

무소음·무진동을 위한 스크류콘크리트말뚝의 수치해석에 의한 거동분석

Behavior Analysis of Noise & Vibration-Free Screw Concrete Piles by Means of Numerical Analysis

김 영 필¹⁾ · 최 용 규[†]

Kim, Youngpil · Choi, Yongkyu

ABSTRACT : In this study, a new noise & vibration-free screw concrete pile method that was expected environmentally friendly method was introduced, also the numerical analyses of a conventional PHC pile and a new screw concrete pile were done. As a result, the bearing capacity behavior and the settlement behavior of 2 kinds of concrete pile were analyzed and compared.

Keywords : Environmentally friendly method, Noise & vibration-free screw concrete pile method, Numerical analysis, The bearing capacity behavior, The settlement behavior, Ground characteristics

요 지 : 본 논문에서는 소음과 진동이 거의 없고 환경친화적 공법으로 기대되는 무소음·무진동을 위한 스크류콘크리트말뚝공법을 소개하였고, 기존 PHC말뚝과 스크류콘크리트말뚝에 대하여 수치해석을 실시하였다. 그 결과 각 말뚝의 지지력 및 침하량 거동을 분석하였고 비교하였다.

주요어 : 환경친화적 공법, 무소음·무진동을 위한 스크류콘크리트말뚝공법, 수치해석, 지지력 거동, 침하량 거동, 지반특성치

1. 서 론

기성말뚝 시공법인 항타공법 또는 매입공법에서는 말뚝의 최종관입을 위하여 항타를 필수적으로 시행하여야 한다(박영호 등, 2008). 도심지 외의 지역에서는 위의 공법을 무리없이 사용할 수 있으나, 인접한 곳에 구조물이 있거나 주거지역이 있을 경우 항타로 인한 소음과 진동으로 민원을 피할 수 없게 된다. 이러한 민원은 보상과 공기 지연을 야기시킬 수 있다. 민원의 원인이 되는 소음과 진동을 없앨 수 있다면 공사금액을 절약하고 공기를 단축시킬 수 있다. 따라서 도심지 기초 공사가 빈번하게 이루어지고 있는 현실을 감안할 때 친환경적 무소음·무진동을 위한 스크류콘크리트말뚝공법은 반드시 필요한 것으로 생각된다.

본 논문에서는 스크류콘크리트말뚝과 기존 PHC말뚝의 지지력 비교를 위한 현장시험에 앞서 수치해석을 이용하여 동일지반에서 두 말뚝의 거동을 비교하고 지반특성치 변화에 따른 각 말뚝의 거동을 분석하였다.

2. 무소음·무진동을 위한 스크류콘크리트말뚝공법

무소음·무진동을 위한 스크류콘크리트말뚝공법은 타공

법(직타공법, SIP공법)과 달리 항타 및 마무리 경타가 필요치 않아 소음과 진동이 발생하지 않고 말뚝관입시 배출되는

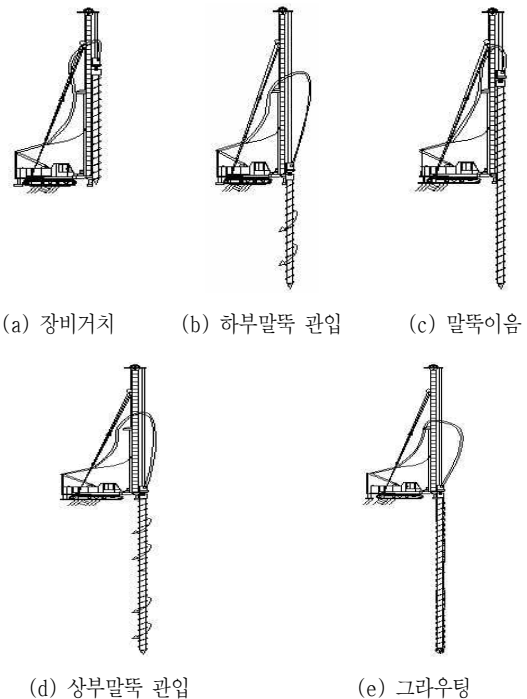
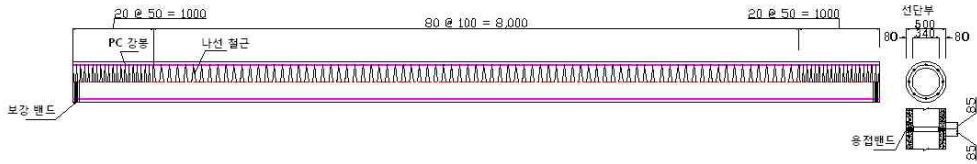


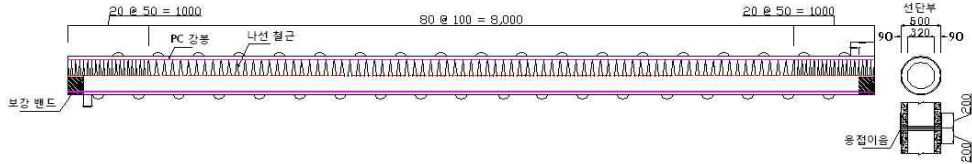
그림 1. 무소음·무진동을 위한 스크류콘크리트말뚝공법의 시공개요도 (하영민 등, 2009)

1) 비회원, 경성대학교 대학원 토목공학과 석사과정

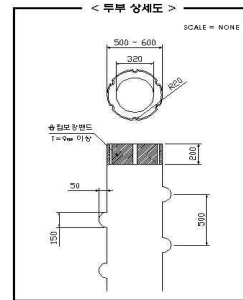
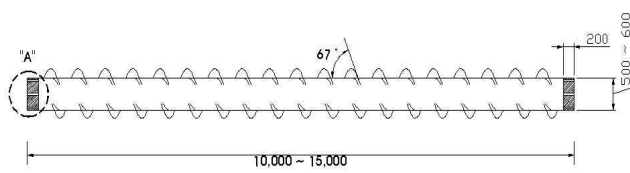
† 정회원, 경성대학교 공과대학 건설환경공학부 교수(E-mail : ykchoi@ks.ac.kr)



(a) 기존 PHC말뚝



(b) 스크류콘크리트말뚝



(c) 스크류콘크리트말뚝의 모식도 및 두부상세도

그림 2. PHC말뚝 및 스크류콘크리트말뚝의 상세도

슬라임이 감소되는 환경친화적 공법(Environmentally friendly method)이다. 또한 주변마찰력을 극대화 할 수 있고, 굴착공의 형성이 곤란한 토질에서도 굴착공의 붕괴없이 시공이 가능하므로 케이싱이 필요 없으며 공사비가 절감된다. 단일 장비로써 기존 말뚝 시공방법과 동일한 공정으로 시공할 수 있으므로 공정이 단순하고 그 만큼 공기단축의 효과도 우수하다(하영민 등, 2009). 그림 1에는 무소음·무진동을 위한 스크류콘크리트말뚝공법의 시공개요도를 나타내었다.

무소음·무진동을 위한 스크류콘크리트말뚝은 일반 PHC 말뚝에 스크류 형태의 날을 나선형으로 장착하였으며 그 외 부분은 기존의 PHC말뚝과 동일한 형태였다. 말뚝의 일반적인 제원은 기존의 PHC말뚝과 같았으며 스크류 부분도 말뚝 제작사에서 제작될 수 있게 하였으므로 스크류 부분의 강도는 말뚝본체와 같은 강도를 가질 수 있었다. 말뚝의 상세도를 그림 2에 나타내었다.

현재 스크류콘크리트말뚝은 시험시공을 위하여 시작품을 생산하였으며 생산된 말뚝의 모습을 사진 1에 나타내었다.

말뚝부재의 허용축하중은 저감율(표 1)을 이용하여 식 (1)로 구할 수 있다(한국지반공학회, 2003).

$$P_a = \sigma_a \times A_c \times \left(1 - \frac{\mu_1 + \mu_2}{100}\right) \quad (1)$$



사진 1. 실제 생산된 스크류콘크리트말뚝

- P_a : 말뚝부재의 허용축하중
- σ_a : 허용압축응력
- A_c : 말뚝부재의 단면적
- μ_1 : 용접이음에 의한 저감율(%)
- μ_2 : 세장비에 의한 저감율(%)

본 논문에서는 기존 PHC말뚝 A형과 스크류콘크리트말뚝에 대해 분석하였으므로 스크류콘크리트말뚝의 경우 PC 말뚝의 A형으로 가정하였다. 각 말뚝에 대한 제원 및 계산된 부재의 허용축하중을 표 2에 나타내었다. 여기서 스크류 말뚝제작 시 제작들의 탈형을 용이하게 하기 위하여 스크류

표 1. 말뚝부재의 압축에 대한 허용응력도 저감율

말뚝 종류		압축강도 (MPa)	장기 허용압축응력 (MPa)	단기 허용압축응력 (MPa)	용접이음에 의한 저감율 (%)	세장비에 의한 저감율 (%)
P C	A	50.0	압축 강도의 25%	장기의 2배	5 × n	$\frac{L}{D} - 80$
	B					
	C					
P H C	A	80.0	압축 강도의 25%	장기의 2배	5 × n	$\frac{L}{D} - 85$
	B					
	C					

※ 1. n : 이음개소
 2. L : 말뚝의 길이
 3. D : 말뚝의 외경

표 2. 말뚝종류별 계산된 부재의 허용축하중

종 류	길이 (m)	직경 (mm)	두께 (mm)	(등가) 단면적 (cm ²)	허용 압축응력 (MPa)	허용 축하중 (kN)
PHC	40	400	65	684	20.0	940
	40	500	80	1055	20.0	1760
	40	600	90	1441	20.0	2405
스크류말뚝	40	500	90	1230	12.5	1282

의 일부를 절단해 두었으므로(사진 1 참조) 이 절단된 스크류 부분의 면적을 제외하고 스크류 형태가 불룩한 것을 고려하여 스크류말뚝의 등가단면적을 계산하였다.

3. 수치해석에 의한 거동 분석

3.1 해석프로그램

해석프로그램으로는 GEO-SLOPE사에서 개발한 유한요소 프로그램인 sigma/w를 이용하였으며 한 종류의 지반으로 이루어진 단일 지층에 말뚝이 시공된 상태에서 정하중을 상재하는 방식으로 2차원 해석을 수행하였고 축대칭 단면으로 가정하였다. 따라서 말뚝외주면에 있는 나선형 스크류 형태 및 말뚝 중공부를 형상대로는 모델링할 수 없었다.

3.2 해석조건 및 모델링 방법

3.2.1 지반정수 및 말뚝제원 산정

수치해석에 사용할 지반정수들을 산정하기 위하여 기존의 경험식들을 참고하였다.

점성토 지반의 경우 표 3에 나타난 지반의 연경도에 따른 N치에 따라 점착력을 산정하였다. 탄성계수는 정규압밀점토의 탄성계수를 산정하는 경험식인 $E = (250 \sim 500)c_u$ (신은철, 2004)를 이용하였으며, 입력자료는 하한치를 사용하였다.

사질토 지반의 경우 표 4에 나타난 Meyerhof(1956)의 방법

표 3. 점성토의 연경도에 따른 N-값 및 지반특성치(한국지반공학회, 2005)

연경도	N	q _u (kPa)	c _u (kPa)
매우 연약	< 2	< 25.0	< 12.5
연약	2 ~ 4	25.0 ~ 50.0	12.5 ~ 25.0
보통	4 ~ 8	50.0 ~ 100.0	25.0 ~ 50.0
굳음	8 ~ 15	100.0 ~ 200.0	50.0 ~ 100.0
매우 굳음	15 ~ 30	200.0 ~ 400.0	100.0 ~ 200.0
단단함	30 <	400.0 <	200.0 <

표 4. 사질토의 상대밀도에 따른 지반특성치

Dr (%)		N	φ (°)
매우 느슨	0 ~ 20	0 ~ 4	< 30
느슨	20 ~ 40	4 ~ 10	30 ~ 35
보통	40 ~ 60	10 ~ 30	35 ~ 40
조밀	60 ~ 80	30 ~ 50	40 ~ 45
매우 조밀	80 ~ 100	50 <	45 <

표 5. Schultze 등(1961)의 탄성계수 산정식[단위 : kPa]

지 반 종 류	산 정 식
세사(지하수 상부)	$E_s = 5200 + 330N$
세사(지하수 하부)	$E_s = 7100 + 490N$
모래	$E_s = 3900 + 450N$
자갈 섞인 모래	$E_s = 43 + 1180N$
모래 자갈	$E_s = 3800 + 1050N$
실트질 모래	$E_s = 2300 + 530N$

을 참고하여 지반의 상대밀도에 따른 N치를 결정하였다. 결정된 N치를 이용하여 Dunham(1954)의 제안식 $\phi = \sqrt{12N} + 20$ 에 의하여 내부마찰각을 구하였다.

또한 사질토의 탄성계수는 Schultze & Menzenbach의 경험식(표 5) 중 모래에 대한 산정식($E_s = 3900 + 450N$)을 이용하여 산정하였다.

두 지반의 단위중량은 참고문헌(Das, 1998)을 이용하여 결정하였고 포어슨 비는 일반적인 수치를 사용하였다. 해석에 필요한 말뚝제원 및 지반 특성치는 표 6과 7에 나타내었다.

표 6. 말뚝의 제원

종 류	극한 압축강도 (MPa)	허용 압축강도 (MPa)	길이 L (m)	직경 D (mm)	두께 t (mm)	(등가) 단면적 (10 ³ ·m ²)	포아슨 비 ν	탄성계수 E (GPa)	허용 축하중 (kN)
스크류 콘크리트 말뚝	50.0	12.5	40.0	500	90	130.0	0.2	22.0	1356
PHC 말뚝	80.0	20.0	40.0	500	80	105.5	0.2	35.0	1760

표 7. 해석사례별 지반특성치

(a) 점성토

구분	N치	해석 사례	지반특성치					인터페이스1의 특성치			인터페이스2의 특성치		
			N치 N	단위 중량 Y (kN/m ³)	점착력 c (kPa)	탄성 계수 E (kPa)	포아슨 비 ν	점착력 c (kPa)	단위 중량 Y (kN/m ³)	전단 탄성계수 G (kPa)	점착력 c (kPa)	단위 중량 Y (kN/m ³)	탄성 계수 E (kPa)
연약	2~4	C-1	3	15.4	20	5,000	0.4	3	15.0	214	3	15.0	600
		C-2	4	15.7	26	6,500	0.4	3	15.0	286	3	15.0	800
보통	4~8	C-3	5	15.7	33	8,300	0.4	4	15.0	357	4	15.0	1,000
		C-4	6	15.7	40	10,000	0.4	5	15.0	464	5	15.0	1,300
		C-5	7	15.7	46	11,500	0.4	6	15.0	500	6	15.0	1,400
		C-6	8	16.0	53	13,300	0.4	7	15.0	607	7	15.0	1,700
굳음	8~15	C-7	13	16.0	79	19,800	0.4	10	15.4	893	10	15.4	2,500
매우 굳음	15~30	C-8	16	16.3	99	24,800	0.4	12	15.4	1,107	12	15.4	3,100
		C-9	22	16.3	138	34,500	0.4	17	15.4	1,536	17	15.4	4,300
		C-10	30	17.0	188	47,000	0.4	24	15.7	2,107	24	15.7	5,900
단단함	30 이상	C-11	35	17.0	219	54,800	0.4	27	15.7	2,429	27	15.7	6,800
		C-12	40	17.3	250	62,500	0.4	31	15.7	2,786	31	15.7	7,800

(b) 사질토

구분	N치	해석 사례	지반특성치					인터페이스1의 특성치			인터페이스2의 특성치		
			N치 N	단위 중량 Y (kN/m ³)	내부 마찰각 ϕ (°)	탄성 계수 E (kPa)	포아슨 비 ν	내부 마찰각 ϕ (°)	단위 중량 Y (kN/m ³)	전단 탄성계수 G (kPa)	내부 마찰각 ϕ (°)	단위 중량 Y (kN/m ³)	탄성 계수 E (kPa)
매우 느슨	0~4	S-1	0	16.8	20	3,900	0.3	14	16.5	1,500	14	16.5	3,900
		S-2	1	16.8	23	4,400	0.3	16	16.8	1,500	16	16.8	3,900
		S-3	2	17.0	25	4,800	0.3	18	16.8	1,500	18	16.8	3,900
		S-4	4	17.0	27	5,700	0.3	19	16.8	1,500	19	16.8	3,900
느슨	4~10	S-5	6	17.0	28	6,600	0.3	20	16.8	1,500	20	16.8	3,900
		S-6	8	17.0	30	7,500	0.3	21	16.8	1,500	21	16.8	3,900
		S-7	10	17.0	31	8,400	0.3	22	16.8	1,500	22	16.8	3,900
보통	10~30	S-8	15	17.3	33	10,700	0.3	23	16.8	1,692	23	16.8	4,400
		S-9	25	17.6	37	15,200	0.3	26	17.0	2,038	26	17.0	5,300
		S-10	30	17.6	39	17,400	0.3	27	17.0	2,192	27	17.0	5,700
조밀	30~50	S-11	35	17.9	40	19,700	0.3	28	17.0	2,385	28	17.0	6,200
		S-12	40	18.2	42	21,900	0.3	29	17.0	2,731	29	17.0	7,100

기존 PHC말뚝의 경우 항타공법으로 시공하고 시공 2주 후 재하시험을 실시하는 것으로 가정하였으므로 말뚝 주변 지반의 교란은 거의 없다고 판단하여 인터페이스를 두지 않

았으며 스크류콘크리트말뚝공법을 시공할 경우 말뚝이 지반을 완전히 교란시키면서 관입되므로 스크류말뚝과 지반 사이에는 인터페이스(Interface)를 설정하였다. 인터페이스

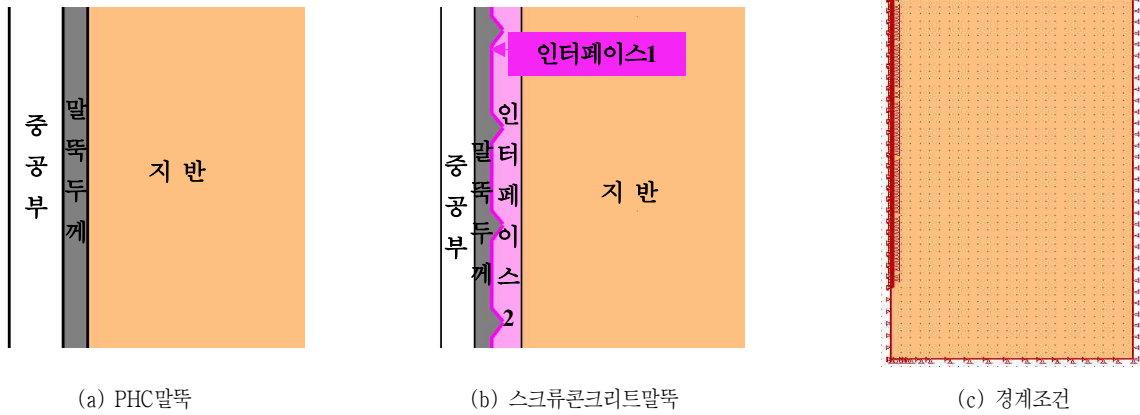


그림 3. 수치해석 모델

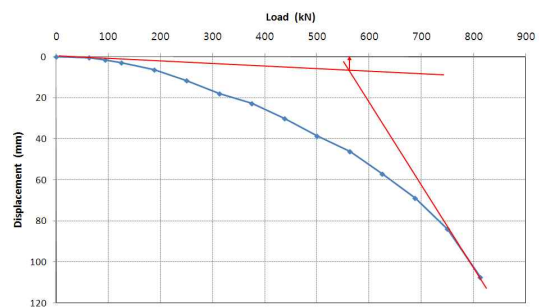
에 대한 구체적인 설명은 그림 3(b)에 나타나 있다. 실제 지반의 교란 정도는 향후 실시될 3차 시험시공에서 구체적으로 분석되어야 하지만 본 논문에서는 다음과 같이 가정하였다. 점성토의 경우 중간 정도의 예민성을 가진 점토(김용필 등, 2000)로 가정하여 점착력의 1/8을 사용하였고 사질토의 경우 토압 계산시 고려하는 마찰력 산정에 사용되는(0.5~0.8) ϕ 의 범위(신은철, 2004) 중 내부마찰각의 70%로 가정하였다.

3.2.2 해석모델

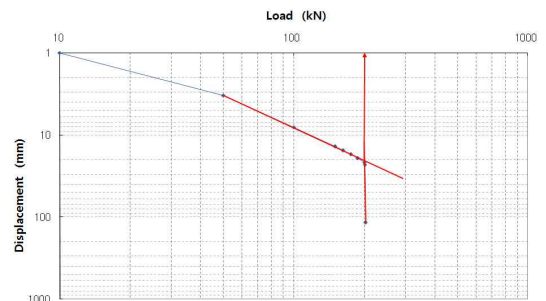
기존의 PHC말뚝과 스크류콘크리트말뚝의 형태를 그림 3(a), (b)와 같이 증공단면으로 모델링 하였다. 2가지 모델 모두 대칭단면으로 좌·우 경계면에서는 수평변위를 구속하고 하부 경계면에서는 수직 및 수평변위를 구속하였으며(그림 3(c)), 지반은 Mohr-Columb의 탄·소성으로 가정하였다.

하중은 221단계를 7사이클로 나누어 재하 및 제하를 실시하였는데 재하시에는 122.6kN씩을 재하하고 제하시에는 재하된 하중의 50%씩 제하하였다. 실제 말뚝의 허용축하중은 기존 PHC말뚝에서 1760kN, 스크류콘크리트말뚝에서 1356kN 정도지만 본 논문에서는 지반의 특성에 따른 극한시 및 그 이후의 거동을 비교·분석해보기 위해 말뚝의 압축과피하중 이상까지 재하하여 해석을 실시하였다. 최대하중은 19620kN으로 설정하였으며 재하 및 제하시간은 20분으로 설정하였다.

또한, 기존의 PHC말뚝은 항타에 의하여 관입되었고 말뚝외면에 스크류가 없으므로 지반의 교란이 없다고 판단하여 인터페이스를 설정하지 않았으나 스크류콘크리트말뚝의 경우 2종류의 인터페이스를 설정하였는데 말뚝과 주변 지반과의 사이에 인터페이스1을 설정하였고 말뚝외면에 있는 스크류가 지반을 교란시키면서 관입되었으므로 교란된 지반부분(스크류 끝에서 100mm 이내의 지반)에 인터페이스2를 설정하였다. 점토지반의 인터페이스는 점착력의 1/8을



(a) P-S 곡선법



(b) logP-logS 곡선법

그림 4. 지지력 결정방법

이용하였고, 모래지반에서는 내부마찰각의 70%를 이용하였다.

3.3 수치해석 결과의 분석 및 고찰

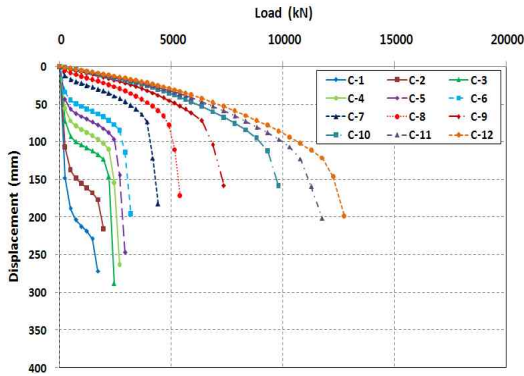
본 논문에서는 현장시험시 비교대상으로 삼은 기존 PHC 말뚝과 개발중인 스크류콘크리트말뚝에 대한 해석결과를 비교하였으며 말뚝의 지지력은 다음과 같이 결정하였다.

말뚝의 극한지지력 결정방법으로는 P-S 곡선법과 logP-logS 곡선법을 이용하였으며 그림 4에 나타내었다. P-S 곡선법에서는 초기 직선구간과 마지막 직선구간의 교점을 극한하중으로 하였고, logP-logS 곡선법은 2개 직선구간의 교점을 극

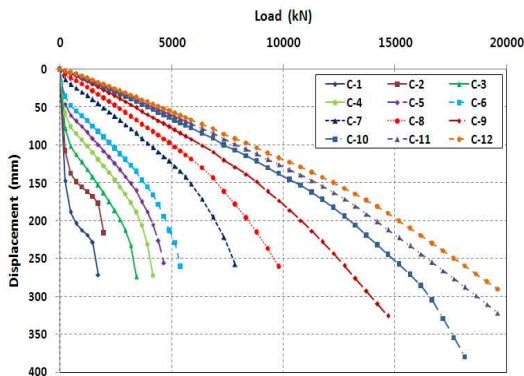
한지지력으로 하였다.

3.3.1 점성토 지반에서 말뚝의 거동 분석

표 7(a)에 나타난 해석사례들에 대하여 수치해석을 수행하였으며 PHC말뚝과 스크류콘크리트말뚝에 대한 P-S곡선을 각각 그림 5에 나타내었다. 또한, 극한하중과 허용하중



(a) PHC말뚝

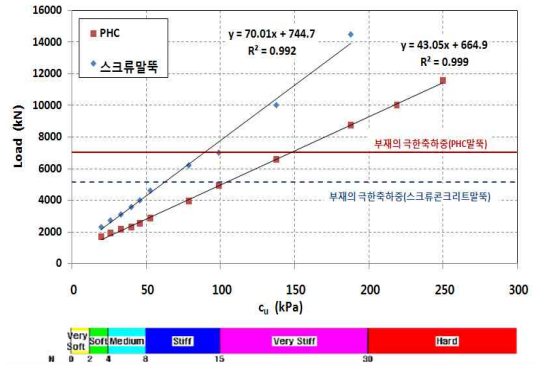


(b) 스크류콘크리트말뚝

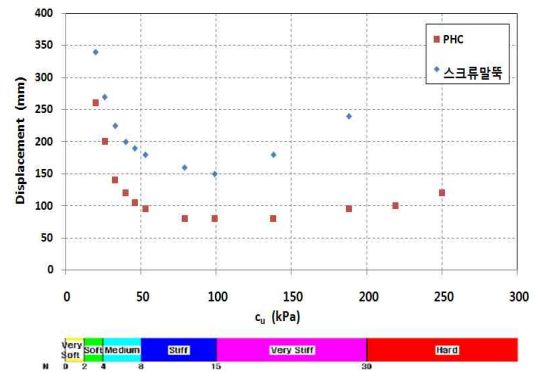
그림 5. 점성토 지반에서 P-S곡선 비교

시 하중 및 침하량을 표 8에 나타내었다. 점착력에 따른 각 말뚝의 거동을 확인해보기 위하여 점착력에 대한 극한하중과 극한시 침하량을 도시하여 그림 6에 나타내었다. 그리고 안전율을 고려한 허용하중과 그 때의 침하량을 그림 7에 나타내었다.

2종류 말뚝의 극한하중을 비교한 결과 스크류콘크리트말



(a) 하중 - 점착력 관계

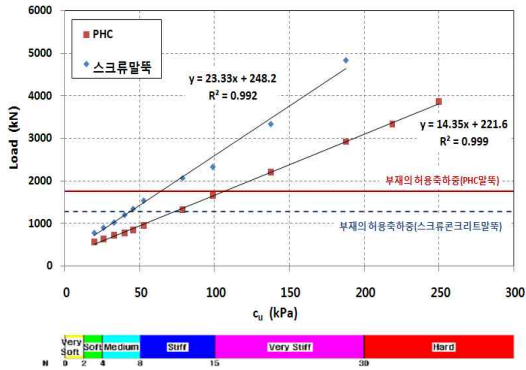


(b) 침하량 - 점착력 관계

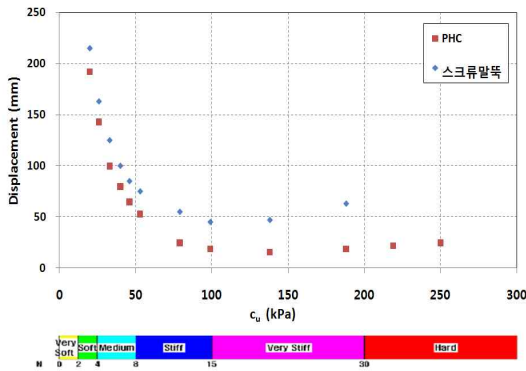
그림 6. 점성토 지반에서 극한단계시 2종류 말뚝의 거동 비교

표 8. 점성토에서의 해석사례별 지지력과 침하량 분석

해석 사례	cu (kPa)	PHC말뚝 (1)				스크류콘크리트말뚝 (2)				지지력비 (2)/(1)
		극한시		허용시		극한시		허용시		
		하중 (kN)	침하 (mm)	하중 (kN)	침하 (mm)	하중 (kN)	침하 (mm)	하중 (kN)	침하 (mm)	
C-1	20	1,670	260	557	192	2,310	340	770	215	1.4
C-2	26	1,920	200	640	143	2,710	270	903	163	1.4
C-3	33	2,170	140	723	100	3,080	225	1,027	125	1.4
C-4	40	2,310	120	770	80	3,590	200	1,197	100	1.6
C-5	46	2,520	105	840	65	4,000	190	1,333	85	1.6
C-6	53	2,850	95	950	53	4,620	180	1,540	75	1.6
C-7	79	3,950	80	1,317	25	6,210	160	2,070	55	1.6
C-8	99	4,950	80	1,650	19	6,990	150	2,330	45	1.4
C-9	138	6,600	80	2,200	16	10,000	180	3,333	47	1.5
C-10	188	8,750	95	2,917	19	14,490	240	4,830	63	1.7
C-11	219	10,000	100	3,333	22	-	-	-	-	-
C-12	250	11,570	120	3,857	25	-	-	-	-	-

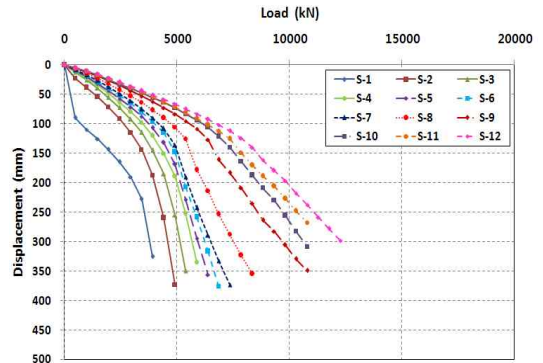


(a) 하중 - 점착력 관계

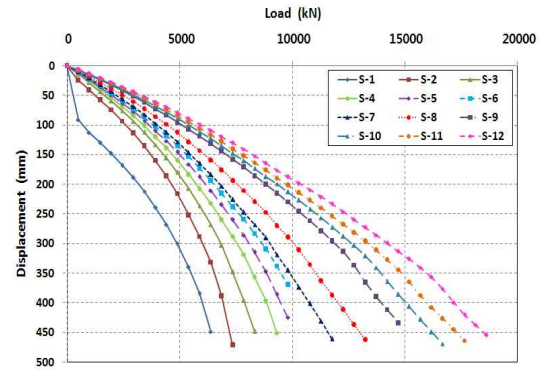


(b) 침하량 - 점착력 관계

그림 7. 점성토 지반에서 허용단계시 2종류 말뚝의 거동 비교



(a) PHC말뚝



(b) 스크류콘크리트말뚝

그림 8. 사질토 지반에서 P-S곡선 비교

뚝의 극한하중이 기존의 PHC말뚝의 극한하중보다 1.4~1.7 배 정도 크게 나타났으며, 극한시 침하량은 스크류콘크리트말뚝이 70~145mm 더 크게 나타났다.

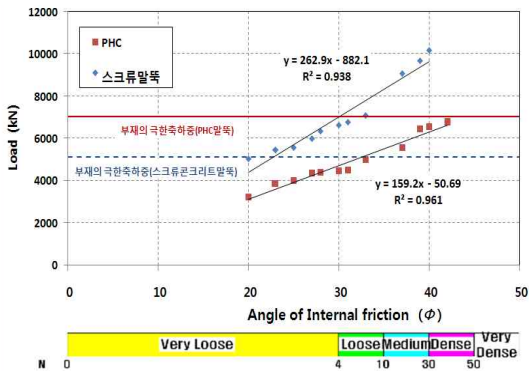
각각의 말뚝별로 거동을 분석한 결과 그림 6(a)에 나타난 바와 같이 점착력과 극한하중의 관계는 점착력이 증가함에 따라 극한하중도 증가하는 직선의 형태를 나타내었

으며 스크류콘크리트말뚝이 PHC말뚝보다 1.6배 정도 더 큰 것을 확인할 수 있었다. 또한, 극한시 침하량은 그림 6(b)에 나타난 바와 같이 점착력이 증가함에 따라 침하량이 감소하다가 다시 조금씩 증가하는 곡선의 형태를 나타내었다.

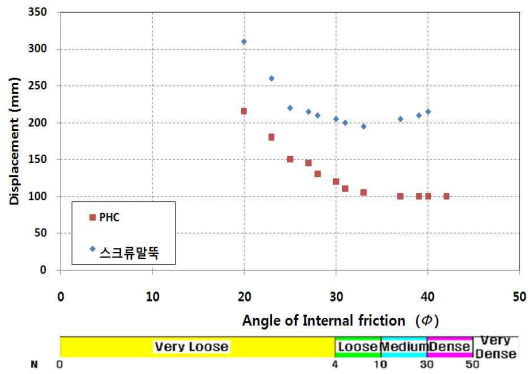
또한 점착력과 허용하중의 관계는 그림 7(a)에서 나타난

표 9. 사질토에서 해석사례별 지지력과 침하량 분석

해석 사례	φ (°)	PHC말뚝 (1)				스크류콘크리트말뚝 (2)				지지력비 (2)/(1)
		극한시		허용시		극한시		허용시		
		하중 (kN)	침하 (mm)	하중 (kN)	침하 (mm)	하중 (kN)	침하 (mm)	하중 (kN)	침하 (mm)	
S-1	20	3,230	215	1,077	110	5,040	310	1,680	1,680	1.6
S-2	23	3,850	180	1,283	35	5,460	260	1,820	1,820	1.4
S-3	25	4,000	150	1,333	34	5,570	220	1,857	1,857	1.4
S-4	27	4,360	145	1,453	33	6,000	215	2,000	2,000	1.4
S-5	28	4,400	130	1,467	32	6,360	210	2,120	2,120	1.4
S-6	30	4,470	120	1,490	29	6,640	205	2,213	2,213	1.5
S-7	31	4,510	110	1,503	28	6,780	200	2,260	2,260	1.5
S-8	33	4,980	105	1,660	26	7,070	195	2,357	2,357	1.4
S-9	37	5,570	100	1,857	24	9,070	205	3,023	3,023	1.6
S-10	39	6,450	100	2,150	26	9,690	210	3,230	3,230	1.5
S-11	40	6,550	100	2,183	26	10,180	215	3,393	3,393	1.6
S-12	42	6,750	100	2,250	27	-	-	-	-	-

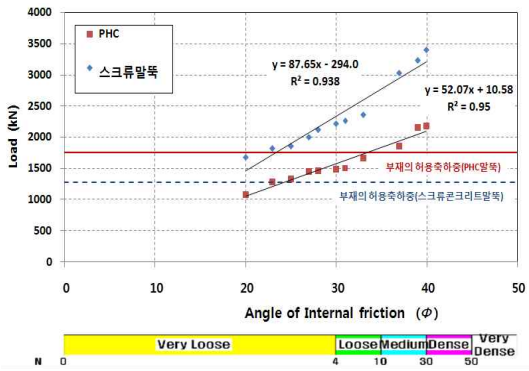


(a) 하중 - 내부마찰각 관계

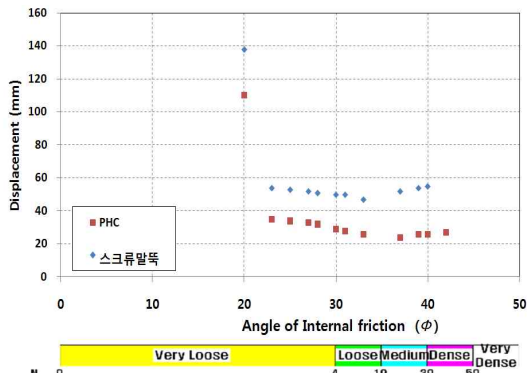


(b) 침하량 - 내부마찰각 관계

그림 9. 사질토 지반에서 극한단계시 2종류 말뚝의 거동 비교



(a) 하중 - 내부마찰각 관계



(b) 침하량 - 내부마찰각 관계

그림 10. 사질토 지반에서 허용단계시 2종류 말뚝의 거동 비교

바와 같이 직선으로 증가하는 형태를 보이나 직선의 기울기가 극한하중에 비해 안전율만큼 작아졌다. 그림 7(b)에 나타난 점착력과 허용시 침하량의 관계는 극한시 침하량의 경우 보다는 완만하지만 곡선의 형태로 감소하다가 증가하는 형태를 나타내었다.

3.3.2 사질토 지반에서 말뚝의 거동 분석

표 7(b)에 나타난 해석사례들에 대하여 수치해석을 수행하였으며 PHC말뚝과 스크류콘크리트말뚝에 대한 P-S곡선을 각각 그림 8에 나타내었다. 또한, 극한하중과 허용하중시 하중 및 침하량을 표 9에 나타내었다. 점성토 지반과 마찬가지로 지반특성치 중 하나인 내부마찰각의 변화에 따른 각 말뚝의 거동을 확인해 보기 위하여 내부마찰각에 대한 극한하중과 극한시 침하량을 도시하여 그림 9에 나타내었다. 그리고 안전율을 고려한 허용하중과 그 때의 침하량을 그림 10에 나타내었다.

2종류 말뚝의 극한하중을 비교한 결과 스크류콘크리트말뚝의 극한하중이 기존의 PHC말뚝의 극한하중보다 1.4~1.6 배 정도 크게 나타났으며, 극한시 침하량은 스크류콘크리트말뚝이 70~120mm 더 크게 나타났다.

각각의 말뚝별로 거동을 분석한 결과 그림 9(a)에 나타난 바와 같이 내부마찰각과 극한하중의 관계는 내부마찰각이 증가함에 따라 극한하중도 증가하는 것을 확인할 수 있었다. 또한, 극한시 침하량은 그림 9(b)에 나타난 바와 같이 내부마찰각이 증가함에 따라 침하량이 감소하다가 다시 조금씩 증가하는 곡선의 형태를 나타내었다.

또한 그림 10(a)에서 나타난 바와 같이 내부마찰각이 증가함에 따라 허용하중도 증가하는 형태를 보이나 증가하는 기울기가 극한하중에 비해 안전율만큼 작아졌다. 그림 10(b)에 나타난 내부마찰각과 허용시 침하량의 관계는 내부마찰각 26°까지는 침하량이 급격히 감소하고 이후 서서히 감소하다가 다시 증가하는 형태를 나타내었다.

4. 결론 및 제언

본 논문에서는 점성토 지반 및 사질토 지반에 관입된 PHC말뚝과 스크류콘크리트말뚝에 대한 수치해석을 실시하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 점성토 지반에서 극한지지력의 경우 스크류콘크리트말뚝이 PHC말뚝보다 1.4~1.7배 정도 더 크게 나타났으며, 극한시 침하량의 경우 스크류콘크리트말뚝이 70~145mm 정도 더 크게 나타났다. 여기서, 점착력이 커질

수록 지지력은 선형으로 증가하는 경향을 나타내었으며 침하량은 곡선의 형태로 감소하다가 점착력 80kPa 이후에는 약간 증가하는 경향을 나타내었다.

- (2) 사질토 지반에서 극한지지력의 경우 스크류콘크리트말뚝이 PHC말뚝보다 1.4~1.6배 정도 더 크게 나타났으며, 극한시 침하량의 경우 스크류콘크리트말뚝이 70~115mm 정도 더 크게 나타났다. 여기서, 내부마찰각이 증가할수록 지지력이 증가하는 것으로 나타났으나, 침하량은 곡선의 형태로 감소하다가 내부마찰각 35°부터는 약간 증가하는 것으로 나타났다.
- (3) 본 연구의 결과는 향후 수행될 현장재하시험 결과에 기초하여 적용성을 확보하여야 할 것으로 생각된다.

감사의 글

본 연구는 교육과학기술부 및 한국산업기술재단의 지역 혁신인력양성사업(과제번호 : 20080703160330)의 지원을 받아 수행되었습니다.

참고 문헌

1. 김용필, 정경환, 송용선(2000), *지반공학 시험법 및 응용*, 세진사, pp. 275.
2. 박영호, 남문석, 김낙영, 육정훈(2008), 한국도로공사의 매입말뚝공법의 설계와 시공, *2008년도 가을학술발표회 논문집*, 한국지반공학회, pp. 521~532.
3. (사)한국지반공학회(2003), *구조물 기초설계기준 해설*, 구미서관, pp. 278~283.
4. (사)한국지반공학회(2005), *지반조사결과의 해석 및 이용*, 구미서관, pp. 312.
5. 신은철 역(2004), *기초공학 제5판(Principles of Foundation Engineering, 5th edition by B. M. Das)*, 도서출판 인터비전, pp. 223~504.
6. 하영민, 정호영, 김영필, 김성수, 최용규(2009), 무소음·무진동 스크류PHC말뚝공법에 관한 기술적 수준 고찰, *2009년도 봄학술발표회 논문집*, 한국지반공학회, pp. 496~506
7. Das, B. M.(1998), *Principles of Geotechnical Engineering*, PWS Publishing Company, Boston, pp. 47.
8. Dunhum. J. W.(1954), Pile Foundations for Buildings, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 80, No. SM 1, pp. 1~21.
9. Meyerhof. G. G.(1956), Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol. 82, No. SM 1, pp. 1~19.
10. Schultz, E. and Menzenbach. E.(1961), Standard Penetration Tests and Compressibility of Soils, *5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Istanbul, Vol. 1, pp. 527~532.

(접수일: 2010. 1. 26 심사일: 2010. 2. 5 심사완료일: 2010. 4. 29)