

단일형 현장타설말뚝의 소성힌지를 고려한 최적설계법 제안

Analysis of Plastic Hinge of Pile-Bent Structure with Varying Pile Diameters

안상용¹⁾, Sang-Yong Ahn, 정상섭²⁾, Sang-Seom Jeong, 김재영³⁾, Jae-Young Kim

¹⁾ (주)대우엔지니어링 인프라사업본부 상무, Assistant to Vice President, Infra Department, Daewoo Engineering Company

²⁾ 연세대학교 사회환경시스템공학부 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei Univ.

³⁾ 연세대학교 사회환경시스템공학부 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Yonsei Univ.

Synopsis : In this study, a new design method of pile bent structure considering plastic hinge was proposed on the basis of the beam-column model. Based on the analysis results, it is found that the positioning of plastic hinge on the pile bent structure was influenced by nonlinear behavior of material and $p-\Delta$ effect. Moreover, concrete cracking began to occur at the joint section between the pile and column in case of pile bent structure with different cross-sections. The plastic hinge can be developed on the pile bent structure when large displacement was occurred, and pile bent structures can be maintained well only if it is developed on the column part. Therefore, in this study, 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. Based on this, 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($F/F_{Dc=Dp}$). And through this study, it is founded that in-depth limit($L_{As}=0.4\%$) normalized by the pile length(L_p) are proportionally decreased 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. Finally, it is found that the proposed limit depth by taking into account the minimum concrete-steel ratio would be more economical design of the pile bent structure.

Keywords : pile bent structure, plastic hinge, nonlinear behavior of material, $p-\Delta$ effect, column-pile diameter ratio(D_c/D_p), lateral cracking load ratio($F/F_{Dc=Dp}$), in-depth limit($L_{As}=0.4\%$), minimum concrete-steel ratio

1. 서론

최근 해상 및 도심지 구간에서 도로, 교량, 경전철 등의 시공이 빈번해지고 소음·진동 등에 따른 민원 증가로 인해 기존 항타말뚝 대신 현장타설말뚝의 시공이 증가되고 있으며, 구조형식에 있어서도 상부구조와 하부구조의 일체화된 설계 및 해석에 대한 연구가 국내외적으로 활발히 이루어지고 있다. 특히, 경량하중을 받는 교각기초의 경우에는 기초 하부에 말뚝캡이 없는 단일형 현장타설말뚝(Pile-Bent structure)을 적용하는 방법이 최근에 연구되고 있고 일부는 실구조물에 적용되고 있다.

단일형 현장타설말뚝은 기둥-캡-말뚝의 3가지 요소로 구성되는 일반적인 말뚝기초와 달리 말뚝캡(pile cap) 없이 말뚝과 기둥을 단일부재로 사용하는 기초로, 균말뚝기초 공법과 비해 말뚝 갯수가 줄어 시공이 간편하고 공기를 단축시킬 수 있는 장점이 있다. 또한 교각과 기초의 철근배근 등 연결 상체에 따른 시공상의 문제가 발생하지 않으며, 횡방향 하중에 대하여 유연한 거동을 보임으로써 내진저항능력이 우수하다. 반

면에 구조상 풍하중, 온도하중, 충격하중, 지진하중 등에 의해 상당히 큰 수평하중을 받으며, 그 크기가 증가할 경우 국부적인 재료의 파괴에 따른 소성힌지(plastic hinge)가 발생하므로 단일형 현장타설말뚝의 횡방향 거동에 관한 정밀한 검토가 필요하다.

말뚝과 기둥의 직경을 동일하게 적용한 단일형 현장타설말뚝의 경우, 최대 휨모멘트는 지표면 아래 약 $1\sim 3D$ (D 는 말뚝 직경) 정도의 깊이에서 발생되며, 이 위치에서 소성힌지가 발생하는 것으로 보고되고 있다. 그러나 소성힌지가 지중에서 발생할 경우 단일형 현장타설말뚝의 유지관리가 곤란하므로 최근에는 소성힌지가 지상에 발생하도록 유도하고 경제적인 설계를 도모하기 위하여 기둥의 직경을 말뚝 직경보다 작게 설계하거나 말뚝 상단 부위를 강관 등으로 보강하는 단일형 현장타설말뚝의 시공이 많이 이루어지고 있다. 기둥과 말뚝의 직경이 다른 변단면 단일형 현장타설말뚝은 기둥과 말뚝의 직경이 동일한 말뚝에 비해 소성힌지의 형성길이가 비교적 짧아 상대적으로 취성적(brittle) 거동이 유발된다(정상섭 등, 2006; 손혁수 등, 2005).

이에 본 연구에서는 소성힌지가 지상에 발생하도록 유도하기 위한 변단면 단일형 현장타설말뚝의 최적 조건을 분석하고, 경제적인 설계를 위하여 말뚝부의 최소철근비 적용이 가능한 한계깊이를 제안하였다.

2. 소성힌지를 고려한 단일형 현장타설말뚝의 해석기법

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

이에 본 연구에서는 변단면 단일형 현장타설말뚝의 상단부에서 최대 휨모멘트가 발생하는 지점과 말뚝-기둥 접합부에서 휨모멘트의 변곡이 발생하는 지점을 위험단면으로 선정하여 해당 지점의 균열 휨모멘트 및 균열하중을 산정하고, 이를 발생모멘트와 비교하여 말뚝의 상태를 파악하였으며, 지표면 변위가 기준값에 도달할 때 말뚝의 상태를 분석하였다. 지표면 변위의 기준은 도로교설계기준(2008)에 제시된 기초 직경의 1%와 FHWA(1988)에 제시된 38mm를 적용하였다.

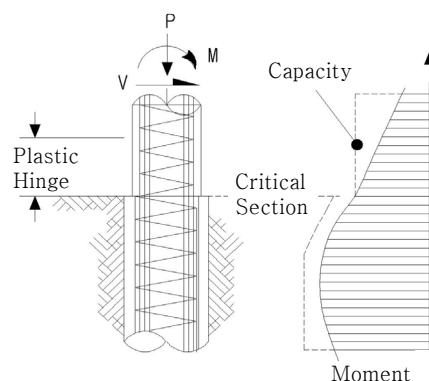


그림 1. 변단면 단일형 현장타설말뚝의 깊이별 휨모멘트 양상

본 연구에서는 기존 연구를 통해 개발한 단일형 현장타설말뚝 해석 프로그램인 PY-Shaft(연세대학교, 2006)와 균열 휨모멘트를 계산할 수 있는 말뚝단면해석 프로그램인 Response 2000을 이용한 해석기법을 도입하였다. 해석과정은 PY-Shaft를 이용하여 단일형 현장타설말뚝의 하중-모멘트 관계를 산정한 후 이를 Response 2000으로 산정한 균열휨모멘트와 비교하여 말뚝의 상태를 평가하였다. 균열 휨모멘트와 균열하중은 재료의 파괴시에 가지는 고유한 값으로 이를 위한 해석단계는 다음과 같다.

(1) 말뚝 해석단면과 물성을 Response2000에 입력하고 재료의 moment-curvature 관계를 이용하여 작용

하중에 따른 균열 휨모멘트를 산정한다.

- (2) PY-Shaft를 이용하여 수평하중에 따른 말뚝의 깊이별 모멘트를 산정한다.
- (3) (2)로부터 최대 휨모멘트(M_{max})를 구하고, 회귀분석을 통해 관계식을 산정한다.
- (4) (3)에서 산정된 관계식과 (1)에서 계산된 균열 휨모멘트로부터 균열 수평하중을 계산한다.

3. 단일형 현장타설말뚝의 최적 설계법

3.1 소성힌지 지상부 유도를 위한 최적 변단면 조건 산정

최적 변단면 조건을 산정하기 위하여 지반조건, 말뚝 세장비, 철근비에 따른 매개변수 연구를 수행하였다. 본 해석에 적용된 단일형 현장타설말뚝은 그림 2와 같이 말뚝직경(D_p)이 2.5m, 기둥 길이(L_c) 10m이며 상부 토층을 관통해 암반에 지지되어 있는 것으로 가정하였다. 지반 및 말뚝재료 물성은 각각 표 1 및 표 2와 같으며, 매개변수 연구를 위한 변수조건은 표 3과 같다.

최적 변단면 조건의 산정을 위하여 그림 3과 같이 기둥/말뚝 직경비(D_c/D_p)와 정규화된 수평균열하중($F/F_{D_c=D_p}$)의 관계를 분석하였다. 이때, F 는 수평균열하중이며, $F_{D_c=D_p}$ 는 기둥-말뚝 직경이 동일한 현장타설말뚝의 수평균열하중을 나타낸다. 따라서 기둥과 말뚝의 직경이 동일한 단일형 현장타설말뚝($D_c/D_p=1$)의 수평균열하중비($F/F_{D_c=D_p}$)는 1이 된다. 소성힌지를 지상부로 유도하기 위하여 직경비(D_c/D_p)를 감소시키면 기둥부의 균열모멘트가 감소하므로 수평균열하중비($F/F_{D_c=D_p}$)는 1보다 작아지게 된다(그림 3(a)). 이와 같이 기둥/말뚝 직경비(D_c/D_p) 감소에 따른 변단면 단일형 현장타설말뚝의 수평균열하중(F)을 계산한 후 이를 $F_{D_c=D_p}$ 로 정규화하면 그림 3(b)와 같이 이중직선 형태의 곡선이 나타난다. 기둥 직경이 감소하더라도 수평균열하중의 비가 변하지 않는 초기구간($F/F_{D_c=D_p}=1$)은 변단면 적용에 따른 효과가 없이 동일한 직경을 갖는 단일형 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 변단면 조건은 $D_{c,MAX}$ 이하에서 산정할 수 있음을 알 수 있다.

표 1. 해석을 위한 지반조건

지반조건		하중전이	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	-

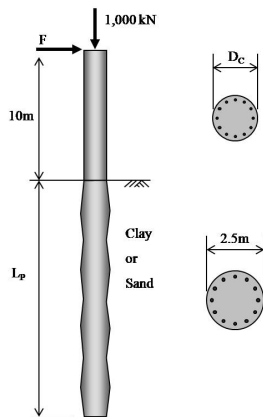


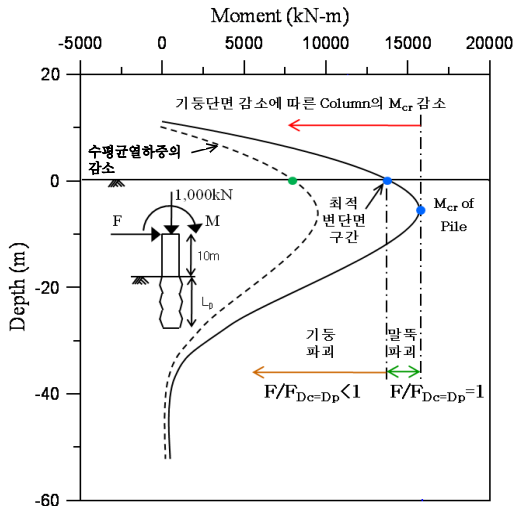
그림 2. 변단면 단일형 현장타설말뚝 해석단면

표 2. 해석을 위한 말뚝조건

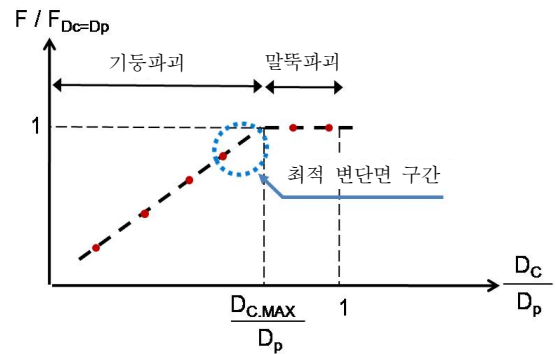
구분	concrete	steel
Young's Modulus (kPa)	2.3×10^7	2×10^8
일축압축강도 (kPa)	27,600	414,000
철근종류	H32	-
피복두께 (mm)	125(1단) / 225(2단)	-

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



(a) 모멘트와 수평균열하중비의 관계

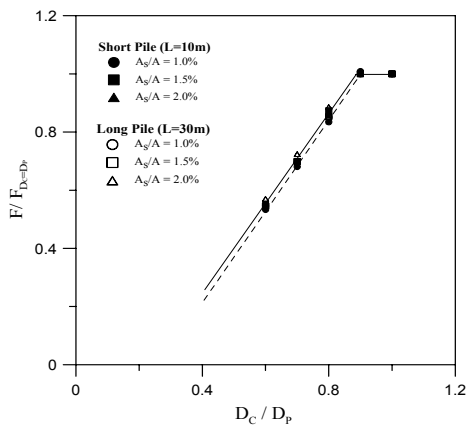


(b) 직경비와 수평균열하중의 관계

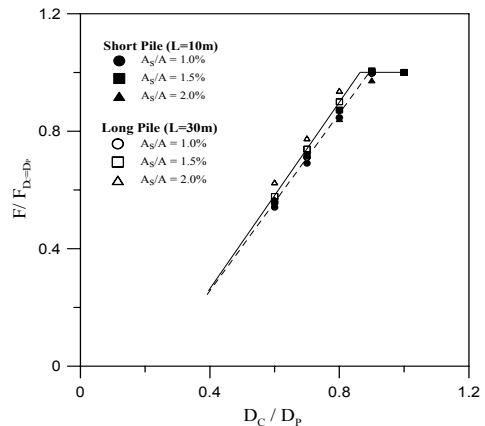
그림 3. 기둥/말뚝 직경비(D_C/D_P)와 정규화 된 수평균열하중($F/F_{D_C=D_P}$)의 관계

그림 4와 그림 5는 각각 사질토층(조밀, 느슨) 및 점토층(단단, 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 변단면 조건을 검토하였다. 사질토층의 경우 그림 4와 같이 최적 변단면 조건은 지반강성(조밀, 느슨)의 영향이 거의 없는 것으로 나타났으며, 말뚝 세장비의 영향은 장말뚝($L=30m$)일 때 기둥과 말뚝이 동시에 균열파괴가 발생하는 기둥 직경비($D_{C,MAX}/D_P$)가 단말뚝($L=10m$)보다 다소 작은 것으로 나타났으나, 그 영향은 크지 않은 것으로 나타났다. 또한, 기둥과 말뚝에 설치되는 철근량이 동일할 경우, 기둥과 말뚝이 동시에 균열파괴 되는 기둥직경비의 크기($D_{C,MAX}/D_P$)는 철근비(A_S/A)와 관계없이 거의 일정한 것으로 나타났다. 여기서 A 는 말뚝 단면적이며, A_S 는 총 철근단면적을 의미한다.

점토층 지반의 경우 사질토층 지반과 달리 그림 5와 같이 지반강성(단단, 연약)에 따라 최적 변단면 구간이 다소 차이가 나는 것으로 나타나, 변단면 효과가 발휘되기 위해서는 단단한 점토층에서 보다는 연약한 점토층에서 직경비가 더욱 작아야 됨을 알 수 있다. 또한, 단단한 점토층에서는 말뚝 세장비에 따른 변단면 최적구간의 영향이 사질토층과 같이 크지 않은 것으로 나타났으나, 연약한 점토층에 관입되어 있는 장말뚝의 경우 기둥과 말뚝이 동시에 균열파괴 되는 기둥직경비($D_{C,MAX}/D_P$)가 단말뚝일 때보다 작은 것을 알 수 있다. 따라서 최근 국내 서남해안의 연약지반 상에 시공이 크게 증가하고 있는 단일형 현장 타설말뚝 설계 시 변단면 효과를 고려하기 위해서는 말뚝 세장비에 대한 주의가 필요할 것으로 판단된다.

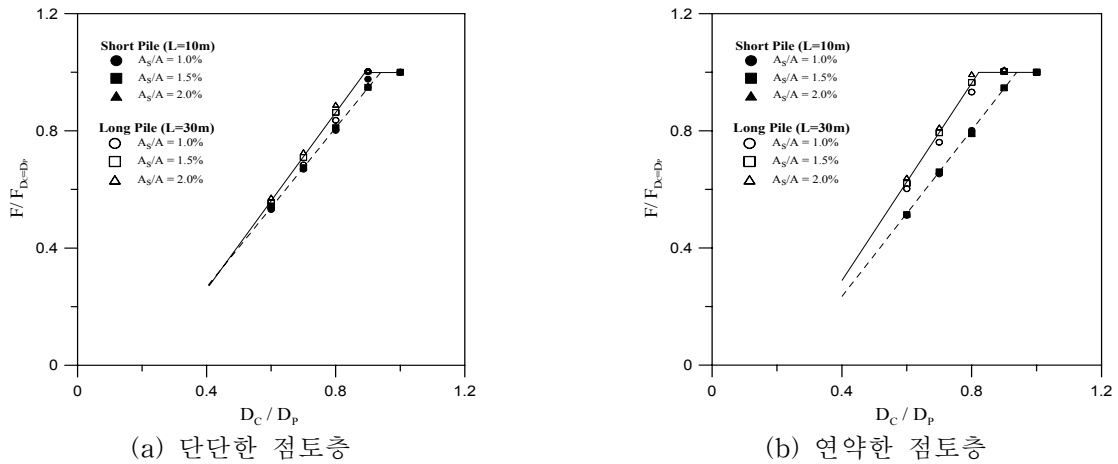


(a) 조밀한 사질토층



(b) 느슨한 사질토층

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



(a) 단단한 점토층 (b) 연약한 점토층
 그림 5. 점토층 지반에서의 기둥/말뚝 직경비에 따른 수평균열하중 정규화 곡선

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

3.2 최소철근비 적용을 위한 한계깊이 산정

횡방향 하중을 받는 단일형 현장타설말뚝의 일반적인 휨모멘트는 그림 6과 같다. 기둥과 말뚝의 단면이 동일한 일반적인 단일형 현장타설말뚝의 파괴는 앞서 기술한 바와 같이 지중부 말뚝 상단 부위의 최대 휨모멘트 발생지점에서 유발되며, 변단면 단일형 현장타설말뚝의 파괴는 지표면 근처 기둥부위에서 발생된다. 따라서 횡방향 하중에 민감한 구조물인 단일형 현장타설말뚝의 설계는 지표면 아래 약 1~3D 정도 깊이에서 발생하는 최대 휨모멘트 값과 변단면 위치에서의 휨 모멘트 값을 기준으로 철근배근을 포함한 말뚝설계가 일괄적으로 이루어지고 있다. 그러나 깊이별 휨 모멘트는 그림 6과 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.

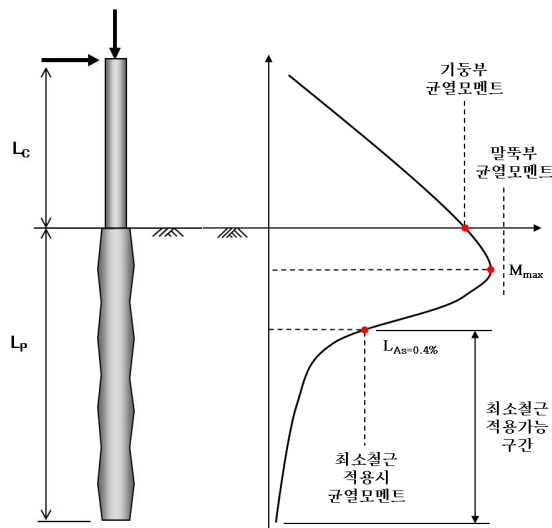


그림 6. 단일형 현장타설말뚝의 휨 모멘트 양상

그러나 아직까지 이에 대한 명확한 기준이 없어 실무에서는 전체 말뚝길이에 대해 동일한 철근량을 대부분 적용하고 있으며, 일부에서는 희생강관을 이용하여 소성힌지 발생위치를 보장하고 있는 실정이다.

이에 본 연구에서는 인천, 부산, 울산 등 국내 3개 현장에서 시공된 단일형 현장타설말뚝 26본의 설치조건을 토대로 최소철근비 적용이 가능한 심도를 분석하였다. 해석에 적용한 3개 현장의 대표적인 설계조건은 표 4에 나타냈으며, 해석결과는 표 5와 같다. 또한 이를 토대로 일반화된 식을 제안하기 위하여, $L_{As=0.4\%}$ 를 말뚝 길이(L_P)로 정규화하여 그림 7에 나타내었다.

표 4. 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 5. 최소철근비 적용 한계깊이 해석결과

구분		말뚝직경 D(m)	말뚝길이 L_P (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
	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	
인천	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	

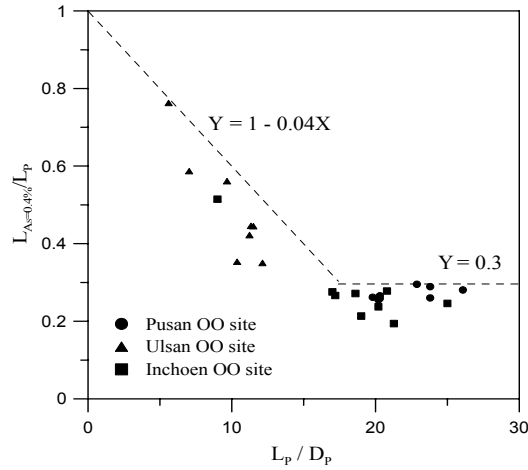


그림 7. 최소철근비 적용이 가능한 한계깊이

그림 7에 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 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 1로부터 최소철근 적용을 위한 한계깊이는 식 (2a) 및 식 (2b)와 같이 제안할 수 있다.

$$L_{As=0.4\%} = L_p - 0.04 \left(\frac{L_p^2}{D_p} \right) \quad (\text{단, } L_p \leq 17.5 D_p) \quad (2a)$$

$$L_{As=0.4\%} = 0.3 L_p \quad (\text{단, } L_p > 17.5 D_p) \quad (2b)$$

단, 본 제안식의 경우, 제한된 자료를 토대로 산정된 것이므로 실적용에 있어서 이를 고려해야 할 것이다.

4. 결론

본 연구에서는 소성힌지를 고려한 단일형 현장타설말뚝의 거동을 분석하기 위하여, 하중전이함수법을 토대로 재료의 항복거동과 $p-\Delta$ 효과를 고려한 비선형 해석프로그램인 PY-Shaft과 Response2000을 이용하여 소성힌지가 지상부에서 발생되도록 유도하기 위한 변단면 단일형 현장타설말뚝의 최적 조건을 산정하고 균열모멘트와의 비교·분석을 통해 최소철근비 적용구간 산정방안을 제안하였다. 이와 같은 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 변단면 단일형 현장타설말뚝의 최적 변단면 조건 산정을 위하여 기둥/말뚝 직경비(D_c/D_p)와 정규화된 수평균열하중($F/F_{Dc=Dp}$)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($F/F_{Dc=Dp}$)의 관계 곡선

의 변곡점이며, 최적 변단면 구간은 $D_{C,MAX}$ 이하에서 산정할 수 있음을 알 수 있었다.

- (2) 단일형 현장타설말뚝의 재료 및 지반조건을 토대로 최소철근비 적용이 가능한 구간을 분석한 결과, 말뚝 길이(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.

참고문헌

1. 대한토목학회(2001), 도로교 설계기준 해설(하부구조편).
2. 손혁수, 최인기, 강동욱, 양종호(2005), “인천대교 고가교 단일현장타설말뚝 기초의 설계”, **대한토목학회 2005년도 학술발표회 논문집**, pp.959-962.
3. 손혁수, 서석구, 송종영, 이완수(2005), “횡방향철근의 구속효과를 고려한 현장타설콘크리트 말뚝 설계”, 대한토목학회 2005년도 학술발표회 논문집, pp.1077-1080.
4. 연세대학교 (2006), 수원 경전철 민간투자사업 기본설계 단일 현장타설말뚝의 설계기법 개발 최종보고서
5. 이진형, 배종오, 정상섭 (2001) “암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 지지력 분석”, **대한토목학회 2001년도 학술발표회 논문집**, pp.1-4.
6. 전경수 (2000), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석, 서울대학교 박사학위 논문.
7. 전경수(2004), “단일 현장타설말뚝 기초의 설계방안 수립”, **고속도로**, vol. 68, pp.14-27.
8. 정상섭, 광동욱, 안상용(2005), “Pile-Bent 구조물의 수평거동 분석”, **대한토목학회 2005년도 학술발표회 논문집**, pp.3968-3971.
9. 정상섭, 광동욱, 안상용, 이준규(2006), “P- Δ 효과를 고려한 Pile-Bent 구조물의 수평거동 연구”, **한국지반공학회 논문집**, 제 22권, 8호, pp.77-88.
10. 조성한 (1997), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이에 관한 연구, 연세대학교 박사학위 논문.
11. 함홍규 (2002), Soil nail로 보강된 현장타설말뚝의 하중전이 분석, 연세대학교 석사학위 논문.
12. Broms, B. (1964a), “Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.90, No. 4, pp.27-63.
13. California Department of Transportation Division of Engineering Services (2006), CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITERIA(VERSION 1.4).
14. FHWA (1988), Drilled Shaft, National Highway Institute.
15. 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.
16. 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.
17. 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.
18. 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.
19. 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.
20. 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.