회 논문집*, pp.1077-1080.
5. 안상용 (2010), "단일 현장타설말뚝의 소성힌지를 고려한 최적설계법 제안", *연세대학교 박사학위 논문*.
6. 연세대학교 (2006), 수원 경전철 민간투자사업 기본설계 단일 현장타설말뚝의 설계기법 개발 최종보고서.
7. 이진형, 배종오, 정상섭 (2001) "암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 지지력 분석", *대한토목학회 2001년도 학술발표회 논문집*, pp.1-4.
8. 전경수 (2000), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석, *서울대학교 박사학위 논문*.
9. 전경수 (2004), "단일 현장타설말뚝 기초의 설계방안 수립", *고속도로*, vol. 68, pp.14-27.
10. 정상섭, 광동욱, 안상용 (2005), "Pile-Bent 구조물의 수평거동 분석", *대한토목학회 2005년도 학술발표회 논문집*, pp.3968-3971.
11. 정상섭, 광동욱, 안상용, 이준규(2006), "P-Δ효과를 고려한 Pile-Bent 구조물의 수평거동 연구", *한국지반공학회 논문집*, 제 22권, 8호, pp.77-88.
12. 조성환 (1997), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이에 관한 연구, *연세대학교 박사학위 논문*.
13. *한국도로공사*(2004), 단일현장타설말뚝 기초공법 적용 기준.
14. 함홍규 (2002), Soil nail로 보강된 현장타설말뚝의 하중전이 분석,

15. Broms, B. (1964a), "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.90, No.4, pp.27-63.
16. California Department of Transportation Division of Engineering Services (2006), CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITERIA(VERSION 1.4).
17. FHWA (1988), Drilled Shaft, National Highway Institute.
18. Jeong, S. S., Kim, Y. H., Kim, J. Y. (2010), "Influence on Lateral Rigidity of Offshore Piles using proposed p-y Curves", *Journal of Ocean Engineering* (Online published paper), http://www.sciencedirect.com/science?_ob=ArticleURL&_udi=B6V2C-51WM26Y-1&_user=44062&_coverDate=01%2F07%2F2011&_rdoc=1&_fmt=high&_orig=search&_origin=search&_sort=d&_docanchor=&view=c&_acct=C000004738&_version=1&_urlVersion=0&_userid=44062&md5=44e415912a68cb5987f0adf3d2c05fcb&searchtype=a.
19. Kim, Y. H., Jeong, S. S., Lee, S. J. (2010), "Wedge Failure Analysis by Coupled Soil Resistance on Laterally Loaded Piles in Clay", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE (Online published paper), [http://scitation.aip.org/getabs/servlet/GetabsServlet?prog=normal&id=JGGEXX000001000001000275000001](http://scitation.aip.org/getabs/servlet/GetabsServlet?prog=normal&id=JGGEXX000001000001000275000001&idtype=cvips&gifs=yes)
20. Matlock, H. (1970), "Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay", The second annual offshore technology conference, Houston, Texas, April 22-24, OTC 1204, pp.577-607.
21. O'Neill, M. W., and Murchison, J. (1983). "An evaluation of p-y relationships in sands." Dynamics Response of Pile Foundations: Analysis Aspects, ASCE, *Special Technical Publication*.
22. Poulos, H.G. (1971a), "Behavior of Laterally Loaded Piles : Part 1 - Single Piles", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, Vol.97, No.5, pp.771-731.
23. Poulos, H. G. (1971b), "Behavior of Laterally Loaded Piles : Part 2 - Group piles", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Div.*, ASCE, Vol.97, No.5, pp.733-751.
24. Reese, L. C. (1977), "Analysis of laterally loaded piles in weak rock", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.121, No.7, pp.113-127.
25. Seol, H. I., Jeong, S. S., Cho, S. H. (2009), "Analytical Method for Load Transfer Characteristic of Rock-Socketed Drilled Shafts", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.135, No.6, pp.778-789.

(접수일자 2010. 11. 24, 심사완료일 2011. 1. 18)