

사질토 지반에서 단일 강성말뚝의 수평거동에 대한 시공방법의 영향

Effect of Pile Construction on Lateral Behavior of Single Rigid Pile in Sand

김 병 탁*¹
Kim, Byung-Tak

김 영 수*²
Kim, Young-Su

서 인 식*³
Seo, In-Shik

Abstract

This paper shows the results of model tests on the lateral behavior of single rigid pile, which was constructed by driving, in homogeneous and non-homogeneous (two layered) NakDong River sands. The purpose of the present paper is to investigate the effect of ratio of lower layer thickness to embedded pile length, relative density of sand and pile construction conditions (Driven & Embedded piles) on the characteristics of lateral behavior of single pile. These effects can be quantified only by the results of model tests. As a model result, the lateral behavior depends upon the pile construction condition in loose-density soil more than in high-density soil. If the pile construction depends upon driving construction, the decrease of deflection remarkably increases for both loose homogeneous sand and non-homogeneous soil ($E_{h1}/E_{h2}=0.18$) with high thickness of upper layer but the decrease of maximum bending moment shows the opposite result to the decrease of deflection. And, with respect to deflection, it was found that the deflection ratio ($y_{Driven}/y_{Embedded}$) of embedded to driven piles has the ranges of 0.65 - 0.88 ($D_r=90\%$), 0.38 - 0.65 ($D_r=61.8\%$) for each relative density of homogeneous soil and the range of 0.6 - 0.88 for non-homogeneous soil. Also, in this study, the experimental equation for the effects of drop height (DH) and H/L on the ratios of y_D/y_E and MBM_D/MBM_E is suggested from model tests.

*1 정회원, 경북대학교 대학원 토목공학과 박사과정

*2 정회원, 경북대학교 공과대학 토목공학과 교수

*3 정회원, 경동정보대학 토목과 조교수

요 지

본 논문은 균질 및 비균질의 사질토 지반에서 항타 시공된 단일 강성말뚝의 수평거동에 대한 모형실험 결과들을 고찰하였다. 본 연구의 목적은 말뚝의 수평거동 특성에 대한 말뚝 시공상태 (Driven & Embedded), 말뚝 근입깊이에 대한 하부지반의 두께비 (H/L), 그리고 지반의 상대밀도의 영향에 관하여 실험적인 연구를 수행하고 이러한 영향들을 정량화 할 수 있는 실험결과를 얻었다. 모형실험 결과들에 의하면, 수평거동은 느슨한 균질지반에서 시공방법에 상당히 의존하는 것으로 나타났다. 말뚝시공시 항타방법에 의존할 경우 균질지반에서는 느슨한 지반일수록 그리고 비균질 지반 ($E_{h1}/E_{h2}=0.18$)에서는 상부층 두께가 클수록 수평변위 감소에 상당한 효과를 얻을 수 있으나, 최대 휨모멘트 감소는 수평변위 감소와 정반대의 결과를 나타냈다. 수평변위 측면에서, 매입말뚝에 대한 항타말뚝의 변위비 ($y_{Driven}/y_{Embedded}$)는 균질지반의 각 상대 밀도에 대하여 0.65 - 0.88 ($D_r=90\%$)와 0.38 - 0.65 ($D_r=61.8\%$)의 범위로 그리고 비균질지반에서 0.6 - 0.88의 범위로 나타났다. 또한, 본 연구에서는 y_D/y_E 와 MBM_D/MBM_E 에 대한 항타고와 H/L 의 영향들을 모형실험 결과들로부터 실험식으로 제안하였다.

Keyword : Laterally loaded pile, Non-homogeneous, Driven pile

1. 서 론

근래에 들어 말뚝을 항타 시공하는 과정에서 발생하는 지반진동과 소음 등 건설공해로 인하여 항타공법의 적용이 크게 위축되고는 있으나, 항타공법은 지금까지 개발된 다른 어떤 공법들보다도 가장 확실한 지지력을 확보할 수 있으며 시공관리가 용이하고 경제성 또한 가장 우수한 장점을 갖고 있는 바, 아직도 국내 말뚝 시공의 상당부분을 차지하고 있다.

수평하중을 지지하는 말뚝에 있어 중요한 것은 정확한 수평변위의 예측과 말뚝의 항복 휨모멘트에 대한 지반내 말뚝의 최대 휨모멘트의 구조적 안전성 확보라고 할 수 있다. 그리고, 수평하중을 받는 말뚝의 수평거동은 말뚝의 휨강성(EI), 말뚝 직경(D), 그리고 지반의 수평 지반반력계수 ($E_h = k_h D$)를 변수로 하는 상대강성계수(K_r)에 의하여 큰 영향을 받는다 (Meyerhof and Sastry, 1995).

균질 또는 비균질 지반에서 수평하중과 경사하

중을 받는 말뚝들의 수평거동에 관한 연구는 Brinch Hansen(1961), Broms(1964), Meyerhof and Ranjan(1972), Meyerhof and Sastry(1985), Poulos and Davis(1980), Sastry et al.(1986), Meyerhof and Sastry(1995), 김영수외(1996, 1997, 1998, 1999) 등에 의하여 지금도 계속 수행되고 있으며, Yalcin and Meyerhof(1994)는 사질토 위 점성토가 놓인 지반에 매입된 수직말뚝에 편심하중과 경사하중이 가해질 경우의 하중-변위 관계를 연구하였다. Meyerhof and Sastry(1995)는 2개층 점성토 지반에 매입된 말뚝의 수평거동 특성에 대하여 연구하였다. 그러나, 기존의 연구들이 항타말뚝의 수직거동에 대해서만 많은 연구를 수행하였고 수평거동에 대한 다양한 영향인자들의 명확한 이해 및 고려가 되고 있지 못한 실정이다.

이에 본 논문에서는 낙동강 유역의 모래를 이용하여 말뚝의 수평거동에 미치는 비균질 및 균질지반에서의 말뚝 근입깊이에 대한 하부지반 두께의

비(H/L), 지반의 상대밀도 그리고 말뚝 시공상의 방법, 즉 항타말뚝(driven pile)과 매입말뚝(embedded pile), 영향을 모형실험으로서 정량적으로 분석하고 그 특성을 규명하였다. 그리고, 실험결과로부터 비균질 지반에서 시공시 말뚝의 항타에 의한 수평변위 및 최대 휨모멘트의 감소비를 H/L 변수로 하는 실험식으로 얻었다.

2. 모형실험

모형실험에서의 말뚝의 시공상태는 지반 성형 이전에 말뚝을 수직상태로 유지하여 지반을 성형함으로써 주변지반과의 접촉을 100% 허용하는 방법인 매입말뚝과 하중 램을 직접 말뚝두부에 항타하는 방법(그림 2)인 항타말뚝을 사용하였다. 항타말뚝에서 수평거동 특성에 영향을 미치는 항타에너지는 3가지 항타고(DH=5, 10, 15cm)에 대하여 5, 10, 15kg×cm의 항타에너지로 모형실험을 수행하였다.

2. 1 지반성형 시료

모형실험에서 사용한 낙동강 유역의 모래에 대한 물리적 특성치는 표 1과 같다. 본 연구에서 사용한 낙동강 모래와 모형말뚝의 내적크기 효과(internal scale effect)는 무시할 수 있다 (Peterson, 1988; 김영수의 1인, 1998a).

표 1. 낙동강 유역 모래의 물성치

G_s	$D_{50}(\text{mm})$	$D_{10}(\text{mm})$	C_u	C_c	$e_{\max}^{*)}$	$e_{\min}^{*)}$
2.675	0.265	0.14	2.0	1.23	1.19	0.88

*) 최소간극비는 자유낙하법으로 최대 간극비는 진동법에 의하여 결정.

2. 2 모형말뚝

모형실험에서의 모형말뚝은 표 2와 같은 스테

인레스 재질을 사용하였다. 모형실험에 앞선 모형말뚝에 대한 검증과 모형말뚝의 표면에 부착한 변형 게이지에 대한 휨 모멘트(M)와 변형률(ϵ)의 상관계수 결정은 김영수의 1인(1998a)에서 상세히 설명하였다.

표 2. 모형말뚝의 제원

직경 (D, cm)	두께 (t, mm)	근입길이 (L, cm)	탄성계수 (E, kg/cm ²)	항복휨모멘트 (M_y , kg ² cm)	강성 (EI, kg ² cm ²)
1.2	0.25	21	$2.1 \cdot 10^6$	70.0	34,090

2. 3 지반성형 및 실험 Setting

본 연구에서의 사질토 지반의 성형방법은 낙하높이와 유출 구멍크기의 관계를 이용하는 공중낙하법을 사용하였다. 균질지반과 비균질지반의 성형방법에 대한 설명은 김영수의 1인(1998a)에 상세히 설명하였다.

낙하높이와 유출 구멍크기의 관계를 요약하면 표 3과 같다. 이상과 같은 방법으로 성형한 지반에서 말뚝의 선단 및 두부조건은 모두 자유조건으로 모형실험을 수행하였으며, 본 모형실험에서의 지반조건 및 모형말뚝조건은 표 4와 같다. 수평거동 실험을 하기 위하여 필요한 각종 장치들에 대한 제원과 연결계통(그림 1)은 김영수의 1인(1998a)에서 상세히 설명하였다.

표 3. 낙하높이와 유출구멍크기 관계

유출구멍 직경(mm)	낙하고 (cm)	단위중량 (g/m^3)	내부마찰각 ($^\circ$)	상대밀도 (%)
8.0	125	1.40	40	90.0
18.0	125	1.34	35	61.8
25.0	125	1.28	27	32.8

사질토 지반에서 하중 재하속도에 따른 전단강도의 변화는 거의 없는 것으로 알려져 있으며, 본 연구에서는 각 하중단계의 하중 재하시간(200g/min)을 동일하게 유지하는 하중제어 방

표 4. 지반과 모형말뚝의 조건

Test	Pile Cons. condition	H/L	Dr(%)		Remark
			Upper	Lower	
1	Driven (DH=5)	0.0	61.8	61.8	Effect of H/L, pile cons. condition, D_r
2		0.25			
3		0.5	61.8	90.0	
4		0.75			
5		1.0	90.0	90.0	
6	Embedded (DH=0)	0.0	61.8	61.8	
7		0.25			
8		0.5	61.8	90.0	
9		0.75			
10	Embedded	1.0	90.0	90.0	
11	Driven (DH=5, 10, 15)	1.0	90.0	90.0	
12					
13					
14	Embedded	0.0	61.8	61.8	
15					
16	Driven (DH=5, 10, 15)	0.0	61.8	61.8	
17					
18					

범으로 실험을 수행하였다. Broms (1964), Chang(1937) 그리고 Poulos (1971)는 강성 말뚝과 휨성 말뚝의 구분기준으로 각각 무차원 길이계수(ηL & βL)와 상대강성계수(K_r)로 제안하고 있으며, 이 기준들을 근거로 본 연구에 사용

표 5. 말뚝 구분기준 (무차원 길이계수 ηL & βL , 상대 강성계수 K_r)

Diameter (mm)	Pile thickness (mm)	Embedded length (cm)	β^{11} , K_r^{21} , $\eta^{31}L$			Flexural stiffness ($10^{-3}t \times m^2$)
			$D_r=32.8\%$	61.8%	90%	
12.0	0.25	21	0.74 ¹⁾ (R ⁴⁾)	0.82 ¹⁾ (R)	1.25 ¹⁾ (R)	3.41
			0.18 ²⁾ (R)	0.12 ²⁾ (R)	0.03 ²⁾ (? ⁴⁾)	
			1.84 ³⁾ (R)	1.99 ³⁾ (R)	2.80 ³⁾ (?)	

- $\beta = \sqrt[4]{E_p/4EI}$ (Chang, 1937); E_p = 말뚝 직경 깊이에서의 수평 지반반력계수
- $K_r = EI/E_p L^4$ (Poulos, 1971); L =근입길이; E_p =말뚝선단부의 지반반력계수, 즉 $62.65t/m^2$ ($D_r = 90\%$), $14.67t/m^2$ ($D_r = 61.8\%$)
- $\eta = \sqrt[5]{n_h/EI}$; $E = 2.14 \times 10^7 t/m^2$; I = 말뚝의 단면 2차 모멘트
 n_h = 지반반력상수(= $E_p/D=n_h z^3/D$ at $z=D$), 즉 $1,442t/m^3$ ($D_r = 90\%$), $260t/m^3$ ($D_r = 61.8\%$); 김영수와 3인(1998a)
- R = 강성말뚝 (rigid pile); ? = 강성과 휨성말뚝의 기준값 사이에 존재하며 엄밀하게는 강성말뚝으로 보기 어려움

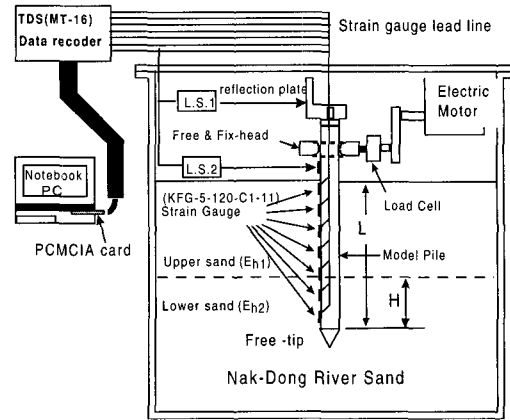


그림 1. 모형실험 개요도

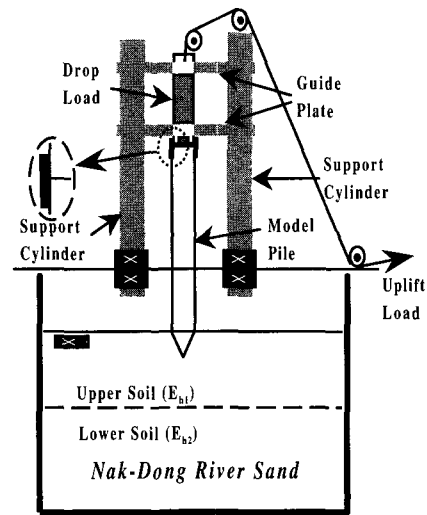


그림 2. 향타시험 장치

표 6. 모형실험 결과 요약

No	L/D	Pile Cons. cond	H/L	E _{h1} /E _{h2}	Q=1kg 일때		Q=4kg 일때		최대 휨 모멘트 발생깊이, z/L	
					y/D	M _{max} /M _y ^{*)}	y/D	M _{max} /M _y ^{*)}		
1	17.5	Driven (DH=5)	0.0	1.0	0.029	0.090	0.328	0.334	0.43	
2			0.25		0.038	0.082	0.297	0.337	0.29→0.43	
3			0.50		0.029	0.074	0.250	0.343	0.29→0.43	
4			0.75		0.023	0.087	0.202	0.350	0.29→0.43	
5			1.0		0.033	0.093	0.192	0.336	0.29	
11		Embedded	1.0	1.0	0.019	0.087	0.264	0.426	0.43	
12		DH=5			0.033	0.093	0.192	0.336	0.29	
13		DH=10			0.026	0.085	0.162	0.306	0.29→0.43	
14		DH=15			0.016	0.071	0.141	0.307	0.43→0.29	
15		Embedded			0.050	0.057	0.712	0.371	0.43	
16		DH=5	0.0	1.0	0.029	0.090	0.328	0.334	0.43	
17		DH=10			0.040	0.104	0.264	0.373		
18		DH=15			0.023	0.090	0.202	0.315		0.29→0.43

주) M_y = 말뚝의 항복 휨모멘트(70kg×cm)

한 말뚝의 휨강성을 구분하면 표 5와 같다.

구분기준에 의하면, D_r=90% 지반에서의 K_r & βI값은 강성말뚝의 기준을 완전히 만족하지는 못하고 있으나 각 기준들에 있어서 강성과 휨성말뚝의 기준값 사이에 존재하며 강성말뚝의 기준값에 더 근접하여 있다.

각 상대밀도 지반에 대하여 각각 38 - 90회 (D_r=90%), 19 - 66회(D_r=61.8%)로 측정되었다. 그리고, 모형실험 동안 항타시공중 지반상부, 즉 지표면 부근과 말뚝주변의 지반교란 현상을 관찰 할 수 있었다.

3. 모형실험결과 및 비교분석

말뚝에서 수평하중에 의한 거동의 메커니즘은 김영수의 1인(1998a)에서 상세히 설명하였다. 그리고 모형실험들의 결과들은 임의 수평하중(1kg, 4kg)에 대하여 요약하면 표 6과 같다.

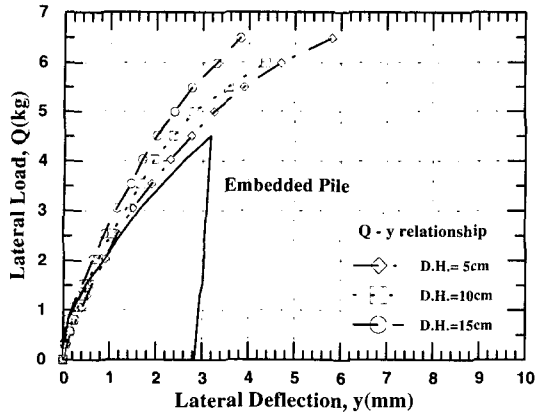
본 연구에서 수행한 모형실험들의 결과는 항타 시공된 단일 강성말뚝의 수평거동 특성(수평하중-변위관계, 휨모멘트-깊이관계, 수평변위-최대 휨모멘트관계) 규명과 각 영향인자(DH, D_r, H/L)들이 말뚝의 수평변위와 최대 휨모멘트에 미치는 영향분석으로 나누어서 고찰하였다. 본 연구에서, 강성말뚝의 근입에 필요한 총 항타횟수는

3.1 수평거동 특성 분석

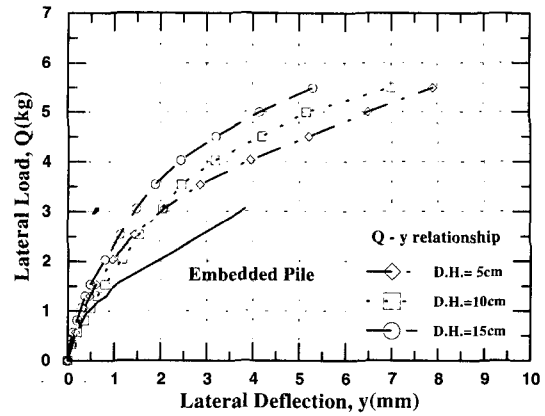
3.1.1 수평하중(Q) -수평변위(y) 관계

모형실험에서 하중계와 변위계에서 계측된 수평하중과 수평변위들을 정리하면 그림 3과 같다. 그림 3은 표 4에서 요약한 모든 실험들의 수평하중(Q) - 수평변위(y)관계에 대한 H/L과 지반의 상대밀도, 그리고 말뚝 시공상태 조건의 영향에 관하여 도시한 것이다.

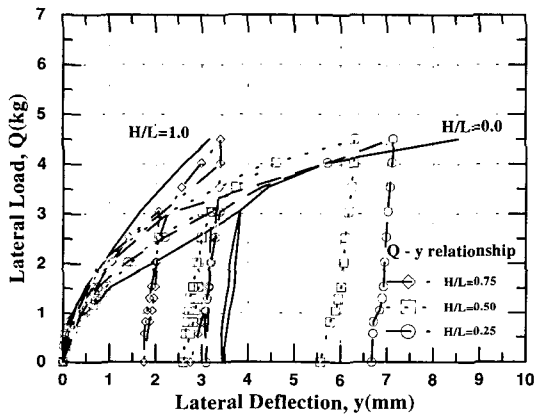
그림. 3-(a), (b)는 상대밀도가 각각 90과 61.8%인 균질 지반내의 매입말뚝과 항타말뚝 (DH = 5, 10, 15cm)의 Q - y곡선을 나타낸 것이다. 그림. 3-(a)에서와 같이 상대밀도가 90%인 지반에서의 Q - y곡선은 항타고가 증가할수록



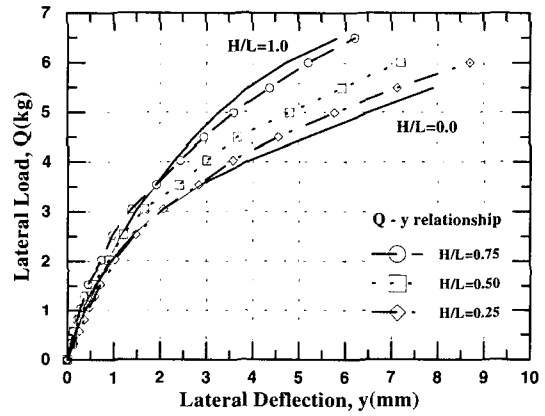
(a) 균질지반 ($D_r=90\%$)



(b) 비균질지반 ($D_r=61.8\%$)



(c) 매입말뚝 ($E_{h1}/E_{h2}=0.18$)



(d) 항타말뚝 (DH=5cm, $E_{h1}/E_{h2}=0.18$)

그림 3. 모형실험에서 Q - y 관계

급한 기울기를 나타내고 항타고가 낮은 항타말뚝 (DH=5, 10cm)에서는 낮은 항타에너지로 인한 층 항타횟수의 증가로 말뚝 선단부에는 조밀화 (densify)가 일어나나, 지표면 부근에서의 지반 교란이 일어나 초기 Q - y곡선의 기울기가 크게 완만해지며 수평하중 5 - 6kg 범위정도에서 1차 굴절을 나타내고 있다. 상대밀도가 61.8%인 지반의 Q - y관계(그림 3-b)는 조밀한 지반과는 달리 항타에너지의 증가에 따른 지표면 부근의 지반교란 깊이가 상대적으로 감소하여 초기 Q - y곡선의 기울기가 항타말뚝의 경우 매입말뚝의 경우와 거의 비슷하거나 다소 크게 나타났다. 임의 수평하중

에서의 매입말뚝에 대한 항타말뚝의 수평변위 감소효과는 지반의 상대밀도가 낮을수록 큰 것으로 나타났다. 이는 항타 에너지에 의한 지반의 조밀효과가 낮은 상대밀도에서 더 크게 작용하기 때문이다. 균질 지반에서 항타말뚝의 수평변위 감소는 상대밀도 90%와 61.8% 지반의 경우에 대하여 각각 약 14%(DH= 5cm) - 33%(DH=15cm) 그리고 약 32%(DH= 5cm) - 57%(DH=15cm)의 범위로 나타났다.

그림 3-(c), (d)는 $E_{h1}/E_{h2}=0.18$ 인 비균질 지반에서의 매입말뚝과 항타말뚝(DH=5cm)의 Q - y관계를 각각 나타낸 것으로서, 그림에서와

같이 항타말뚝에서도 매입말뚝과 같이 하부지반 두께(H)의 증가에 따른 Q-y곡선의 이동 경향이 거의 비슷하게 나타나고 있다. 비균질 지반에서 말뚝의 항타 시공시 4kg의 수평하중에서의 수평 변위 감소는 H/L=0.25, 0.5 그리고 0.75에서 각각 약36%, 33% 그리고 20%로 나타나 말뚝 근입깊이에서 느슨한 지반이 차지하는 비율이 클 수록 변위 감소효과가 크며 H/L가 0.5이하에서는 그 효과가 크게 증가하지는 않았다.

이와 같이, 그림 3을 통하여 고찰한 균질지반에서 강성말뚝의 Q-y관계는 말뚝의 시공상태 조건에 상당히 영향을 받고 있으며, 특히, 동일 수평하중에 대한 수평변위의 감소정도는 느슨한 지반일 수록 조밀한 지반에 비하여 약 70%이상 증가하는 것을 알 수 있다. 또한, 항타말뚝인 경우가 매입말뚝인 경우보다 Q-y곡선이 더욱 직선적인 거동을 나타내며 이는 말뚝의 항타 시공시 항타 에너지에 의한 지반의 토립자 재배열로 인하여 지반의 조밀화가 이루어지기 때문이다. 그리고, 이러한 말뚝의 항타 에너지에 의한 조밀화 현상이 말뚝에서 어느정도의 영향권을 형성하고 있는지의 연구가 계속 수행될 필요성이 있어 실험계획을 갖고 있다. 비균질 (H/L=0.25,0.5,0.75) 지반에서의 수평변위 측면에서는 H/L=0.5이하인 지반에서 항타시공에 따른 수평변위 감소효과가 극대화 될 수 있을 것으로 판단된다.

3.1.2 말뚝내 휨모멘트(M) - 깊이(z) 관계

지반내 말뚝에서 발생하는 휨모멘트의 측정을 위하여 말뚝 표면에 부착한 변형계이지로부터 얻어진 휨모멘트의 분포도는 말뚝의 시공상태 조건에 따라 상당한 차이를 보여주고 있다. 그림 4는 휨모멘트(M) - 깊이(z) 관계에 대한 H/L와 지반의 상대밀도, 그리고 말뚝 시공상태 조건의 영향을 4kg의 수평하중에 대하여 도시한 것이다.

그림. 4-(a), (b)는 각각 상대밀도 90%와

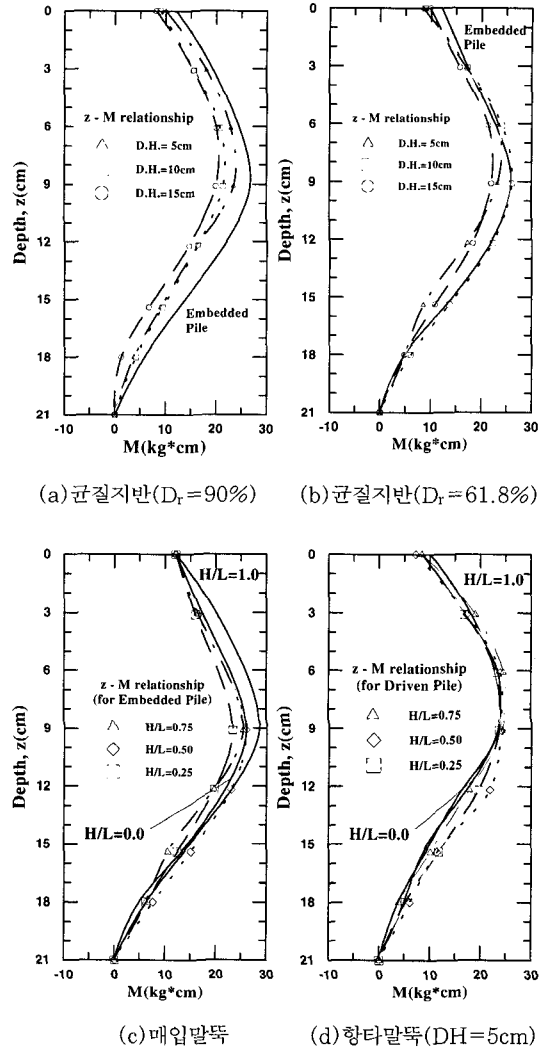
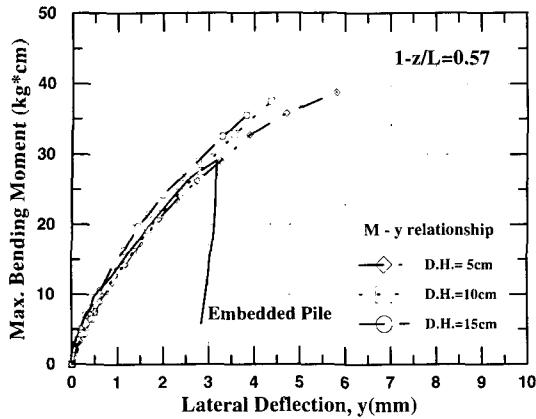
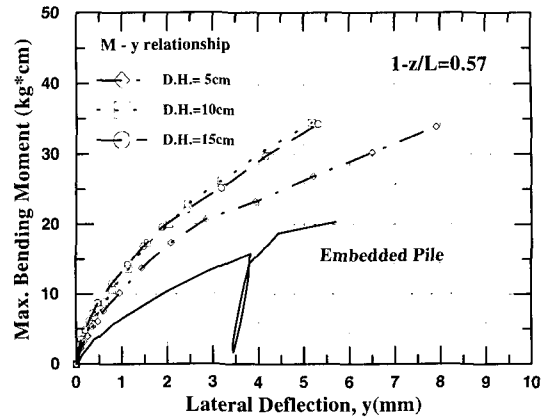


그림 4. 모형실험에서 M - z 관계(Q=4kg)

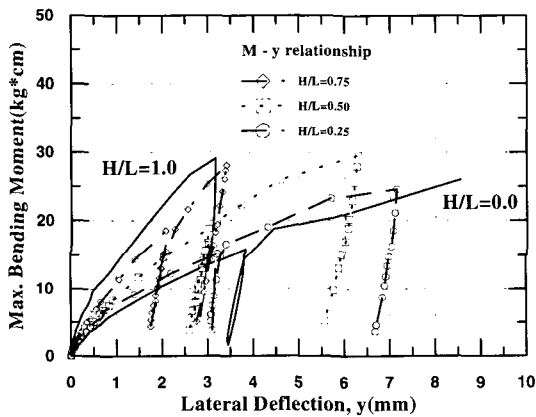
61.8%인 균질지반의 휨모멘트 분포도이다. 그림에서와 같이, 항타 에너지의 증가에 따른 최대 휨모멘트 값이 지반의 상대밀도에 관계없이 적게 나타났다. 이는 매입말뚝과 달리 항타 에너지가 작용하는 항타말뚝에서는 말뚝주변 지반의 강성이 항타로 인하여 증가되어 말뚝의 수평변위가 억제되며 따라서 휨모멘트의 발생이 억제되기 때문이다. 그림 4-(b)에서는 DH=5cm의 경우보다 DH=10cm의 경우에서 최대 휨모멘트가 조금 크게 발



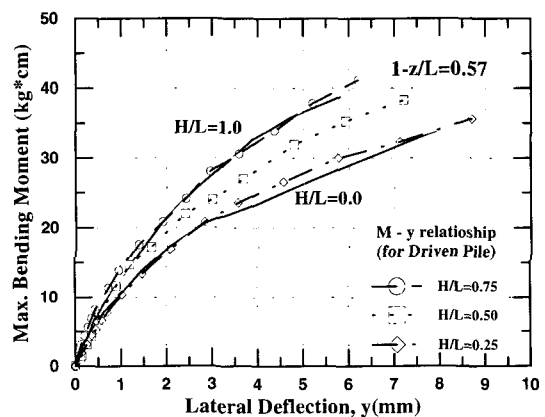
(a) 균질지반($D_r=90\%$)



(b) 균질지반($D_r=61.8\%$)



(c) 비균질지반($E_{h1}/E_{h2}=0.18$)



(d) 항타말뚝($DH=5cm, E_{h1}/E_{h2}=0.18$)

그림 5. 모형실험에서 Q-MBM 관계

생하였는데, 이는 4kg의 수평하중에 국한된 결과이며 다른 수평하중에서는 이와 다른 결과를 보였다. 또한, 최대 휨모멘트의 발생깊이(z/L)는 항타말뚝의 경우 지반의 상대밀도에 관계없이 매입말뚝일때의 0.43에서 0.29로 감소하고 있으나, 수평하중이 증가할수록 발생깊이는 다시 매입말뚝의 경우와 같은 깊이로 증가하고 있다. 이는 지반의 강성이 증가하여 휨성말뚝에 가까워지는 결과를 보여주는 것이다.

그림 4-(c), (d)는 비균질 지반에서의 매입말뚝과 항타말뚝의 M - z 관계를 도시한 것이다. 비균질 지반의 최대 휨모멘트의 발생깊이(z/L)도

균질지반의 항타말뚝과 같이 감소현상이 나타나고 있다. 그리고 4kg의 수평하중에서의 최대 휨모멘트는 H의 증가에 대하여 거의 변화가 없는 것으로 나타났다.

3.1.3 수평변위 - 최대 휨모멘트 관계

말뚝에 수평하중이 가해지는 경우 말뚝의 안정성을 평가하기 위하여는 말뚝의 구조적 위험요소인 휨모멘트가 필수적이라 할 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 실험에서 측정한 휨모멘트 중에서 최대값(MBM)과 수평변위의 관계를 분석하였다. 그림 5는 수평변위(y) - 최대 휨모멘트 (MBM)

관계에 대한 H/L과 지반의 상대밀도, 그리고 말뚝 시공상태 조건의 영향에 대하여 도시한 것이다.

그림 5-(a), (b)는 상대밀도 90%와 61.8%의 균질지반에서 매입말뚝과 항타말뚝의 y - MBM 관계를 나타낸 것으로서, 동일 수평변위에서의 최대 휨모멘트는 느슨한 지반일수록 항타말뚝에서 크게 증가하고 있으나, DH=10cm 이상에서는 최대 휨모멘트 증가에 영향을 미치지 못함을 알 수 있다. 즉, 조밀한 지반(D_r=90%)에서는 낮은 항타 에너지의 경우 총 항타횟수가 크게 증가하여 항타에 의한 지반의 조밀화 현상에 영향을 크게 미치지 못하며 오히려 낮은 항타 에너지에서는 느슨화 현상을 유발하여 그림. 5-(a)와 같이 DH=10cm 이하에서는 최대 휨모멘트 감소를 가져왔다. 상대밀도 61.8%의 균질지반에서 y/D=0.2일 때 항타말뚝(DH=5cm)의 최대 휨모멘트 증가를 가져와 느슨한 균질지반에서의 말뚝 항타 시공은 말뚝의 구조적 측면에서는 매우 불리한 조건으로 사료된다.

그림 5-(c), (d)에서 균질지반과 E_{h1}/E_{h2}=0.18 인 비균질 지반에서 매입말뚝과 항타말뚝(DH=5cm)의 y - MBM 관계를 비교하기 위하여 나타낸 것이다. 실험 결과에 의하면, 느슨한 밀도의 층 두께가 말뚝 근입길이의 50% 이상을 차지하고 있는 경우 최대 휨모멘트가 y/D=0.2일 때 약 38% (H/L=0.5) - 48% (H/L=0.25) 증가하여 나타나, 균질지반에서 최대 휨모멘트에 대한 결과와 비슷하게 나타났다. H/L=0.75인 비균질 지반의 y - MBM 곡선은 H/L=1.0 (D_r=90%)인 균질지반의 곡선에 거의 일치하여 나타났다.

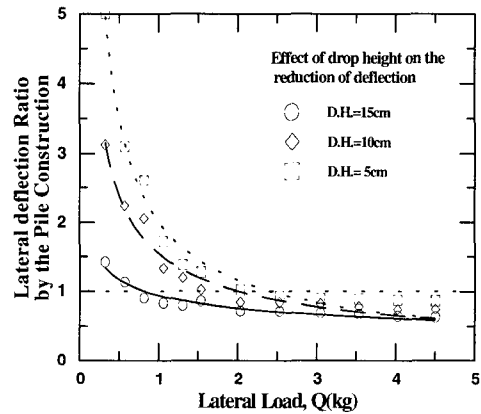
3. 2 각 영향인자들이 수평거동 특성에 미치는 영향

균질 및 비균질 지반에서 수평하중을 받는 말뚝

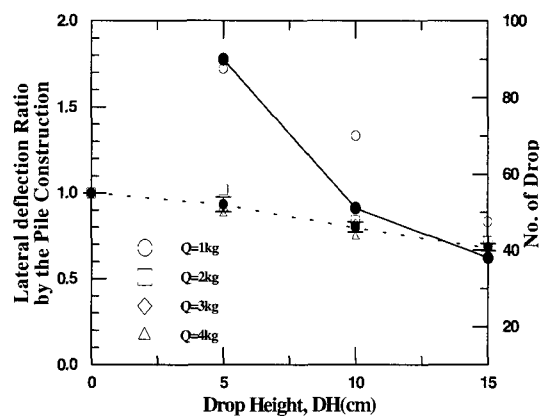
에 있어 중요한 요소인 수평변위와 지반내 말뚝에서 발생하는 최대 휨모멘트에 대한 말뚝의 시공조건, 지반 상대밀도, 그리고 H/L의 영향들을 고찰하기 위하여 수평변위와 최대 휨모멘트를 정규화 ($y_{H/L}/y_{H/L=0}$, $y_{Driven}/y_{Embedded}$, $MBM_{H/L} / MBM_{H/L=0}$, $MBM_{Driven} / MBM_{Embedded}$) 하여 도시하였다.

3.2.1 수평변위

그림 6과 7은 각각 D_r=90%과 D_r=61.8%의 균질지반이며 항타고 (DH)와 지반의 상대밀도

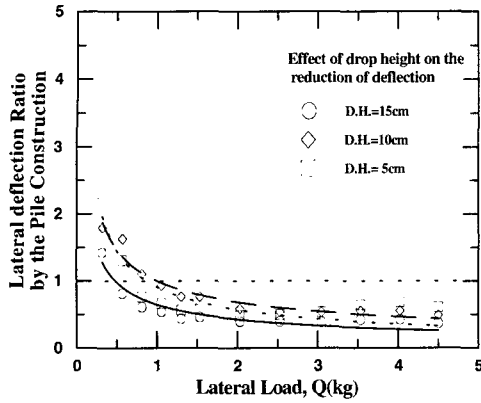


(a) $Q - y_{Driven}/y_{Embedded}$

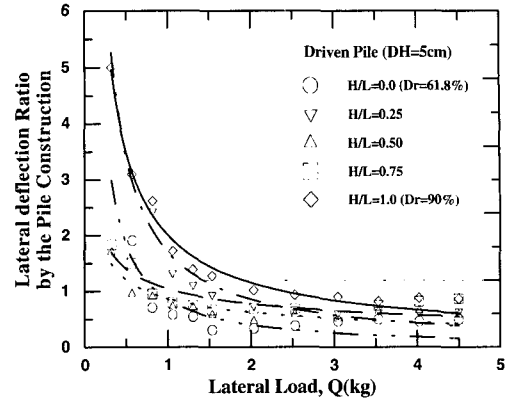


(b) DH - $y_{Driven}/y_{Embedded}$ 관계

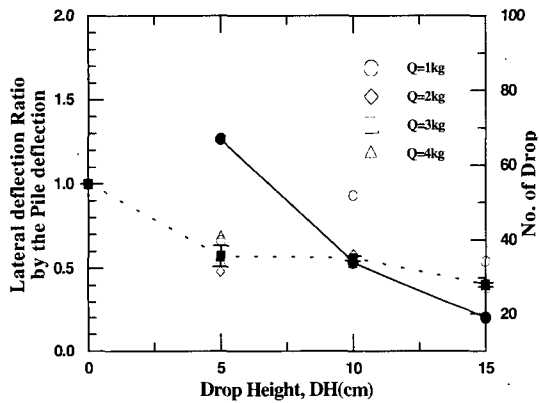
그림 6. 수평변위비에 대한 말뚝시공과 DH 영향 (D_r=90)



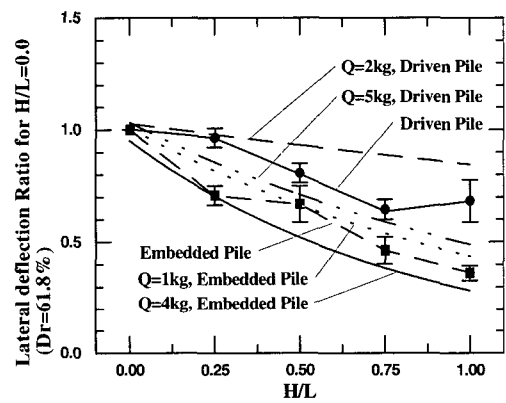
(a) $Q - y_{Driven}/y_{Embedded}$ 관계



(a) $Q - y_{Driven}/y_{Embedded}$ 관계



(b) $DH - y_{Driven}/y_{Embedded}$ 관계

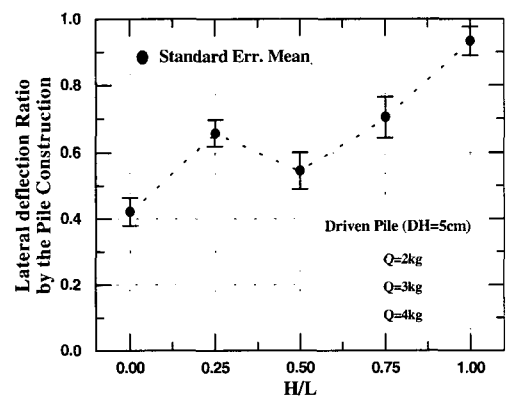


(b) $H/L - y_{H/L}/y_{H/L=0.0}$ 관계

그림 7. 수평변위비에 대한 말뚝시공과 DH영향($D_r=61.8\%$)

가 수평변위에 미치는 영향들을 나타낸 것이며, 수직말뚝이 항타 시공됨에 따른 수평변위의 감소성 ($y_{Driven}/y_{Embedded}$)을 수평하중 및 항타고 증가에 대하여 분석한 결과들이다.

항타말뚝의 수평변위는 항타고가 증가함에 따라 감소현상을 보이거나, 지반이 조밀할수록 항타에너지의 증가에 따른 수평변위의 감소는 확인하지만 그 절대적인 값이 크게 나타났다. 즉, 그림 6-a, 7-a에서 3kg이상의 수평하중에서는 y_D/y_E 값이 일정하게 나타났으며, 이 값들은 각 상대밀도에 대하여 각각 $D_r=90\%$ 의 지반에서는 0.65 ($DH=15cm$) - 0.88($DH=5cm$) 그리고 $D_r=61.8$ 의 지반에서



(c) $H/L - y_{Driven}/y_{Embedded}$ 관계

그림 8. 수평변위비에 대한 말뚝시공과 H/L영향 ($DH=5cm, E_{n1}/E_{n2}=0.18$)

는 0.38 (DH=15cm) - 0.65(DH=5cm)였다. 그리고, 향타에너지가 큰 향타말뚝에서 향타로 인한 지반 상부, 즉 지표면 부근,의 느슨화 현상이 감소 되었으며, 이러한 현상으로 인한 매입말뚝보다 향타말뚝에서의 변위증가는 조밀한 지반일수록 명확하게 나타났다. 즉, $D_r=90\%$ 인 균질 지반에서는 $Q=0.75$ (DH=15cm) - 2.0kg (DH=5cm), 그리고 $D_r=61.8\%$ 인 균질지반에서는 $Q=0.5$ (DH=15cm) - 1.0kg (DH=5cm) 정도의 범위까지 나타났다(그림 6-a, 7-a). 느슨한 균질지반에서 향타시공으로 근입한 말뚝 주변의 조밀화 현상이 크게 발생하여 느슨한 지반이 수평하중에 대한 수평 변위의 감소성에 유리할 것으로 사료된다. 향타말뚝의 수평변위 감소정도는 낮은 향타고에서의 많은 향타횟수(그림 6-b, 7-b)보다는 향타에너지에 의존하고 있음을 알 수 있는 결과이다.

그림 8은 향타고 (DH) 5cm의 향타에너지를 갖는 향타말뚝에서 비균질 지반 ($E_{h1}/E_{h2}=0.18$)의 하부층 두께 (H)가 수평변위에 미치는 영향들을 매입말뚝의 결과와 비교하여 나타낸 것이다.

말뚝의 향타시공에 따른 수평변위 비는 수평하중이 증가할수록 크게 감소한 후 거의 일정하여 나타나고 있으나, 하부층의 두께가 말뚝 근입길이의 75%를 이루는 비균질 지반($H/L=0.75$)에서는 수평하중이 증가함에 따라 y_D/y_E 가 1에 가까워지고 있으며 $D_r=90\%$ 인 균질지반과 거의 일치하여 나타났다. 본 연구에서, 비균질 지반에서의 y_D/y_E 는 0.6 - 0.88로 균질 지반의 수평변위 비내에 존재하고 있다. 비균질 지반의 매입말뚝에 대한 하부층 두께의 증가에 따른 수평변위의 감소성을 김영수의 1인(1998, 1999)에서 밝히고 있다.

따라서, 본 연구에서는 향타말뚝과 매입말뚝의 변위 감소성($y_{H/L}/y_{H/L=0.0}$)을 비교분석하였으며, 그 결과는 그림 8-(b)와 같다. 그림에서는 매입말뚝과 향타말뚝의 $y_{H/L}/y_{H/L=0.0}$ 는 수평하중의 평균값을 나타낸 것이며, 결과론적으로 하부층

두께(H)가 증가함에 따른 상부층 상대밀도에 해당하는 균질지반($H/L=0.0$)의 변위에 대한 비균질 지반의 변위 비($y_{H/L}/y_{H/L=0.0}$)는 향타말뚝에서 매입말뚝보다 상당히 증가하는 것으로 나타났다. 그리고, $H/L=0.25$ 이하 또는 $H/L=0.75$ 이상인 비균질 지반에서의 $y_{H/L}/y_{H/L=0.0}$ 는 거의 변화가 없었다. 이는 향타말뚝의 경우 하부층 두께 증가에 따른 말뚝 선단부분의 구속성에 의한 변위 감소가 발생하지 못함을 보여주며 향타에 의한 지반 조밀화 현상을 증명하는 근거라고 할 수 있다.

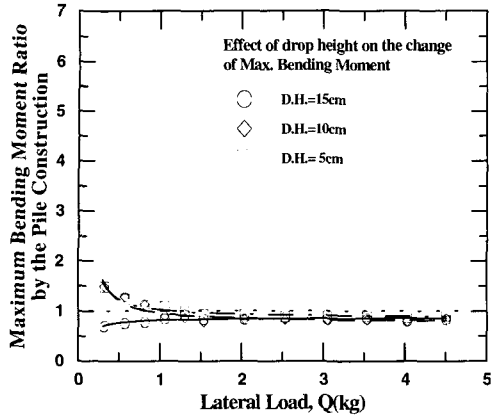
비균질 지반($E_{h1}/E_{h2}=0.18$)에서 향타 시공에 따른 수평변위 감소성(y_D/y_E)을 하부층 두께 증가에 대하여 비교분석한 결과는 그림 8-(c)와 같다. 그림에서와 같이, 향타고 5cm의 향타말뚝에서 지반 하부층의 두께가 증가함에 따라 y_D/y_E 는 균질지반의 y_D/y_E 범위 사이에 나타나며 하부층의 두께가 말뚝 근입길이의 50%이상이면 급격하게 증가하는 것을 알 수 있다. 실험결과상에서 $H/L=0.25$ 의 결과는 다소 지반성형상의 문제가 있었던 것으로 사료된다. 그러나, 전체적으로는 $H/L - y_D/y_E$ 관계에 대한 실험식은 bilinear의 함수식으로 얻어질 수가 있으며, 다음의 식들과 같다.

$$\begin{aligned} \text{Case of } 0.0 \leq H/L \leq 0.25 : \\ y_D/y_E = 1.08 H/L + 0.47 \end{aligned} \quad (1)$$

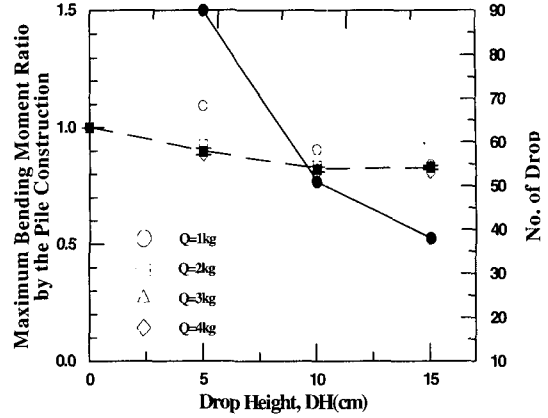
$$\begin{aligned} \text{Case of } 0.25 \leq H/L \leq 1.0 : \\ y_D/y_E = 3.63 H/L - 2.64 \end{aligned} \quad (2)$$

여기서, 식(1)와 (2)는 모두 $R^2 = 0.90$ 이상으로 구하여졌다.

그리고, 향타말뚝과 매입말뚝의 수평변위 비에 대한 모형실험 결과들로부터 실험식을 제안하면 다음과 같은 bilinear 의 함수형태와 같다.

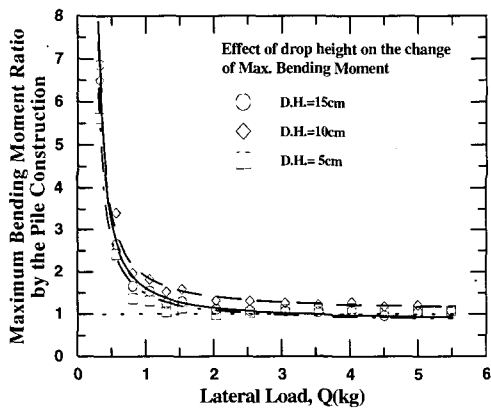


(a) Q - MBM_{Driven}/MBM_{Embedded} 관계

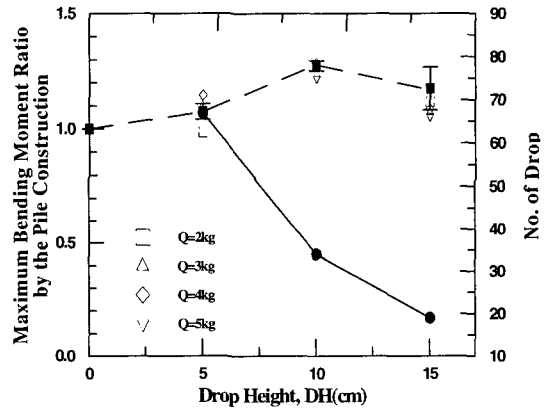


(b) DH - MBM_{Driven} / MBM_{Embedded} 관계

그림 9. 최대 휨모멘트 비에 대한 말뚝시공과 DH영향 ($D_r=90\%$)



(a) Q - MBM_{Driven}/MBM_{Embedded} 관계



(b) DH - MBM_{Driven} / MBM_{Embedded} 관계

그림 10. 최대휨모멘트 비에 대한 말뚝 시공과 DH 영향 ($D_r=61.8\%$)

For Homogeneous soil of $D_r=90\%$

Case of $0.0 \leq DH \leq 5$:

$$y_D/y_E = -0.014 DH + 1.0 \quad (3)$$

Case of $5 \leq DH \leq 15$:

$$y_D/y_E = -0.024 DH + 1.05 \quad (4)$$

For Homogeneous soil of $D_r=61.8\%$

Case of $0.0 \leq DH \leq 5$:

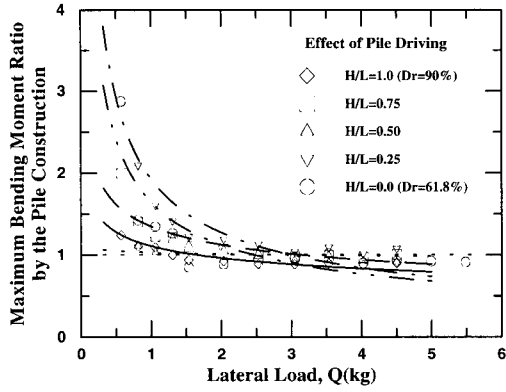
$$y_D/y_E = -0.086 DH + 1.0 \quad (5)$$

Case of $5 \leq DH \leq 15$:

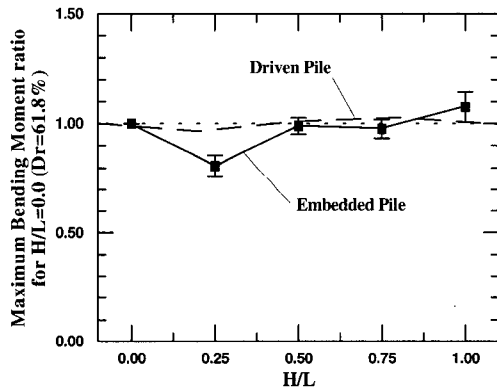
$$y_D/y_E = -0.017 DH + 0.655 \quad (6)$$

3.2.2 최대 휨모멘트

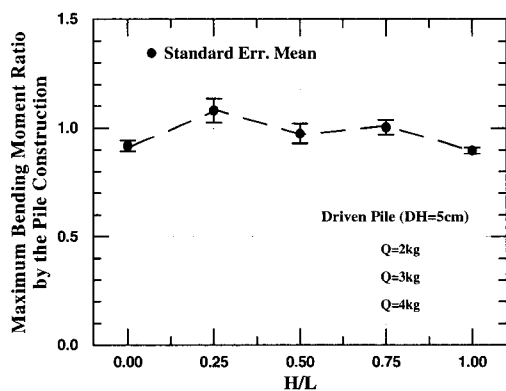
그림 9와 10는 각각 $D_r=90\%$ 과 $D_r=61.8\%$ 의 균질지반이며 말뚝 시공조건과 지반의 상대밀도가 수평변위에 미치는 영향들을 나타낸 것이며, 수직말뚝이 향타 시공됨에 따른 최대 휨모멘트 비 ($MBM_{Driven}/MBM_{Embedded}$)를 수평하중 및 향타고 증가에 대하여 분석한 결과들이다.



(a) $Q - MBM_{Driven}/MBM_{Embedded}$ 관계



(b) $H/L - MBM_{H/L} / MBM_{H/L=0.0}$ 관계



(c) $H/L - MBM_{Driven} / MBM_{Embedded}$ 관계
 그림 11. 최대 휨모멘트 비에 대한 말뚝시공과 H/L 영향 (DH=5cm, $E_{h1}/E_{h2}=0.18$)

수평하중 증가에 따른 항타말뚝의 최대 휨모멘트는 균질지반의 상대밀도에 무관하게 감소하다가 일정하여지나 느슨한 지반에서는 매입말뚝의 경우보다 감소하지는 않았으며, 1kg이하의 수평하중에서 감소성은 느슨한 지반에서 아주 크게 발생하였다. 이는 항타시 지표면 부근의 지반 교란 현상을 관찰하였으며 이 교란된 층이 말뚝 상부에서 조밀화된 영역과 말뚝표면사이에 존재하여 낮은 수평하중에서 수평변위의 발생을 억제하지 못하고 변위가 증가함에 따라 조밀화된 영역이 변위 감소 역할을 수행하게 되어 이러한 결과가 나타나는 것으로 사료된다. 일정한 MBM_D/MBM_E 는 항타고에 대하여 평균값으로 각 상대밀도에 대하여 각각 0.83($D_r=90\%$)과 1.13($D_r=61.8\%$)으로 결정되었다. 항타말뚝에서 항타고의 증가에 따른 MBM_D/MBM_E 는 조밀한 지반에서는 항타고 10cm이상에서 항타에너지에 의한 영향을 받지 않으며, 느슨한 지반에서는 항타에너지에 의존하고 있음을 알 수 있다.

항타고(DH) 5cm의 항타에너지를 갖는 항타말뚝에서 비균질 지반($E_{h1}/E_{h2}=0.18$)의 하부층 두께가 최대 휨모멘트에 미치는 영향들을 매입말뚝의 결과와 비교한 결과는 그림 11과 같다.

그림에서와 같이, 비균질 지반에서의 $Q - MBM_D/MBM_E$ 관계는 균질지반의 경우와 동일한 경향을 보이며 평균 MBM_D/MBM_E 값은 0.9 - 1.1의 범위로 나타났다(그림 11-a). 하부층의 두께가 증가함에 따른 최대 휨모멘트의 변화는 항타말뚝의 경우 수평변위 측면에서 언급한 결과와 비슷하게 $H/L=0.25$ 이하와 $H/L=0.75$ 이상에서 매입말뚝의 경우와 달리 거의 변화가 없었다(그림 11-b). $E_{h1}/E_{h2}=0.18$ 인 비균질 지반에서의 $H/L - MBM_D/MBM_E$ 관계는 그림 11-(c)에 나타난 것과 같이 $H/L=0.25 - 0.75$ 의 평균 MBM_D/MBM_E 값이 1이상으로 증가하며 하부층의 두께가 증가할수록 감소하여 나타났다.

본 연구결과로는 말뚝 구조물의 안정성 고려에 중요한 요소인 최대 휨모멘트 측면에서 항타에 의한 말뚝시공이 매입말뚝보다 불리하게 작용하고 있는 결과를 보여주고 있다. 모형실험의 결과로부터 $H/L - MBM_D/MBM_E$ 관계에 대한 실험식은 linear 함수식 형태로 얻어질 수가 있으며, 다음의 식들과 같다.

Case of $0.0 \leq H/L \leq 0.25$:

$$MBM_{Driven}/MBM_{Embedded} = 0.56 H/L + 0.93 \quad (7)$$

Case of $0.25 \leq H/L \leq 0.75$:

$$MBM_D/MBM_E = -0.12 H/L + 1.1 \quad (8)$$

Case of $0.75 \leq H/L \leq 1.0$:

$$MBM_D/MBM_E = -0.44 H/L + 1.34 \quad (9)$$

그리고, 항타 시공에 따른 항타말뚝과 매입말뚝의 최대 휨모멘트 비에 대한 모형실험 결과들로부터 실험식을 제안하면 다음과 같은 bilinear 의 함수형태와 같다.

For Homogeneous soil of $D_r=90\%$
Case of $0.0 \leq DH \leq 10$:

$$MBM_D/MBM_E = -0.0175 DH + 1.0 \quad (10)$$

Case of $10 \leq DH \leq 15$:

$$MBM_D/MBM_E = 0.825 \quad (11)$$

For Homogeneous soil of $D_r=61.8\%$
Case of $0.0 \leq DH \leq 15$:

$$MBM_D/MBM_E = 1.230 DH + 1.0 \quad (12)$$

4. 결론 및 제언

본 연구에서는 말뚝의 수평거동에 대한 H/L 과

지반 상대밀도 그리고 말뚝의 시공방법 등의 영향을 알기 위하여 다양한 조건하의 모형실험을 실시하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 수평하중 - 변위 관계에서, 항타 시공된 말뚝의 주변 지반의 조밀화 현상으로 인하여 수평변위 감소가 크게 발생하며 느슨한 지반에서는 조밀한 지반보다 약 100%정도의 수평변위 감소효과가 나타났다. 비균질 지반에서는 $H/L=0.5$ 이하의 경우에서 항타($DH=5cm$) 시공에 의한 수평변위 감소효과가 극대화 될 수 있을 것이다.
- 2) 항타말뚝의 지반내 휨모멘트 분포양상은 매입 말뚝의 분포도와 크게 달라진 것은 없으나, 항타 시공됨에 따라 최대 휨모멘트의 발생깊이의 감소를 가져왔다.
- 3) 항타말뚝의 변위 - 최대 휨모멘트 관계에서, 균질하고 느슨한 지반의 최대 휨모멘트가 $y/D=0.2$ 일때 매입말뚝에 비해 약 53%정도의 증가를 나타냈으며 비균질 지반에서는 느슨한 상대밀도의 층 두께가 말뚝 근입깊이의 50%이상을 차지하고 있는 경우에 최대 휨모멘트의 증가가 커서 말뚝의 구조적 측면에서는 매우 불리하게 작용할 것으로 사료된다.
- 4) 수평변위 측면에서, 균질지반의 경우 항타말뚝의 수평변위는 매입말뚝보다 항타고가 증가함에 따라 감소현상을 보이나, 지반이 조밀할 수록 항타에너지의 증가에 따른 수평변위의 감소는 확연하지만 그 절대적인 값이 크게 나타났다. $y_D/y_E = 0.65 - 0.88$ ($D_r=90\%$)와 $y_D/y_E = 0.38 - 0.65$ ($D_r=61.8\%$)의 범위로 얻어졌다. 비균질 지반의 경우 하부층 두께가 말뚝 근입깊이의 50%이상이면 항타말뚝의 변위 감소성이 급격히 감소하였으며 $y_D/y_E = 0.6 - 0.88$ 로 얻어졌다. 또한, 본 연구에서는 균질지반의 경우 항타고 - y_D/y_E 관계 그리고 비균질지반의 경우 $H/L - y_D/y_E$ 관계의 실험

식을 직선 함수형태로 제안하였다.

- 5) 최대 휨모멘트 측면에서, 균질지반의 경우 항타 에너지 증가에 따른 평균적인 MBM_D/MBM_E 는 각 상대밀도에 대하여 각각 0.83($D_r=90\%$) 과 1.13($D_r=61.8\%$)으로 나타났으며 조밀한 지반에서는 10cm의 항타고 이상에서 항타 에너지의 영향을 거의 받지 않으며 느슨한 지반일수록 항타에너지에 상당히 의존하였다. 비균질지반의 경우 평균적인 MBM_D/MBM_E 가 하부층 두께 증가에 대하여 0.9 - 1.1의 범위로 각 층의 상대밀도에 해당하는 균질지반들의 MBM_D/MBM_E 값 범위내에서 나타났다. 또한, 본 연구에서는 균질 지반의 경우 항타고 - MBM_D/MBM_E 관계 그리고 비균질지반의 경우 H/L - MBM_D/MBM_E 관계의 실험식을 직선 함수형태로 제안하였다.
- 6) 말뚝시공시 항타방법에 의존할 경우 균질지반에서는 느슨한 지반일수록 그리고 비균질 지반 ($E_{h1}/E_{h2}=0.18$)에서는 상부층 두께가 클수록 수평변위 감소에 상당한 효과를 얻을 수 있으나 최대 휨모멘트 감소에는 조밀한 지반과 하부층 두께가 클수록 효과를 얻을 수 있으므로 항타말뚝의 수평거동 특성에 영향을 미치는 인자들에 대한 연구가 더 많이 수행될 필요성을 실험에 의하여 제기하고자 한다.

비균질 지반에서의 강성 및 휨성을 갖는 항타말뚝과 균말뚝의 수평거동과 비균질 지반의 해석기법들에 대한 연구를 추후 게재할 예정이다.

참 고 문 헌

1. 김영수 · 김병탁 · 방인호 · 이상웅(1996), 수평하중에 의한 강관말뚝에 관한 연구, 95035, 포항종합제철 연구보고서.
2. 김영수 · 서인식 · 김병탁(1996), "원심모형실험에 의한 강관말뚝의 수평거동 연구", 한국지반공학회, 제 12권, 제6호, pp.5~20.
3. 김영수 · 김병탁 · 허노영 · 정성관(1997), "강관말뚝

- 의 수평거동에 대한 모형실험 연구; 대구지역 낙동강 모래에 대하여", 한국지반공학회, 제13권, 제5호, pp.59 ~74.
4. 김영수 · 김병탁(1998a), "균질지반과 비균질 지반에서 강관 모형말뚝의 수평거동 특성에 관한 모형실험", 한국지반공학회, 제14권, 제6호, pp.153~166.
5. 김영수의 3인(1999a), "2개층 사질토지반에서의 단일 강성말뚝의 수평거동에 대한 두부 구속영향", 1999년도 봄정기지반학술발표 논문집, pp.217~224.
6. 김영수 · 김병탁(1999b), "비균질 사질토지반에서 단일 휨성말뚝의 수평거동에 대한 말뚝 두부 구속효과 연구", 한국지반공학회, 제 15권, 제5호, 게재예정.
7. 김영수 · 김병탁(1999c), "Back Analysis for Prediction and Behavior of Laterally Loaded Single Pile in Sand", 대한토목학회, 게재예정.
8. Brinch, H.J.(1961), The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark, Bulletin No. 12.
9. Briaud, J.L.(1997), "Simple Approach for Lateral Loads on Piles: SALLOP", J. of Geotech. & Geoenvironmental Engrg., ASCE, Vol. 123, No. 10, pp.958~964.
10. Broms, B.B.(1964), "Lateral resistance of pile in cohesionless soils", J. of Soil Mech. and Foun. Engrg., ASCE, Vol.90, SM.3, pp.123~156.
11. Kim, Y.S., Seo, I.S., Kim, B.T., and Heo, N.Y. (1998b), "Behavior and Analysis of Laterally Loaded Model Pile in Nak-dong River Fine Sand", J. of KGS, Vol.14, No.3, pp.25(46).
12. Kim, Y.S., Seo, I.S., Kim, B.T., and Lee, S.W. (1998c), "Model tests and Analysis of Laterally loaded piles in Sand", 7th Int. Conf. of Offshore Mechanics and Artic Engrg. (OMAE '98), Lysbon, Portugal.
13. Kim, B.T., Kim, Y.S., Seo, I.S., and Lee, S.W. (1998d), "Effect of Pile Head Condition on Lateral Behavior in Layered Sand", 2nd Int. Conf. on Ground Improvement Techniques, Singapore.
14. Meyerhof, G.G. and Ranjan, G.(1972), "The bearing capacity of rigid piles under inclined loads in sand: Vertical piles", Canadian Geotech. J., Vol.9, pp.430~446.
15. Meyerhof, G.G. and Sastry, V.V.R.N.(1985), "Bearing Capacity of Rigid Piles under Eccentric and Inclined Loads", Canadian Geotech. J., Vol.22, pp.267~276.

16. Meyerhof, G.G. and Sastry, V.V.R.N.(1995), "Behaviour of Flexible Piles in Layered Clays under Eccentric and Inclined Loads", Canadian Geotech. J., Vol.32, pp.387~396.
17. Peterson, R.W.(1988), "Laboratory Investigation of the Penetration Resistance of Fine Cohesionless Materials", Proc. of 1st Int. Symp. on Penetration Testing, Orlando, pp.895~901.
18. Yalcin, A.S. and Meyerhof, G.G.(1994), "Displacements of Batter Piles in Layered Soil", ASCE, Geotechnical Special Pub., No. 40, Vol.2-1, pp.975~985.
19. Poulos, H.G. and Davies, E.H. (1980), Pile foundation analysis and design, John Wiley & Sons, New York.

(접수일자 1999. 4. 22)