



저작자표시-동일조건변경허락 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.
- 이차적 저작물을 작성할 수 있습니다.
- 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



동일조건변경허락. 귀하가 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공했을 경우에는, 이 저작물과 동일한 이용허락조건하에서만 배포할 수 있습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

2014년 8월
석사학위논문

사질토 지반에서 수평하중에 따른
말뚝기초의 거동특성

조선대학교 대학원
토목공학과
이태광

사질토 지반에서 수평하중에 따른
말뚝기초의 거동특성

Behavior Characteristics of Pile Foundation in Sand
Subjected to Lateral Loadings

2014 년 8 월 25 일

조 선 대 학 교 대 학 원

토 목 공 학 과

이 태 광

사질토 지반에서 수평하중에 따른
말뚝기초의 거동특성

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학 석사학위신청 논문으로 제출함.

2014 년 4 월

조 선 대 학 교 대 학 원

토 목 공 학 과

이 태 광

이태광의 석사학위 논문을 인준함.

위원장 조선대학교 교수 차경택 (인)

위원 조선대학교 교수 김영중 (인)

위원 조선대학교 교수 김대賢 (인)

2014 년 5 월

조선대학교 대학원

목 차

ABSTRACT

제1장 서 론	1
1.1 연구 배경 및 목적	1
1.2 국내·외 연구동향	2
1.3 연구방법 및 범위	9
제2장 이론적 배경	11
2.1 말뚝 기초	11
2.1.1 말뚝기초의 정의	11
2.1.2 말뚝기초의 선정요인	13
2.1.3 말뚝기초의 분류 및 종류	15
2.1.4 말뚝의 설치방법에 따른 거동특성	19
2.2 말뚝의 수평저항력	21
2.2.1 수평하중을 받는 말뚝의 해석방법	21
2.2.2 말뚝의 수평저항력 산정	22
2.3 말뚝의 수평거동 해석 이론	23
2.3.1 극한평형법	23

가. Brinch Hansen 방법	23
나. Broms 방법	25
2.3.2 지반반력 해석법	28
2.3.3 p-y 곡선 해석법	31
가. Matlock의 방법	32
나. Reese의 방법	33
다. Terzaghi의 방법	34
제3장 실내실험 장치 및 방법	35
3.1 모형말뚝 및 모형지반	35
3.1.1 모형말뚝의 제작	35
3.1.2 모형지반의 조성	40
3.2 모형토조	43
3.3 실내실험 방법	44
3.3.1 단일말뚝의 실내실험	44
가. 모형말뚝 설치 방법	45
나. 모형말뚝의 변형을 측정	48
다. 정적수평재하와 반복수평재하 실험방법	51
3.4 측정장치	54

제4장 실험 결과 및 분석	57
4.1 개요	57
4.2 하중재하 위치에 따른 하중 - 변위 관계	57
4.3 말뚝의 변위형태	61
4.4 수평하중을 받는 말뚝의 극한수평지지력	63
4.4.1 상대밀도의 영향	64
4.4.2 상대수평하중의 영향	66
4.5 말뚝에 발생하는 휨모멘트	68
4.5.1 상대밀도에 따른 변화	69
4.5.2 수평하중의 작용방향에 의한 영향	72
4.6 말뚝의 p-y 곡선	73
제5장 결 론	78
참 고 문 헌	80

표 목 차

표 2.1	각 기초형식의 지지력의 분담	12
표 2.2	말뚝기초의 선정요인	14
표 2.3	말뚝기초 시공법의 종류	15
표 2.4	시공방법별 특징	18
표 2.5	Broms방법에서 긴말뚝과 짧은말뚝의 구별	27
표 2.6	수평력을 받는 긴말뚝의 해석	30
표 2.7	모래층에서 수평재하된 말뚝에 대한 k의 값	34
표 3.1	모형실험에 사용된 말뚝과 지반	35
표 3.2	모형실험에 사용된 강관말뚝의 물성치	36
표 3.3	모형지반 시료의 물성	41
표 3.4	말뚝의 구분	45
표 3.5	실내실험의 계획	54
표 4.1	하중-변위 실내실험의 계획	58
표 4.2	하중-변위 실내실험의 결과	59
표 4.3	말뚝의 변위 실내실험의 계획	62
표 4.4	상대밀도에 따른 극한수평지지력 실내실험의 계획	64
표 4.5	상대밀도에 따른 극한수평지지력 실내실험의 결과	65
표 4.6	상대수평하중에 따른 극한수평지지력 실내실험의 계획	67
표 4.7	상대밀도에 따른 휨모멘트 실내실험의 계획	70
표 4.8	상대밀도에 따른 휨모멘트 실내실험의 결과	70
표 4.9	말뚝직경에 대한 길이의 비(L/D)에 따른 휨모멘트 실내실험의 계	

획	72
표 4.10 말뚝직경에 대한 길이의 비(L/D)에 따른 휨모멘트 실내실험의 결과	73
표 4.11 말뚝재질과 하중조건에 따른 p-y곡선 해석의 계획	75

그림 목 차

그림 1.1 모형말뚝의 개략도	3
그림 1.2 모형실험의 단면도 및 지반구성도	4
그림 1.3 말뚝 두부의 하중과 변위 관계	5
그림 1.4 반복수평하중 재하에 따른 지반의 거동특성	7
그림 1.5 반복수평하중의 작용횟수에 따른 말뚝의 두부변위	8
그림 1.6 반복수평하중의 작용횟수에 따른 말뚝의 휨모멘트 분포변화	8
그림 1.7 반복수평하중 작용시 지반의 변형 모습	9
그림 2.1 기초형식의 비교	12
그림 2.2 말뚝의 시공법에 의한 분류	16
그림 2.3 말뚝의 재질에 의한 분류	17
그림 2.4 말뚝의 하중전달 메카니즘에 의한 분류	17
그림 2.5 항타말뚝의 관입으로 인한 지반변형	20
그림 2.6 수평력을 받는 말뚝	22
그림 2.7 계수 k_q 와 k_c	24
그림 2.8 Broms 방법에서 가정한 말뚝 거동과 토압분포	25
그림 2.9 사질토 지반에서 두부가 자유상태인 말뚝	28
그림 2.10 말뚝머리의 조건	30
그림 2.11 말뚝주변의 응력분포 및 각 깊이별 p-y곡선	31
그림 2.12 연약 점토층의 p-y곡선	32
그림 2.13 사질토 지반에서의 p-y곡선	33

그림 3.1 모형말뚝의 모습	37
그림 3.2 모형말뚝의 양생 모습	38
그림 3.3 모형말뚝 공시체의 압축강도시험모습	39
그림 3.4 모형지반 조성용 모래의 입도분포곡선	40
그림 3.5 모형지반 조성과정	42
그림 3.6 모형토조의 모습	43
그림 3.7 모형토조의 도면	44
그림 3.8 단일말뚝 모형실험의 단면도 및 지반구성도	46
그림 3.9 말뚝의 배치 단면도	46
그림 3.10 말뚝의 실내실험 전경	47
그림 3.11 변형률 게이지의 배치도 (단위 : cm)	48
그림 3.12 와이어 설치 과정	49
그림 3.13 단일말뚝 모형실험의 단면도 및 지반구성도	52
그림 3.14 반복수평하중의 재하방법	52
그림 3.15 수평하중 재하장치	53
그림 3.16 스프링타입 변위계	55
그림 3.17 로드셀	55
그림 3.18 데이터 로거(GTDL-350)	56
그림 4.1 강관말뚝의 하중조건에 따른 수평하중-수평변위 곡선	60
그림 4.2 강관+모르타르 말뚝의 하중조건에 따른 수평하중-수평변위 곡선	61
그림 4.3 정적 수평재하시험 조건에서 변위 양상	63

그림 4.4 반복수평하중시험 조건에서 변위 양상 63

그림 4.5 상대밀도에 따른 강관말뚝의 극한수평지지력 변화 66

그림 4.6 상대밀도에 따른 강관+모르타르 말뚝의 극한수평지지력 변화 66

그림 4.7 강관말뚝에 작용하는 상대수평하중의 크기에 따른 반복극한수평
지지력의 변화 68

그림 4.8 정적 수평재하시 극한상태에서 휨모멘트 곡선 71

그림 4.9 지반의 상대밀도별 극한상태에서 하중조건에 따른 강관말뚝의
최대 휨모멘트 73

그림 4.10 말뚝재질과 하중조건에 따른 p-y곡선 해석 77

ABSTRACT

Behavior Characteristics of Pile Foundation in Sand Subjected to Lateral Loadings

Lee, Tae Gwang

Advisor : Prof. Daehyeon Kim, Ph.D.

Department of Civil Engineering

Graduate School of Chosun University

Republic of Korea is the country that imports most of their energy source from other countries. This makes the country eager for developing alternative energy. Onshore wind power generation has many weaknesses such as constraints of space, relatively low wind gauge, noise, sense of incompatibility and controversy of environment effects. These weaknesses made the onshore wind power generation economically infeasible in producing high electricity compared to offshore wind power generation.

Foundation of offshore wind power generator is different than those from onshore. Normally, foundation supports bridges or huge buildings while the foundation of offshore wind power generators has to maintain the support from waves and various unpredictable heights of waves. The offshore wind power generator gets considerably more wave loads from those factors mentioned, also they get more horizontal load from sea current load, and moment compared to axial load. Therefore, in order to fulfill the needs of reliable and economically feasible foundation, engineers should consider not only the working load that can endure

extreme conditions but also apprehending precise behavior of continuous dynamic load while designing the foundation of offshore wind power generators.

To actualize the foundation, a model pile was made in miniature, diameter of 50mm and length of 550~1,000mm. Pile is commonly used as foundation in long span bridge and marine bridges, the size was proportionately reduced. Also, calibration chamber was made of 1300×700×1000mm (length × width × height) and a 500mm height of sand-bed was made to perform “Static Lateral load experiment” and “repetitive loading experiment”, total of two Lateral load tests. Each pile has the same depth of 500mm. To understand the nature of pile’s behavior on different position of horizontal loading, two indoor experiments were performed; “steel pile test” and “steel + mortar test”. We used sandy soil that has ability of embedding model pile in relative density of 30%, 60%, 90%, in three conditions of a pile that has length to width of its diameter; 11, 15, 20.

Through our experiments, we could analyze the behavior characteristics of pile which include relationship between horizontal load and horizontal displacement, displacement form of the pile, and ultimate lateral load capacity.

As a result, in Static Lateral load test, the bigger length/diameter of model pile led an increase in load displacement. However, when performing “Cyclic Lateral load test”, the increase in number of under loading led the decrease in horizontal displacement from each repeated lateral load. While performing Static Lateral load test and repeated loading experiment, we could observe the decreasing in ultimate lateral load capacity of the pile. Also, it turned out that the higher density of the ground, the lower ultimate lateral load capacity by repeated horizontal loading.

제1장 서론

1.1 연구 배경 및 목적

우리나라는 총 에너지 중 97%에 달하는 에너지 수입 의존국으로서 에너지 의존도 감소가 시급하며, 기후변화협약에 따른 온실가스 감축목표에 관한 의정서인 “교토의정서”가 2005년 2월 16일에 발효됨에 따라 대체에너지의 개발이 시급한 실정이다. 대체 에너지는 크게 태양, 지열, 수력 또는 조력, 풍력, 바이오에너지 등이 있으며 우리나라는 지형적 여건상 이중 삼면이 바다이므로 바람이 풍부하여 풍력발전의 이용이 유리하다. 풍력발전은 지구온난화 방지를 위한 국제적 환경보호규제에 대한 가장 적극적인 대처방안으로서 공해의 배출이 없기 때문에 청정성, 환경친화성을 가진다.

현재까지 개발된 풍력발전기는 대부분 육상에 설치되어 운용되고 있다. 하지만 육상 풍력의 경우 풍력발전기 설치에 따른 공간적 제약과 상대적으로 적은 풍속 및 소음과 대형구조물에 대한 감정적 위화감 등이 환경영향에 대한 논란 지속 등으로 대단위 풍력단지를 건설하여 경제성이 높은 전기 에너지 생산을 위한 경쟁에서 해상풍력에 비해 상대적으로 경제성이 낮은 것으로 보고되고 있다.

해상풍력발전의 경우 이러한 육상풍력발전의 문제점을 해소하기 위한 해결책으로 각광을 받기 시작했다. 방대한 설치 장소의 확보가 양호하며 대규모 풍력발전단지 조성이 용이하고, 주기적으로 강한 바람이 지속되기 때문에 약 1.5 ~ 2배의 높은 발전량을 유지할 수 있다. 또한 해안에서 1.5km 내외로 떨어져 설치되기 때문에 소음과 시각적인 위화감을 해소 할 수 있고, 관광명소로서의 부가가치 창출과 어류와 해저 생물의 서식지 및 철새들의 쉼터 역할을 할 것으로 기대 된다.

일반적으로 해상풍력발전 기술의 경우, 육상풍력과 동일하게 풍력발전기 자체 기술이 전부인 것으로 알려져 있으나 가장 중요한 핵심기술은 풍력발전기를 해상에 설치할 때 사용되는 기초 즉, 하부 구조물의 설계 및 시공기술이라고 할 수 있다.

해상풍력기초는 내륙에 시공되는 교량 및 대형 건축물들을 지지하는 일반적인 기초(Foundation)와는 달리 파도, 파고 등으로 인하여 발생하는 파랑하중, 해류하중의 수평하중(Horizontal load)과 모멘트(Moment)를 축하중(Axial Load)보다 크게 받는다. 그러므로 해상풍력기초를 설계함에 있어 사용하중(Working Load)에 대해 극한적인 조건(Ultimate Condition) 뿐만 아니라 지속적인 동적하중(Dynamic Load)에 대해 기초의

거동을 정확하게 파악하여 안정적이고 경제적인 기초를 개발할 필요성이 있다.

풍력 기초는 유럽에서 지난 20여 년간 활발하게 이용되어 이에 대한 풍력 말뚝기초에 대한 연구가 상당한 수준에 이르렀으나 우리나라에서는 이에 대한 시공 및 연구가 전무한 관계로 풍하중을 받는 풍력발전 기초에 대해 사질토 지반조건을 감안하여 기초의 거동을 평가함으로써 최적의 풍력기초에 적합한 말뚝기초 개발을 기대할 수 있다.

일반적으로 말뚝기초는 시공방법에 따라 항타말뚝과 매입말뚝, 현장타설말뚝으로 구분된다. 이 중 항타말뚝의 지지력이 가장 큰 것으로 알려져 있다. 그러나 최근 소음과 진동이 환경문제화 되면서 도심지에서는 항타말뚝과 같은 배토말뚝의 시공이 제한되어 가고 있다. 이를 대신하여 매입말뚝이나 현장타설말뚝과 같은 비배토말뚝을 이용하여 시공하는 사례가 증가하고 있다. 이처럼 구조물에 사용되는 말뚝기초가 배토말뚝에서 비배토말뚝으로 전환되고 있음에도 수평하중에 따른 말뚝기초의 거동에 대한 연구는 대부분 배토말뚝인 항타말뚝에 국한되어 이루어지고 있다.

본 연구에서는 사질토 지반에서 말뚝기초의 거동에 영향을 미칠 수 있는 여러 가지 요소인 모형말뚝의 말뚝 직경에 대한 길이의 비(L/D), 지반조건, 하중조건, 말뚝의 재질 등을 변화시켜가면서 단일말뚝에 대한 실내모형실험을 실시하여 수평재하시에 매입말뚝이나 현장타설말뚝의 수평하중-수평변위 관계 및 말뚝의 변위 형태, 극한수평지지력, 휨모멘트 등 말뚝의 거동특성에 대한 연구를 수행하였다.

1.2 국내·외 연구 동향

현재까지 수직하중을 받는 말뚝기초에 관한 연구는 국내·외적으로 많이 수행되어 왔으나 수평하중에 관한 연구는 상대적으로 미미한 것으로 알려져 있다. 해양구조물, 옹벽, 교량 등의 구조물은 수직하중 뿐만 아니라 수평하중도 작용하게 되는데, 수직하중에서와 마찬가지로 수평하중을 받는 말뚝의 과도한 변위나 파괴는 상부구조물에 심각한 영향을 줄 수 있으므로 이에 대한 검토가 이루어져야 한다.

국내에서 수행된 연구들을 살펴보면, 백규호(2010)는 모래지반에서 반복수평하중 작용시 항타말뚝의 거동에 미치는 영향을 조사하였다. 모형지반은 가압토조(calibration chamber)를 이용했으며, 상대밀도와 균질도를 모래분산장치(sand diffuser)로 조절하였고 건조된 주문진 표준사를 사용했다. 모형말뚝은 외경이 40mm, 길이가 590mm인 폐단말뚝을 사용하였으며 모형지반에 근입되는 하부 440mm 부분에 16개의 스트레인게이지(Strain Gauge)를 대칭으로 부착했다.

실험결과 반복수평하중을 받는 말뚝의 극한수평지지력은 하중의 반복재하횟수가 많아질수록 감소하고, 수평하중의 크기가 커질수록 조금씩 증가하였으며, 반복수평하중의 재하 횟수가 증가할수록 최대 휨모멘트는 감소했으나 그 발생위치는 일정하였다. 반면 반복수평하중의 크기가 증가할수록 최대 휨모멘트와 그 발생위치는 조금씩 증가하였다.

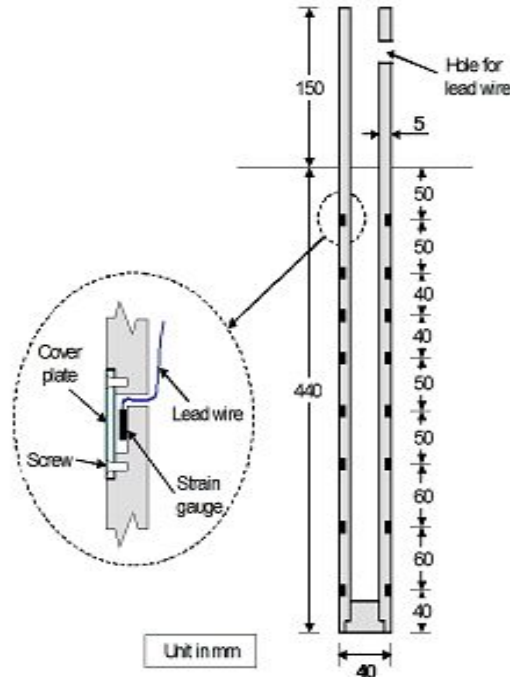


그림 1.1 모형말뚝의 개략도
(백규호, 2010)

권오균 등(2012)은 수평하중 작용 시 무리 콘크리트말뚝의 거동을 평가하였다. 모형 지반은 암반을 모사한 콘크리트 블록위에 모래를 1m 두께로 느슨하게 포설하였고, 경상북도 성주지역의 낙동강에서 No.10 체를 통과한 시료만을 채취 후 건조시킨 것으로 통일분류법상 SP로 분류되었다. 모형말뚝을 말뚝직경 깊이(1D)만큼 콘크리트 블록에 소켓시키고, 말뚝간격은 3D이며, 말뚝길이는 11D, 15D, 20D의 3종류로 변화시켰다. 상부에 모래를 1m 깊이로 포설한 2×3 배열의 무리말뚝에 대하여 수평재하실험을 실시하였다.

실험결과 말뚝 직경에 대한 길이의 비(L/D)가 작아질수록 항복하중이 커졌고, 항복하중에서의 수평변위가 증가하는 경향을 나타냈다. 모든 실험 조건에 대하여 지반 속에서 발생한 말뚝의 수평변위는 거의 직선적으로 나타났고, 모형 말뚝이 콘크리트 블록에 소켓된 지점에서 파괴가 발생하였다.

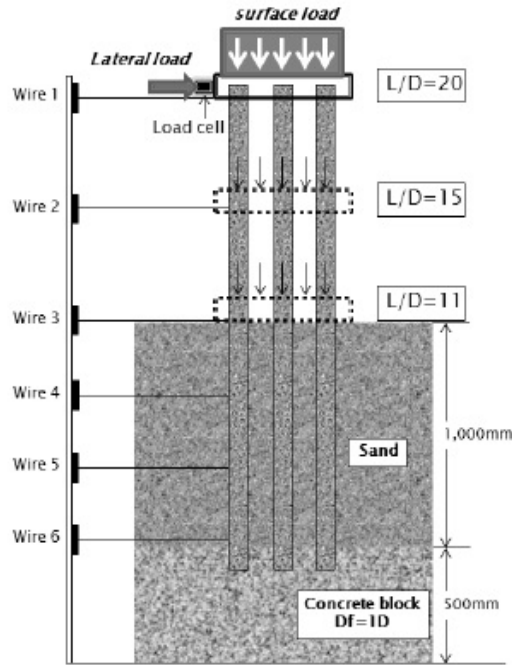


그림 1.2 모형실험의 단면도 및 지반구성도 (권오균 등,2012)

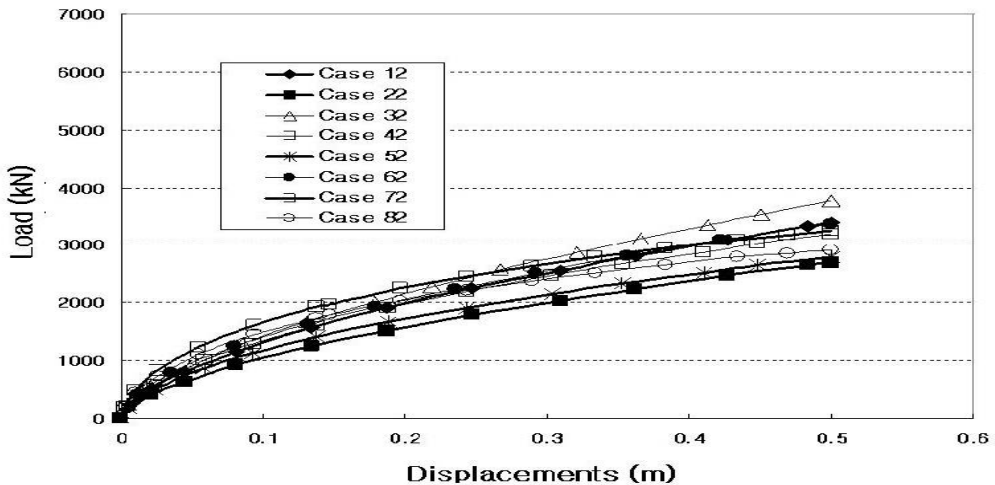
홍원표 등(2013)은 사질토 지반에서 시멘트밀크 주입비에 따른 매입말뚝의 수평저항 특성을 고찰하기 위해 수평재하시험을 실시하여 수평하중과 수평변위관계를 분석하였다. 시험현장의 지반조건은 매립층, 점토층, 모래·자갈층, 풍화암층으로 이루어졌으며, 직경 400mm, 두께 65mm, 길이 15m인 선단부가 폐쇄되어 있는 중공형 PHC말뚝을 사용하였고 말뚝시공시 굴착속도는 약 35~50cm/min이며, 속파기공법을 이용했다. 말뚝수평재하시험은 시멘트 밀크가 말뚝매입길이의 50%, 70%, 100%로 주입된 6개의 말뚝에 대하여 실시하였고, 말뚝에 일방향 하중을 재하하여 하중-변위를 구했다.

연구 결과 시멘트 밀크의 주입비가 증가할수록 매입말뚝의 수평변위가 발생되기 시

작하는 위치는 지표면에 가까워지며 말뚝의 수평변위는 감소하며, 시멘트 밀크 주입비가 100%인 매입말뚝의 항복하중과 극한수평지지력은 시멘트 밀크 주입비가 50%인 경우보다 약 2~3배 정도 크게 나타났다.

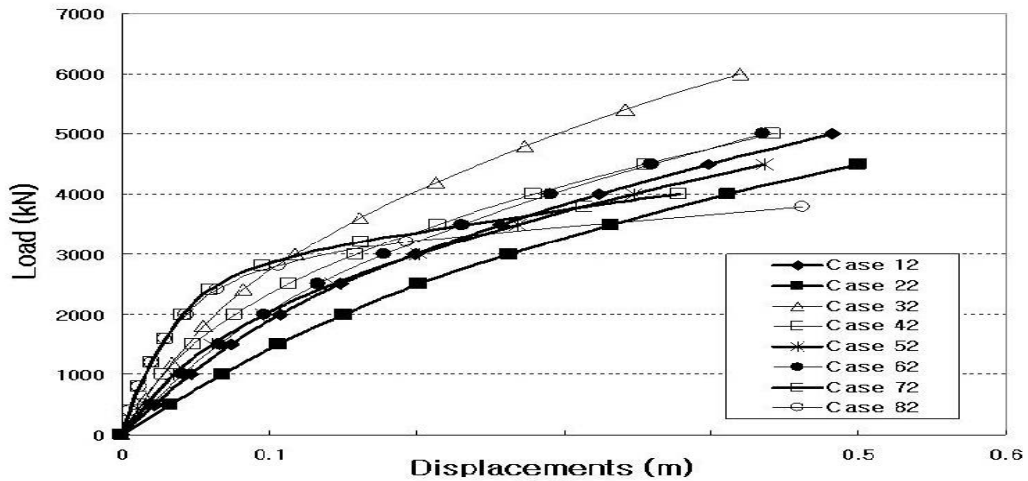
이인 등(2013)은 말뚝의 직경에 따른 횡방향 거동특성을 연구했다. 국내 최초로 해상 풍력단지 건립 예정후보지인 서남해안 지반의 물성값들을 이용하여 유한차분해석프로그램(FLAC3D)과 p-y해석프로그램(Lpile)을 사용하여 말뚝 두부의 하중-변위, 지반의 p-y곡선, 말뚝에 발생하는 최대 휨모멘트를 말뚝의 직경에 따라 국내·외 허용변위기준을 적용하여 구했다.

연구 결과 두 프로그램의 결과가 서로 다르게 나타났으며, FLAC3D해석의 결과가 p-y해석의 결과보다 30% 이상 작은 값을 도출했다. 그리고 FLAC3D해석을 통하여 말뚝의 직경에 따른 지반의 p-y곡선 산정 결과 극한지반반력(Pu)이나 p-y곡선의 강성이 말뚝의 직경에 따라 증가하였으나 그 관계가 선형이 아니며 심도가 증가할수록 직경에 따른 극한지반반력의 증가폭이 감소하였다.



(a) FLAC3D의 결과

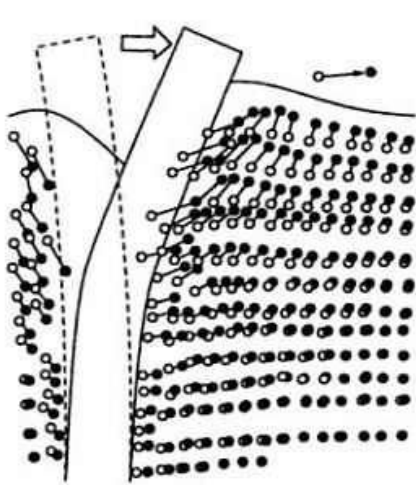
그림 1.3 말뚝 두부의 하중과 변위 관계 (이인 등, 2013)(계속)



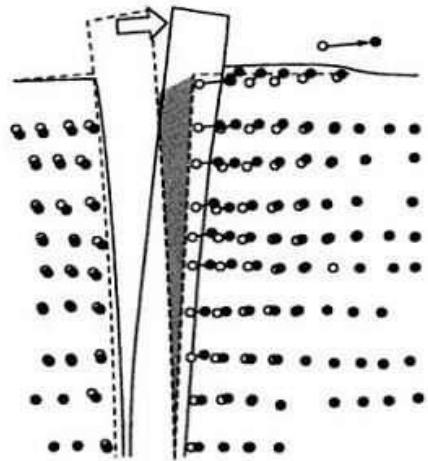
(b) L-pile의 결과

그림 1.3 말뚝 두부의 하중과 변위 관계 (이인 등, 2013)

국의 문헌조사 결과 수평하중을 받는 단일말뚝의 연구 동향을 살펴보면, Chang(1937)은 지반을 후크법칙에 따른 탄성체로 가정하고 지반반력계수가 심도에 관계없이 일정하다고 제시하였고, Matlock과 Reese 등(1960)은 지표면에서 횡하중과 모멘트를 받는 단일말뚝에 발생하는 모멘트와 변위를 결정하는 일반적인 해를 제시하였다. Broms(1964)는 수평력을 받는 말뚝 - 지반계의 파괴형태를 고찰하여, 말뚝의 휨강성과 근입깊이 및 지반강성에 의해 말뚝을 분류하고, 점성토와 사질토로 나누어 말뚝의 극한 수평저항을 구하는 방법을 제시하였으며, 사질토 지반에서 40cycle 이상의 반복재하를 할 때 휨이 2배이상 증가되고 그 이후의 반복에서는 더 이상의 휨 증가는 없다고 하였다. Matlock(1970)은 실제 발생하는 말뚝의 변위형상에 대하여 임의 지점의 지반반력은 반드시 그 지점의 말뚝 변위에만 의존한다는 가정하에 지반의 하중 - 변위 특성을 일련의 분리된 탄소성 스프링으로 대체하여 말뚝 해석법을 제안하였다. Poulos(1971)는 반무한 탄성체의 해석법을 사용해 말뚝의 수평거동 연구 방법을 제안하였으며, 수평력이 작용하는 무리말뚝에서 말뚝의 개수보다는 말뚝간 간격이 무리말뚝의 거동에 큰 영향을 준다는 사실을 알아내었다. Randolph(1981)는 수평방향으로 재하된 인접말뚝 사이의 상관계수에 대한 식을 제공하였으며, Poulos의 값으로 얻은 답과 모형실험 결과로 얻은 답을 비교하였다.



(a) 사질토 지반



(b) 점성토 지반

그림 1.4 반복수평하중 재하에 따른 지반의 거동특성 (Kishida 등, 1985)

Brown 등(1988)은 그림 1.5(a)에서 보듯이 사질토 지반에 설치된 말뚝에 반복수평하중이 작용하면 말뚝 - 지반의 사이에 발생하는 틈새에 모래가 채워져서 지반이 다져지기 때문에 말뚝의 수평지지력은 정적하중이 작용할 때와 크게 다르지 않다는 연구결과를 발표하였다. Shintaro Yao와 Toyoaki Nogami(1994)는 지반반력 매체를 점탄성 Winkler 모델에 기초하여 수평 반복하중에 의한 단일말뚝의 거동에 관해서 연구하였다. McVay 등(1995)은 3×3 정방형배열의 무리말뚝에 원심모형 실험을 실시하여 말뚝 간격과 상대밀도 변화에 따른 효율 값을 제시하였다. Lin과 Liao(1999)는 20개의 실험 크기 말뚝실험을 통하여 사질지반에 반복수평하중이 작용할 경우 말뚝 거동양상을 말뚝의 매설형태와 매입길이, 지반의 상대밀도와 반복재하 방법에 따라 분석하였다. Rollins 등(2006)은 그림 1.5(b)에서 보듯이 점성토 지반에서 반복수평하중이 말뚝에 작용함에 따라 말뚝의 수평저항력은 감소하고, 반복하중에 의해 만들어진 말뚝 - 지반의 틈새(gap)로 인해 말뚝에 발생되는 최대 휨모멘트는 더욱 커진다는 실험 결과를 보고하였다. Rosqueot 등(2007)은 원심모형실험을 통해서 반복수평하중의 크기와 반복횟수가 말뚝의 수평거동에 미치는 영향을 조사하였다. 그 결과 반복하중이 말뚝의 두부변위나 $p - y$ 곡선에 미치는 영향의 대부분은 하중이 초반 15회 반복 작용하는 동안 발생하였으며, 그림 1.8과 같이 최초 1회의 반복하중에 의한 말뚝의 수평변위는 뒤따르는 반복하중에 의한 변위보다 큰 것으로 나타났다.

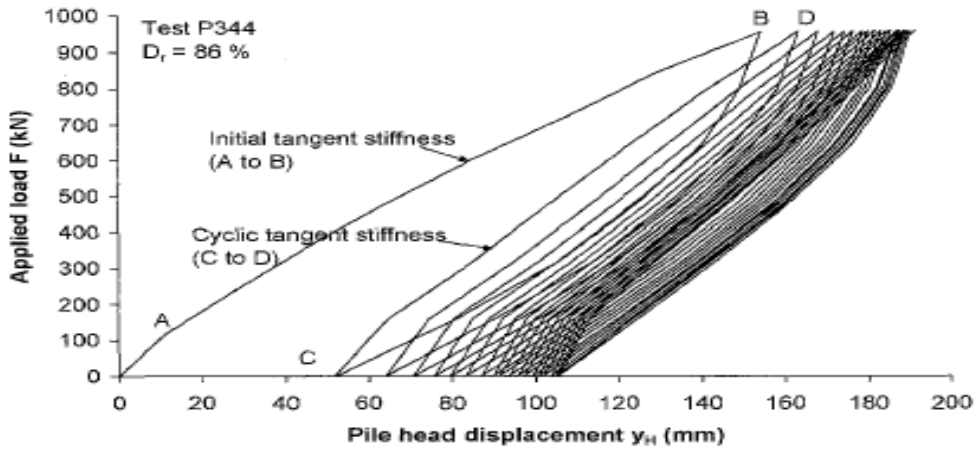


그림 1.5 반복수평하중의 작용횟수에 따른
말뚝의 두부변위(Rosqueot 등, 2007)

그리고 하중의 작용횟수가 많아질수록 말뚝의 영구 수평변위는 증가하지만 반복하중 1회당 발생하는 말뚝의 수평변위량은 감소하였고, 말뚝에서 최대모멘트가 발생하는 지점도 그림 1.9과 같이 지표면으로부터 말뚝길이의 1/5지점에서 약간씩 깊어지는 경향을 보였다.

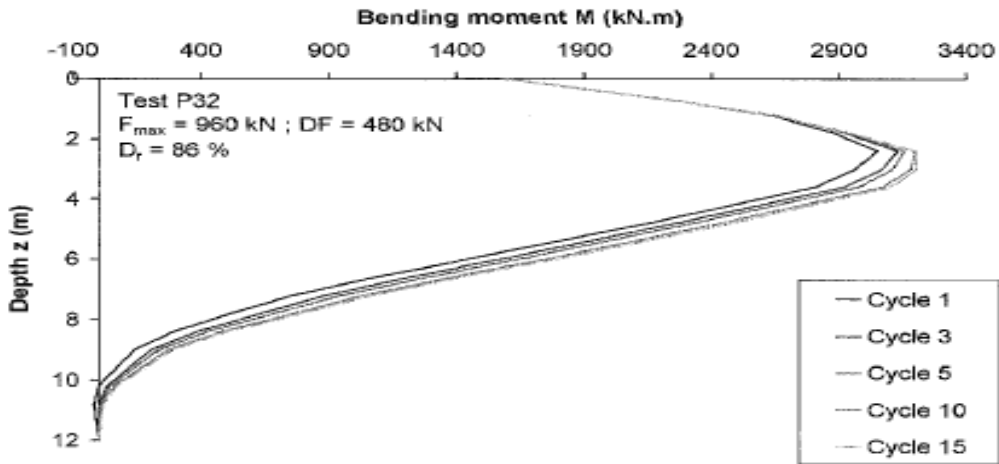


그림 1.6 반복수평하중의 작용횟수에 따른 말뚝의 휨모멘트
분포변화(rosqueot 등, 2007)

Cuellar(2011)는 말뚝에 수평하중 횡수를 다르게 하여 유한요소해석을 한 결과 말뚝 주변에서 일어나는 간극수압의 일시적인 변화의 영향과 바람과 파도의 영향을 고려하여 설계 해야 한다고 제시 하였다.

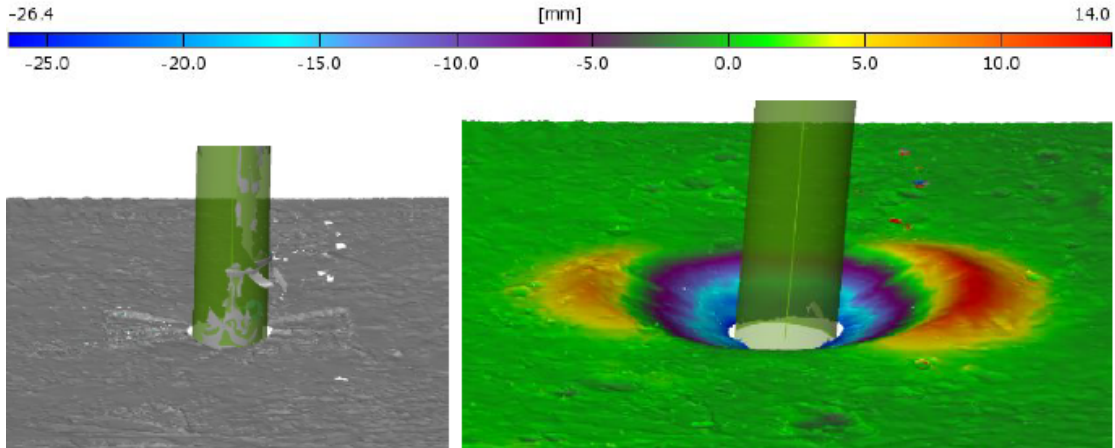


그림 1.7 반복수평하중 작용시 지반의 변형 모습(Cuellar 2011)

이처럼 반복수평하중이 작용하는 말뚝의 수평거동특성을 규명하기위한 연구는 매우 제한적으로 이루어져 왔고, 현재까지 수행된 연구의 대부분은 반복하중의 작용횟수가 말뚝의 수평변위와 모멘트에 미치는 영향을 분석 하거나 특정한 하중조건하에서 지반 반력계수의 변화를 조사한 것이었다. 반면, 반복하중을 받는 말뚝의 수평거동에 영향을 미치는 인자로 알려진 지반조건과 말뚝의 설치방법, 반복하중의 재하방법(일방향, 양방향 재하) 등이 말뚝에 미치는 영향에 대한 연구는 많이 부족한 실정이다.

1.3 연구방법 및 범위

본 연구에서는 수평하중을 크게 받는 풍력기초에 적합한 말뚝기초의 합리적인 설계를 위한 자료가 되고자 실험을 하였다.

기존에 수행된 연구는 단말뚝에 반복수평하중 작용시 지반의 응력상태에 대한 연구와 근입깊이에 따른 말뚝에 정적수평하중 작용시 말뚝의 변위 상태에 대한 연구가 수행되었다. 본 연구는 기존의 선행연구들의 부족한 점을 보완하여 각 조건을 추가하여 상대밀도 30%, 60%, 90%의 다른 3가지 지반 조건, 말뚝 직경에 대한 길이의 비(L/D)의 3가지 종류, 강관말뚝과 강관+모르타르 말뚝 2가지 종류의 말뚝으로 실험 하였으

며, 반복하중의 재하방법을 정적수평하중, 반복수평하중 2가지로 연구를 수행하여 수평하중시 말뚝의 거동특성을 확인하였다.

수평하중의 작용위치에 따른 단일말뚝의 수평하중 및 변위를 파악하기 위해 모형실험을 수행하였고, 말뚝기초의 길이, 재질의 조건을 달리하여 지반의 거동을 분석하였고, 말뚝에 발생하는 모멘트에 대하여 비교·분석하였으며 수평하중은 정적수평 재하시험과, 반복재하시험을 실시하였다.

수평하중을 받는 말뚝의 수평저항력은 극한평형법, 탄성지반해석법, 비선형해석법 등의 해석적 방법이 많이 활용되고 있으나 구조물기초설계기준(한국지반공학회, 2009)에서는 횡방향 재하시험이나 모형시험을 실시하여 확인하는 것이 가장 바람직하다고 제시하고 있다.

따라서 본 연구에서는 현재 초장대 교량 및 해상 교량의 기초로 많이 사용되는 강관말뚝을 대상으로 일정비율로 축소시켜 직경 50mm, 길이 550mm, 750mm, 1000mm의 강관말뚝을 제작한 후 실내실험을 실시하여 수평하중 작용 시 거동특성을 파악하였고 강관+콘크리트 말뚝(합성말뚝)을 제작하여 재질에 따른 거동특성을 비교 및 평가 하였으며 실내실험에 사용된 모형말뚝은 현장에서 사용하는 직경 3,000mm의 강관말뚝에 대하여 일정한 비율로 축소시켰다. 강관+콘크리트 말뚝 제작 시 콘크리트를 모르타르로 타설하였으며, 28일간 양생을 하였다.

말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)가 11, 15, 20인 3가지 조건에서 실내실험을 실시하였고 모형 토조에 사질토의 상대밀도는 30%, 60%, 90%를 조성하였으며, 말뚝에 정적 수평재하와 반복수평재하를 하였다. 실내실험 결과로부터 수평하중-수평변위 관계 및 말뚝의 변위 형태, 극한수평지지력, 휨모멘트 등 말뚝의 거동특성을 분석하였다.

제2장 이론적 배경

2.1 말뚝 기초

2.1.1 말뚝기초의 정의

기초란 상부구조물에 작용하는 하중을 하부지반에 전달하는 하부구조물을 뜻한다. 기초는 항상 주변의 지반과 암반이 상호작용을 하면서 거동하므로 기초의 거동을 분석할 때에는 하부 구조물 및 인접한 지반 또는 암반의 특성을 함께 다루어야 한다.

일반적으로 구조물의 기초는 그림 2.1과 같이 직접기초, 케이슨기초, 말뚝기초의 3가지 형식으로 대별된다. 기초의 부분이 폭넓고, 지지지반이 상대적으로 얇은 경우가 직접기초이며, 상대적으로 깊은 경우가 케이슨기초이다. 기초부분이 가늘고, 지지지반이 상대적으로 깊은 경우가 말뚝기초가 된다.

각각의 기초형식에서 하중은 다음의 표 2.1과 같이 부담한다. 직접기초는 모든 하중을 기초저면에서 부담하고, 케이슨기초의 연직력은 저면, 수평력과 모멘트는 측면과 저면에서 부담한다. 또한 말뚝기초는 연직력은 측면(주면)과 저면(선단)에서, 수평력은 측면에서, 모멘트는 말뚝두부의 축력간(주면지지력과 선단지지력으로 된다)의 차로 부담한다.

말뚝기초는 여러 종류의 재료·형상을 취하고, 시공방법도 여러 종류가 있으므로 일반적으로 특성을 파악하는 데에 어려움이 있다. 말뚝기초를 설계 및 시공을 하기 위해서는 그 특성을 충분히 파악 할 필요가 있으며, 말뚝 기초의 대표적인 특성은 다음과 같다.

- (1) 지지층이 깊은 경우에 적합하고, 길이, 지름, 형상, 배치 등의 선택에 큰 자유가 있다.
- (2) 주면저항에 대한 의존성이 크다.
- (3) 다양한 시공방법을 취할 수 있으므로 적용가능한 지반, 지형, 환경 등의 범위가 넓고, 시공기간도 짧다.
- (4) 말뚝기초로서 뿐만 아니라 주변지반의 강화를 꾀할 수가 있다.

- (5) 1개당 단면강성이 낮다.
- (6) 정량적인 지지력의 판정, 검사가 어렵다.
- (7) 과거에 시공사례가 많고, 기술이 일반화되어 경험의 축적도 많다.

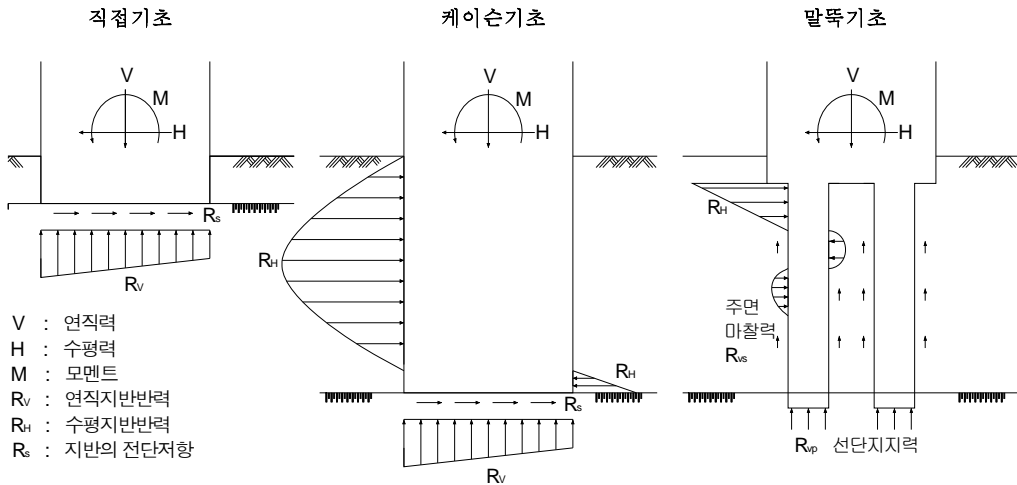


그림 2.1 기초형식의 비교(김준석, 1998)

표 2.1 각 기초형식의 지지력의 분담(김준석, 1998)

기초 종류	수직력	수평력	모멘트
직 접 기 초	저 면	저 면	저 면
케 이 슌 기 초	저 면	측 면	측 면 저 면
말 뚝 기 초	측 면 (저 면)	측 면	측 면 (저 면)

2.1.2 말뚝기초의 선정요인

말뚝기초를 선정하는 요인은 표 2.2에와 같이 크게 외적요인과 내적요인으로 구분된다. 외적요인이란 기초구조물 설계, 시공에 대해 외부로 부터의 이유에 의해 정해지는 요인이며, 시공장소의 면적, 깊이, 작업시간의 제약, 타구조물과의 경합, 환경에 대한 조건 등이 이것에 해당한다. 내적요인이란 외적요인을 기초구조물형식에 제약조건을 주고, 이 조건의 범위에서 내적요인을 고려하여 가장 경제적인 형식을 선정하는 요인이며, 설계조건, 지반조건, 시공조건, 공사비·공기조건 등이 있다. 기초계획 단계에서는 주어진 조건에 따라 기초공법에 대한 예비선정을 한 다음, 구체적인 공법선정은 계약설계를 통한 공기와 공비 산출후에 종합적인 평가를 거쳐서 이루어진다.

표 2.2 말뚝기초의 선정요인(한국지반공학회, 2002)

기초 선정 요인	조 건	특 징
외적요인	시공 현장 공간 조건 (평면과 연직 공간)	기계의 반출입
		시공시점 용면적
		기초점 용면적
		시공공간
		지하매설물, 인접구조물
	시간적 제약	시공 가능 시간대
		갈수기 시공
	타 구조물의 경합	호안, 하천개수
		지하철, 공동구
		가로의 입지조건
	환경조건	소음
		진동
		지반 침하
		수질 오염
		급배수, 배토
내적요인	설계조건	상부 구조 형식
		기초에 작용하는 외력
		지지력 특성(수직)
		수평변위에 대한 추종성
	지반조건	표층
		중간층
		지지층
		지하수위
	시공조건	시공 정도도
		신뢰성
		공정 관리 난이도
	공 사 비	-
시공속도, 공기	-	

2.1.3 말뚝기초의 분류 및 종류

말뚝기초의 시공방법은 크게 기성말뚝공법과 현장타설공법으로 크게 나누어지며, 다음의 표 2.3과 같이 세분된다. 말뚝의 형식은 외부하중, 지층조건, 지하수위에 따라 결정되며, 말뚝기초의 종류는 말뚝의 특성에 따라 시공방법, 재질, 하중전달기구 등에 의하여 그림 2.2 ~ 2.4와 같이 분류된다.

표 2.3 말뚝기초 시공법의 종류(한국지반공학회, 2002)

말뚝시공법의 종류	공법 방법	특 징
기성 말뚝공법	타입 말뚝공법	타격 공법
		진동 공법
		기타 공법
	매입 말뚝공법	프리보링 공법
		지하철, 공동구
		가로의 입지조건
현장 타설공법	기계 굴착공법	올케이싱 공법
		리버스 공법
		어스드릴 공법
		기타 공법
	심초공법	인력 굴착 공법
	기타공법	소구경현장타설 모르타르 공법
		지하 연속벽 공법
		관입 공법
		치환 공법
		기타 공법



그림 2.2 말뚝의 시공법에 의한 분류(한국지반공학회, 2002)



그림 2.3 말뚝의 재질에 의한 분류(한국지반공학회, 2002)

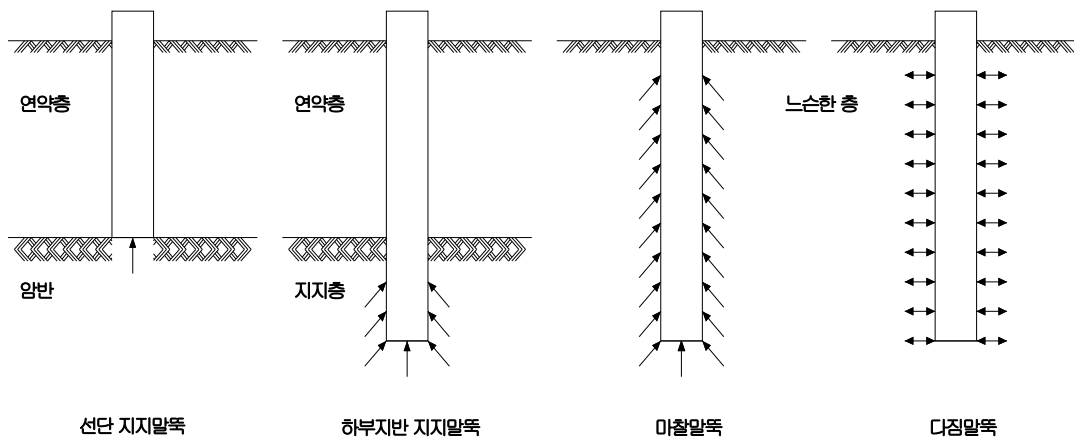


그림 2.4 말뚝의 하중전달 메카니즘에 의한 분류(한국지반공학회, 2002)

그리고 말뚝 기초는 시공방법에 의해 타입말뚝, 매입말뚝, 현장타설말뚝의 세가지로 분류할 수 있으며, 각각의 장·단점과 시공관리의 난이도 및 문제점에 대해 정리하면 다음의 표 2.4와 같다.

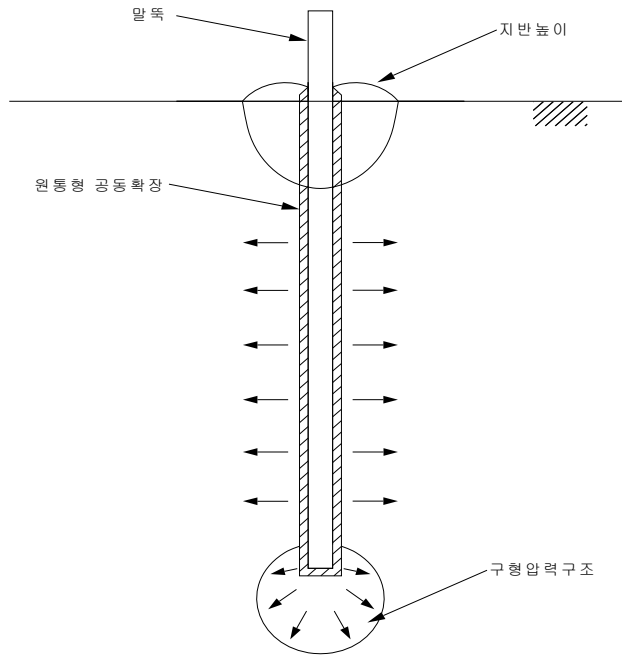
표 2.4 시공방법별 특징(이춘석, 2002)

말뚝 종류	장 점	단 점	비 고
타입 말뚝	<p>시공 용이 개별 지지력 체크 동일 직경의 말뚝 중 지지력이 가장 크다</p>	<p>진동, 소음문제 대구경 말뚝 시공 곤란 → 시공장비의 발달로 문제 해결 가능</p>	<p>경사진 지반 → 말뚝파손, 구부러짐 리바운드가 큰(실트, 점토) 지반의 선단폐쇄말뚝 → 관입 곤란 전석층, 호박돌층 → 말뚝파손 → 지지층으로 사용 가능</p>
매입 말뚝	<p>진동, 소음 비교적 적다 작은 직경부터 큰 직경 까지 시공 가능</p>	<p>시공방법, 시공자에 의한 차이 크다 슬러리 처리 곤란 지반조건에 따라 시공방법 변경 필요</p>	<p>피압수의 모래층 → 보일링 현상 전석층, 호박돌층 → 굴착 지연, 시공 불가능한 경우</p>
현장 타설 말뚝	<p>진동, 소음이 비교적 작다 대구경 말뚝 시공 가능 말뚝길이 변경이 용이</p>	<p>시공자에 의한 차이 크다 지지력 작다 소구경 말뚝의 시공에 문제가 있는 공법이 많다 슬러리 처리 곤란 말뚝자체의 결합 가능성 지반조건에 따라 시공방법 변경 필요</p>	<p>피압수를 가진 모래층 → 보일링 현상 수위가 낮은 모래자 갈층 → 슬러리 유출로 공벽 붕괴 가능성 경사진 지반 → 구부러짐 지하수 흐름이 있는 지반 → 시멘트분 유출</p>

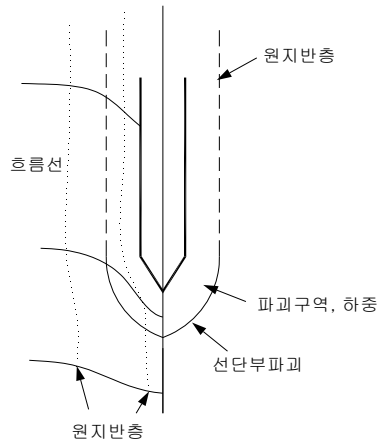
2.1.4 말뚝의 설치방법에 따른 거동특성

말뚝은 설치방법에 따라 거동 특성과 지지력에서 큰 차이가 발생한다. 말뚝은 설치방법에 따라 해머로 말뚝을 타격해서 말뚝을 설치하는 항타말뚝과 시멘트 밀크가 주입된 굴착공에 기성말뚝을 삽입해서 시공하는 매입말뚝, 그리고 굴착공에 철근망을 삽입하고 콘크리트를 주입해서 시공하는 현장타설말뚝으로 분류할 수 있다. 국내·외 적으로 구조물의 대형화로 인해 대구경 현장타설말뚝의 사용이 증가하고 있으나 여전히 일반 규모의 구조물에서는 항타말뚝을 주로 사용하고 있다. 그러나 1990년대 중반부터 소음, 진동에 대한 규제가 강화되면서 항타말뚝은 말뚝 시공중 발생하는 소음, 진동을 최소화한 매입말뚝으로 대체되어 국내에 도입되었고, 현재 도심지에서 시공되는 말뚝은 현장타설말뚝과 함께 매입말뚝이 주를 이루고 있다.

항타말뚝이 관입되면 점성토지반의 경우 말뚝선단부 부근에서 구형압력구근이 형성되며 말뚝주면부에서는 원통형 공동확장과 유사한 지반거동을 유발시킨다. 이때 그림 2.5(a)와 같이 말뚝주면부와 인접한 구간에서는 극심한 지반교란이 발생하며, 흩구조는 재성형 상태에 도달하게 된다. 이와 동시에 말뚝관입 및 항타로 인한 지반진동 등의 영향으로 간극수계에도 격심한 변화가 유발되어 상당히 큰 과잉간극수압이 발생한다. 항타로 인한 이러한 지반조건변화는 말뚝지지력을 결정하는 영향요소들을 변화시키고 따라서 말뚝의 지지력도 변화하게 된다. 점성토지반에서는 말뚝설치로 인한 지반교란 및 재성형효과가 시간이 경과함에 따라 텍스트로피(thixotropy) 또는 에이징(aging)효과를 유발하게 되어 말뚝의 지지력은 증가하게 된다.



(a) 점성토 지반에서 말뚝관입으로 인한 지반변형(Randolph, 1981)



(b) 사질토 지반에서 말뚝관입으로 인한 지반변형(Randolph, 1981)

그림 2.5 항타말뚝의 관입으로 인한 지반변형

사질토 지반에 말뚝을 관입시키면 그림 2.5(b)와 같은 지반변형이 발생한다. 사질토 지반에 말뚝이 관입되면 다짐효과로 인하여 흙입자의 재배치, 상대밀도의 변화 또는 입자파쇄 등이 발생한다. 따라서 느슨한 사질토 지반에서는 말뚝주위에 원지반 상태보다 조밀한 지반조건이 형성된다. 반대로 조밀한 사질토 지반에서는 말뚝관입으로 채적 팽창(dilation)이 일어나게 되어 원지반 상태보다 느슨한 지반조건이 만들어진다. 이와 같은 지반변형에는 간극수압 또한 반응하여 변화를 보여 주지만 사질토 지반에서는 투수계수가 상당히 크기 때문에 과잉간극수압 소산에 그리 큰 시간을 요하지 않는다. 따라서 사질토 지반에서 말뚝의 관입으로 일어나는 지반의 변화는 흙입자의 재배치와 상대밀도 변화로 요약할 수 있고 이러한 지반조건 변화는 말뚝 설치 후 시간경과와 무관한 것으로 알려져 있다.

한편, 매입말뚝은 말뚝의 삽입을 쉽게 하기 위해 선 천공한 굴착공에 강관이나 PHC 말뚝을 설치하는 공법으로 선 굴착으로 인해 말뚝 주변지반의 응력이 이완되어 지지력이 감소하므로 최종 항타를 하거나 시멘트밀크를 주입하여 말뚝 주변을 보강하고 있다. 매입말뚝은 굴착장비, 굴착방식, 시멘트밀크 주입유무 및 주변 또는 선단처리 방식에 따라 선굴착 공법, 증굴공법, 회전압입공법으로 나뉘어 진다. 그 중 선굴착 최종 타격공법은 말뚝보다 50mm 정도 큰 직경으로 천공한 굴착공에 말뚝을 삽입하고 경타하므로 지지력의 크기는 경타 방법이나 시멘트밀크의 강도 특성에 의해 좌우된다.

2.2 말뚝의 수평저항력

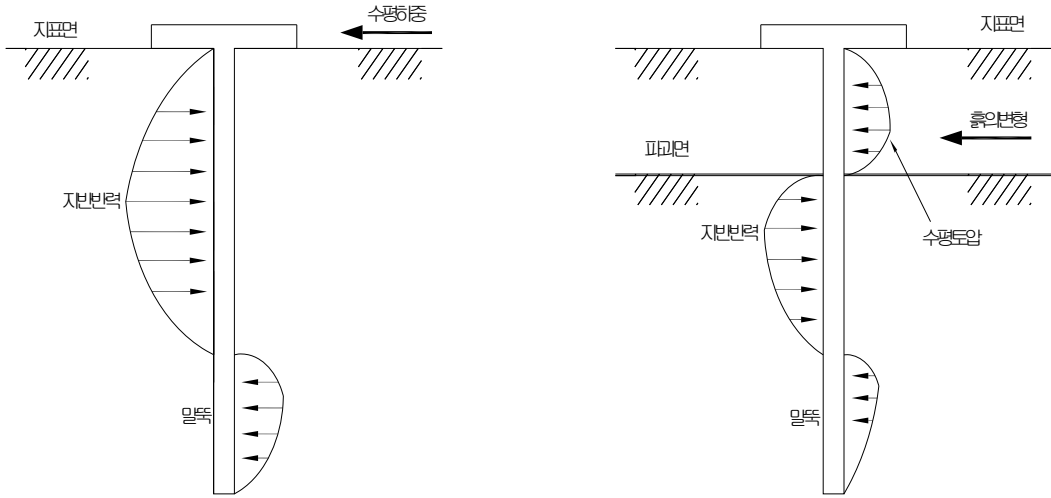
2.2.1 수평하중을 받는 말뚝의 해석방법

수평력을 받는 말뚝은 그림 2.6에 나타난 것과 같이 말뚝과 지반 중 어느 것이 움직이는 주체인가에 따라 주동말뚝과 수동말뚝으로 분류된다.

주동말뚝은 말뚝 두부에 수평하중이 재하되어 말뚝이 변형함에 따라 말뚝주변지반이 저항하게 되고 하중이 지반에 전달된다. 즉, 먼저 움직이는 주체가 말뚝이 되고, 말뚝의 변위가 주변지반의 변형을 일으키는 경우에는 주동말뚝으로 정의하여 해석한다.

수동말뚝은 주변지반에서의 성토나 절토 등으로 인하여 말뚝주변 지반이 먼저 변형을 일으켜 그 결과로서 말뚝에 측방토압이 작용하는 경우이다. 즉, 말뚝주변 지반이 먼저 움직이는 주체가 되어 지반이 말뚝에 하중을 가하는 경우에는 수동말뚝이라 정의하

여 해석을 한다. 따라서 사용목적에 맞게 말뚝을 안전하고 경제적으로 설계하려면 말뚝의 움직임 및 말뚝과 지반 사이의 상호작용에 의한 하중 메카니즘을 명백하게 이해하여야 한다.



(a) 주동말뚝

(b)수동말뚝

그림 2.6 수평력을 받는 말뚝(조천환, 2007)

2.2.2 말뚝의 수평저항력 산정

수평하중을 받는 말뚝의 설계는 두 가지 측면에 의하여 영향을 받는다.

첫째는 말뚝의 허용변위량(y_{all})이고, 둘째는 말뚝의 허용휨모멘트(M_{max})이다.

따라서, 말뚝의 수평방향 허용지지력은 다음의 두 가지 기준을 동시에 만족하도록 결정해야 한다.

- 말뚝머리의 수평 변위량(y_0)이 상부구조에서 정해지는 허용 수평 변위량(y_{all})을 초과해서는 안 된다($y_0 \leq y_{all}$).
- 말뚝에 발생하는 최대 휨모멘트(M_{max})가 말뚝 재료의 허용휨모멘트(M_{all})를 초과해서는 안 된다($M_{max} \leq M_{all}$).

주동말뚝은 지표면상의 말뚝부분에 미지의 수평하중이 작용하는 경우의 말뚝이다. 주동말뚝은 말뚝머리의 구속조건에 따라 두부자유 말뚝과 두부 회전구속 말뚝으로 분류되고, 말뚝과 지반 중 어느 것이 먼저 파괴에 도달 하는가에 따라 짧은 말뚝과 긴 말뚝으로 구분할 수 있다. 주동말뚝의 허용 수평지지력을 산정하는 방법에는 극한평형법, p-y곡선 해석법, 지반반력법 등이 있다.

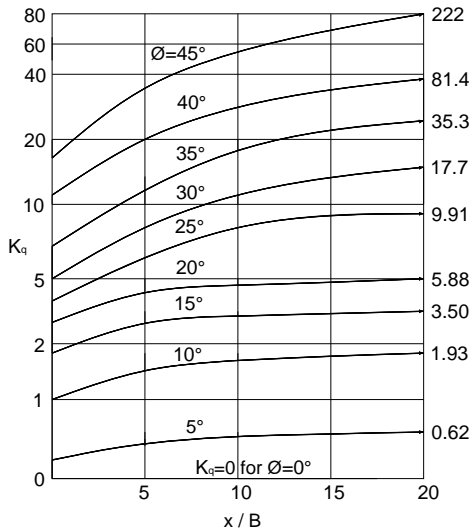
2.3 말뚝의 수평거동 해석 이론

2.3.1 극한평형법

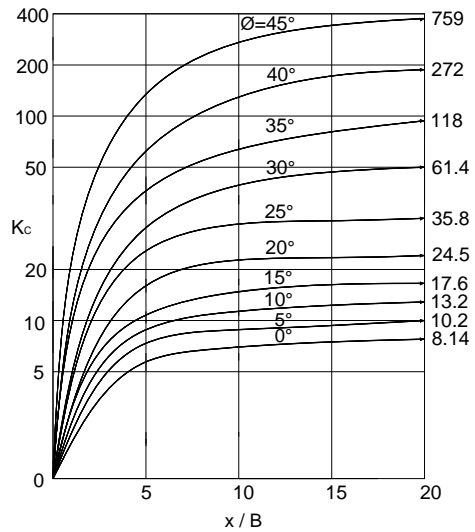
말뚝 근입부분의 지반반력분포를 적당한 형태로 가정하여 그 최대치가 지반의 극한 강도를 넘지 않도록 근입길이를 결정하고 힘의 평형조건으로부터 구해지는 휨모멘트에 대하여 안전하게 말뚝단면을 결정하는 것이다. 극한평형법은 강구조물의 응력문제에 대하여 유도된 것으로 근입길이가 짧은 상대적으로 강한 말뚝으로서 말뚝 - 지반계의 파괴가 지반에서 결정될 때에 적용된다.

가. Brinch Hansen 방법

Brinch Hansen(1963)은 토압이론에 근거해서 말뚝에 작용하는 수평지반반력을 가정하고 이 힘에 대해 모멘트 평형을 취해서 말뚝의 회전중심점 위치를 구했다. 그리고 말뚝에 대한 수평방향에 힘의 평형을 취함으로써 임의의 깊이에서 말뚝에 작용하는 극한지반반력을 제안하였다.



(a) 계수 k_q



(b) 계수 k_c

그림 2.7 계수 k_q 와 k_c

이 방법은 $C - \phi$ 지반에 적용 가능하며 다층 지반에도 적용할 수 있으며, 이 방법을 이용한 극한지반반력 P_u 는 임의의 깊이에서 다음과 같이 식 (2.1)과 같이 표현된다.

$$P_u = \sigma_v' k_q + c k_c \quad (2.1)$$

- 여기서, σ_v' : 임의의 깊이에 작용하는 유효연직응력
 c : 지반의 점착력
 k_c 와 k_q : ϕ 와 x/B 를 함수로 하는 계수

나. Broms 방법

Broms(1964)는 수평하중을 받는 말뚝 - 지반의 파괴형태를 고려하여 말뚝의 휨강성과 근입깊이 및 지반강성에 따라 말뚝을 짧은말뚝과 긴말뚝으로 구분하였고, 지반을 점성토와 사질토로 나누어 말뚝의 극한수평지지력 산정법을 제안하였다.

Broms의 방법은 말뚝이 선단부를 중심으로 회전한다고 가정하였고, 말뚝의 파괴 시 말뚝에는 그림 2.8과 같이 Rankine의 수동토압의 3배에 해당하는 토압이 삼각형 분포로 작용한다고 가정하였다.

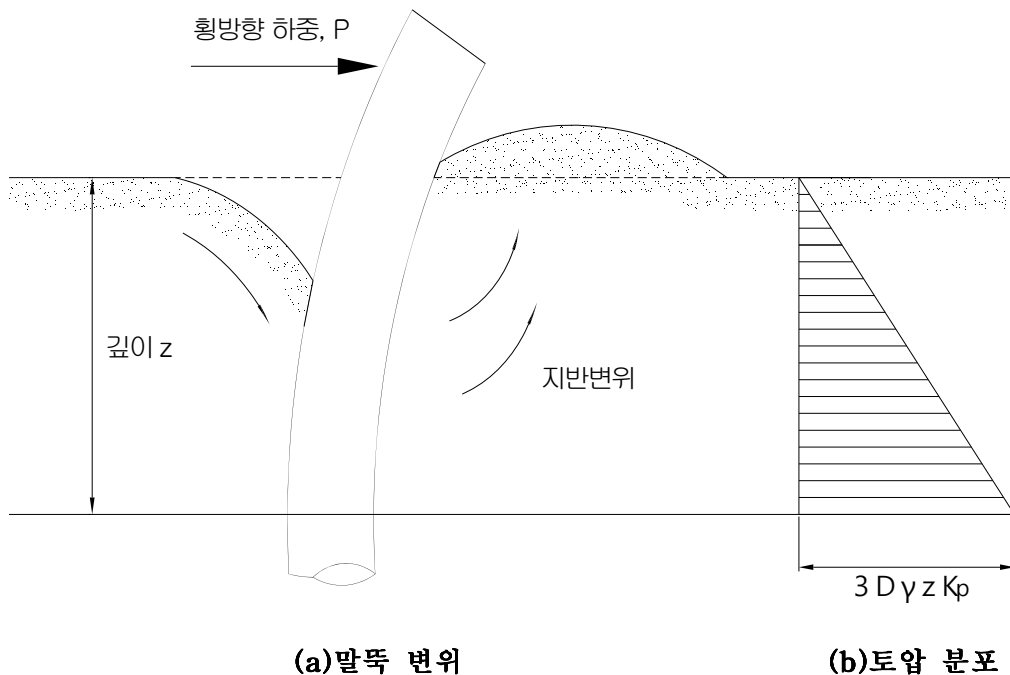


그림 2.8 Broms 방법에서 가정한 말뚝 거동과 토압분포(Broms, 1964)

그 결과 Broms의 방법에 의한 극한단위수평지지력은 식 (2.2)와 같이 말뚝이 관입된 지반의 수평토압계수와 깊이에 따라 달라지는 유효연직응력 σ_v' 의 함수로 표시될 수 있다.

$$P_u = 3k_p \sigma_v' \quad (2.2)$$

여기서, σ_v' : 임의의 깊이에 작용하는 유효연직응력
 k_p : 지반의 내부마찰각으로 계산되는 수동토압계수

그리고 수평하중을 받는 말뚝은 식 (2.3)와 (2.4)으로 정의되는 β 와 n 값을 이용해서 지반조건에 따라 표 2.5와 같이 짧은말뚝과 긴말뚝으로 분류된다.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} \quad (2.3)$$

$$n = \sqrt[5]{\frac{n_h}{EI}} \quad (2.4)$$

여기서, EI : 말뚝의 휨강성($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)
 k_h : 수평지반반력계수(kN/m^3)
 n_h : 수평지반반력계수의 깊이방향 증가율에 말뚝직경 B 를 곱해서 구한 지반반력상수(kN/m^3)
 βL 과 nL : 말뚝과 지반의 상대강성
 L : 말뚝의 근입길이

표 2.5 Broms방법에서 긴말뚝과 짧은말뚝의 구별

	점성토	사질토
짧은말뚝	$\beta L \leq 2.25$	$nL < 2.0$
중간말뚝	-	$2.0 \leq nL \leq 4.0$
긴말뚝	$\beta L > 2.25$	$nL > 4.0$

그리고 Broms(1964)는 사질토 지반에서 수평하중을 받는 두부가 자유인 말뚝에 대해 그림 2.9과 같은 파괴형태와 수평지반반력분포 및 휨모멘트 분포를 가정하고 말뚝 선단에서 모멘트를 취함으로써 수평하중 H_u 를 다음 식과 같이 구했다.

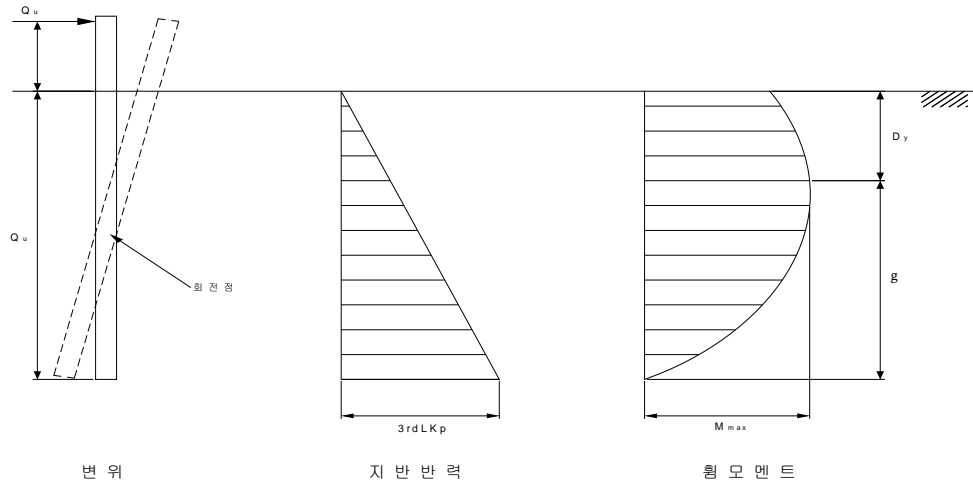
$$H_u = \frac{0.5\gamma BL^3 K_p^3}{e + L} \quad (2.5)$$

그리고 말뚝에서 최대 모멘트가 발생하는 위치 D_y 와 최대 모멘트의 크기 M_{max} 를 식 (2.6)과 (2.7)로 제안하였다.

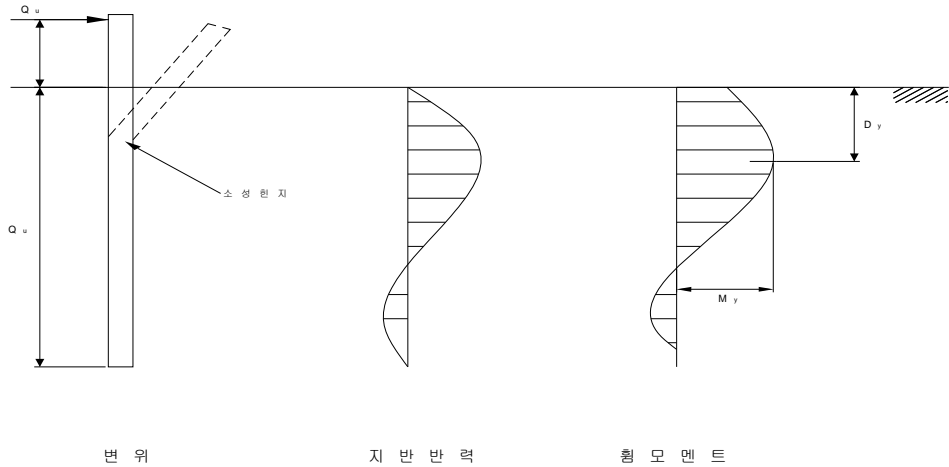
$$D_y = 0.82 \sqrt{\frac{Q_u}{BK_p \gamma}} \quad (2.6)$$

$$M_{max} = Q_u \left(e + \frac{2}{3} D_y \right) \quad (2.7)$$

여기서, K_p : 수동토압계수
 B : 말뚝의 직경
 γ : 지반의 단위중량



(a) 짧은 말뚝



(b) 긴 말뚝

그림 2.9 사질토 지반에서 두부가 자유상태인 말뚝(Broms, 1964)

2.3.2 지반반력 해석법

지반반력해석법은 Winkler(1987)에 의해 처음 제안된 해석법으로, 이 방법에서 지반에 설치된 말뚝은 일련의 선형탄성스프링으로 구성된 Winkler모델 지반에 의해 지지되는 보로 가정된다. 따라서 임의의 깊이에서 말뚝에 작용하는 수평지반반력은 그 지

점에서 발생하는 말뚝의 수평변위에 비례하게 된다.

이 해석법은 비교적 간단하기 때문에 오랫동안 실무에서 사용되고 있다. 그러나 지반의 연속성을 무시한 점과 지반반력계수를 정확히 결정하기가 어렵다는 단점을 가지고 있다.

지반반력해석법에서 지반에 근입된 말뚝의 휨변형에 관한 기본방정식은 식 (2.8)과 같다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + pD = 0 \quad (2.8)$$

여기서, x : 말뚝 축에 따라 측정한 지표면으로부터의 깊이(m)

y : 말뚝의 수평변위(m)

E 와 I : 말뚝의 탄성계수(kN/m²)와 단면 2차 모멘트(m⁴)

P : 수평지반반력(kN/m)

(k_h 가 깊이에 따라 일정한 경우 $P = k_h Dy$)

(k_h 가 깊이에 따라 선형으로 증가할 경우 $P = n_h xy$)

k_h : 수평지반반력계수(kN/m³)

n_h : 수평지반반력상수 = $k_h D/x$ (kN/m³)

Chang(1937)은 지반반력계수 k_h 가 일정하고 말뚝의 근입깊이가 깊어 반무한 길이로 볼 수 있는 경우에 대해 식 (2.9)의 해를 구했으며, 그 결과를 표 2.6과 같이 제안하였다.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} \quad (2.9)$$

여기서, EI : 말뚝의 휨강성(kN · m²)

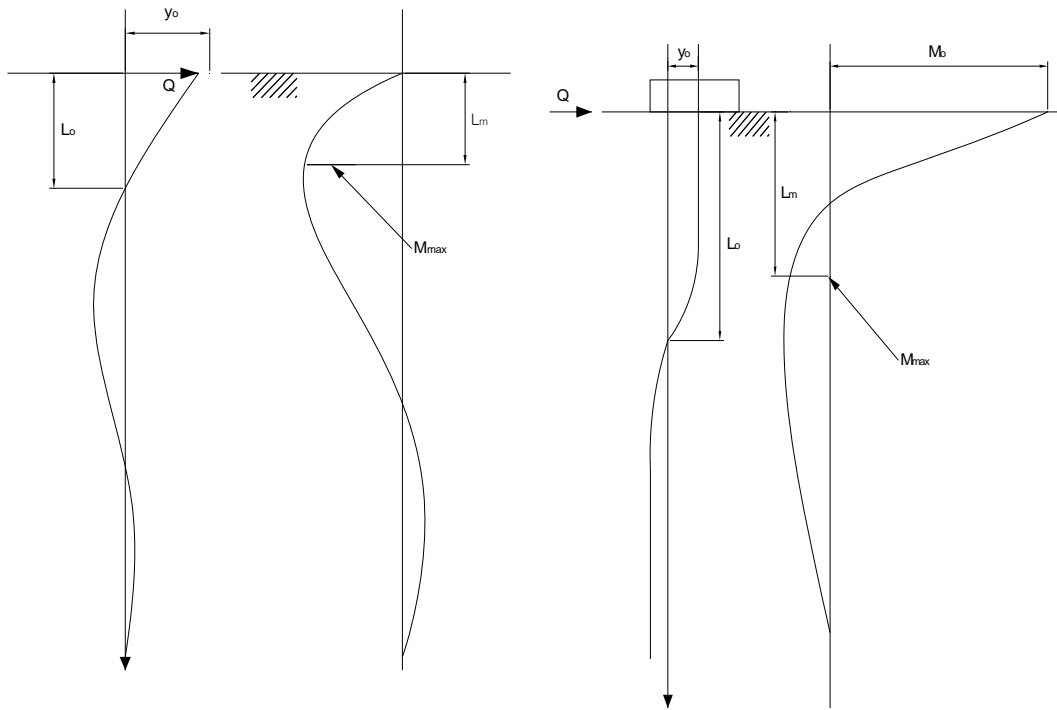
k_h : 수평지반반력계수(kN/m³)

B : 말뚝 직경(m)

β : 말뚝의 특성치

표 2.6 수평력을 받는 긴말뚝의 해석(Chang, 1937)

말뚝머리 조건	깊이일정 조건시 특징				
	말뚝머리의 휨모멘트 M_0	지중부의 최대 휨모멘트 M_{max}	말뚝머리의 수평변위 y_0	M_{max} 의 발생깊이 L_m	제1부동점 깊이 L_0
자유	0	$0.3224 \frac{Q}{\beta}$	$\frac{Q}{2EI\beta^3} = \frac{2Q\beta}{K_h D}$	$\frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$
구속	$\frac{Q}{2\beta}$	$0.2079 \frac{Q}{\beta}$	$\frac{Q}{4EI\beta^3} = \frac{Q\beta}{K_h D}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.356}{\beta}$



(a) 자유조건

(b) 구속조건

그림 2.10 말뚝머리의 조건(Chang, 1937)

2.3.3 p-y 곡선 해석법

지반에 타설된 말뚝이 수평방향의 하중을 받을 때 일정깊이에서 하중-변위관계를 p-y곡선이라고 하며, 이 개념은 McClelland-Focht가 삼축압축시험의 응력-변형률 관계를 이용하여 처음 소개하였다.

말뚝에 수평력이 가해지면 말뚝의 변위 y 가 커지고, 변위가 커지면 지반 반력 p 는 항복치에 도달하게 된다. 이런 지반 반력과 변위와의 관계를 나타낸 곡선이 p-y곡선이다. 그림 2.11(a)는 지표 아래의 말뚝 단면을 보여준다. 그림 2.11(b)는 임의 깊이 x_i 에 설치되어 수평하중을 받기 전까지의 토압 분포를 나타낸다. 여기서의 토압 분포는 말뚝이 완전히 직선이고 항타 중에 휘어짐이 없다고 가정한다. 그림 2.11(c)는 말뚝이 수평하중을 받아서 y_i 만큼의 변위를 일으키고 불균형 토압의 발생을 보여준다. 그림 2.11(d)는 곡선 균을 나타낸다. 곡선은 말뚝의 형상이나 강성에 무관하고, 임의의 깊이에서의 말뚝 변위는 그 위치에서의 지반 반력에만 의존한다. 일반적으로 p-y곡선은 비선형이고 깊이, 지반의 전단강도, 반복하중 등에 따라 달라진다.

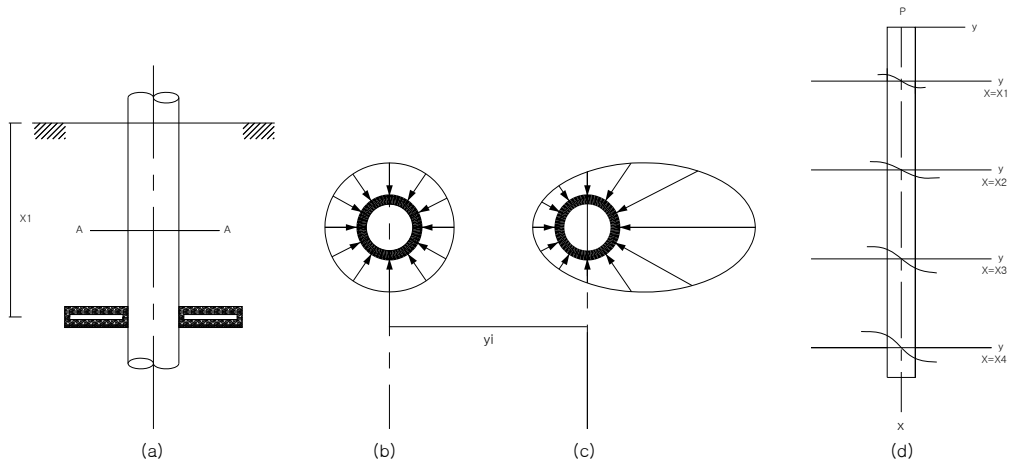


그림 2.11 말뚝주변의 응력분포 및 각 깊이별 p-y곡선

가. Matlock의 방법

Matlock(1970)은 연약한 점토에 설치된 말뚝에 대한 재하실험결과와 이론적인 고찰에서 임의의 깊이에 대한 p-y곡선은 그림 2.12와 같이 나타내었다.

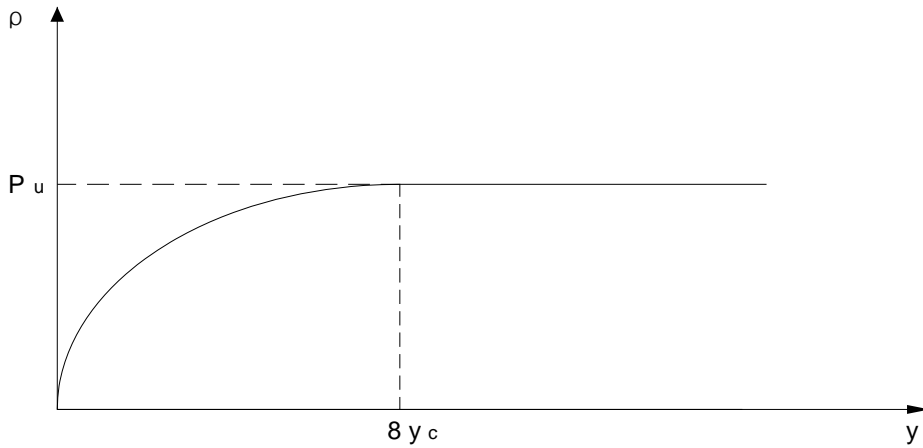


그림 2.12 연약 점토층의 p-y곡선(Matlock, 1970)

Matlock(1970)은 하중-변위 관계식을 식 (2.10)과 같이 나타내었다.

$$\frac{P}{P_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_c} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.10)$$

여기서, P : 지반반력

y : 말뚝의 수평변위

y_c : 말뚝의 임계변위

P_u : 말뚝의 단위 길이당 극한 수평지지력

나. Reese의 방법

Reese(1974)는 사질토 지반에 설치된 말뚝에 대하여 여러 가지 재하실험 결과와 이론적인 고찰에서 임의의 깊이에 대한 p-y곡선을 그림 2.13과 같이 나타내었다.

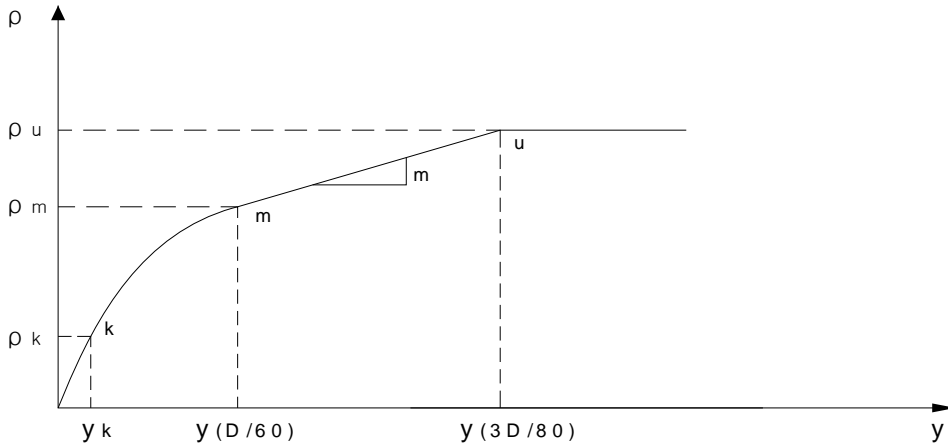


그림 2.13 사질토 지반에서의 p-y곡선(Reese 등, 1974)

k, m, u의 기호로 나타내어진 3개의 컨트롤포인트에 의해 정의된다. Reese의 이론과 Matlock의 이론의 다른점은 Matlock은 초기부터 p-y곡선은 비선형성을 나타내며 변위가 충분히 커지면 지반이 소성화하여 지반반력은 증가하지 않는 것으로 제안하였고, Reese는 어느 정도의 탄성범위를 고려하였다. 따라서 극한지반반력 P_u 는 식 (2.11)과 같다.

$$P_u B = A_u P_c \quad (2.11)$$

여기서, P_u : 극한저항
 A_u : 경험적인 보정계수

다. Terzaghi의 방법

Terzaghi(1955)는 사질토에서의 응력-변형률 곡선에서 초기 강성도는 구속압의 함수이므로 결국 사질토에서 E_{si} 값을 얻기 위한 역학의 이용은 복잡하다고 하였다. 지표면에서 p-y곡선은 모든 y값에 대하여 p값이 0이라는 특성을 갖는다. 그리고 p-y곡선에서 초기경사와 극한지지력은 심도에 따라 선형적으로 증가한다.

Terzaghi(1955)가 적용한 계수는 p-y곡선에서 할선계수를 반영하였고, 계산된 흙의 저항력이 극한지지력의 절반에 해당하는 계수의 사용을 추천하였다. p-y곡선에 의하여, Terzaghi(1955)는 식 (2.12)와 같이 깊이에 따라 선형적으로 증가하는 관계식을 제안하였다.

$$E_s = kx \quad (2.12)$$

여기서, k : 깊이에 따른 지반계수의 변화를 나타내는 상수(표 2.7)

x : 지표면에서의 깊이

표 2.7 모래층에서 수평재하된 말뚝에 대한 k 의 값(Terzaghi, 1955)

모래층의 상대밀도	느슨	중간	조밀
건조상태	0.95~2.8	3.5~10.9	13.8~27.7
수중상태	0.57~1.7	2.2~7.3	8.7~17.9

제3장 실내실험 장치 및 방법

3.1 모형말뚝 및 모형지반

본 연구에서는 말뚝 직경에 대한 길이의 비(L/D)를 변경하며 단일말뚝에 대한 실내 모형실험을 실시하여 매입말뚝이나 현장타설말뚝과 같은 비배토말뚝의 수평하중이 작용하는 위치에 따른 말뚝의 수평지지력과 말뚝의 거동특성을 살펴보았다. 말뚝기초의 길이, 재질의 조건을 달리하여 지반의 거동을 분석하였다. 이를 위하여 일정 비율로 축소시킨 모형말뚝을 모래층을 포설하여 수평재하실험을 실시하였다. 모형실험에 사용된 재료와 크기는 표 3.1에 나타나 있다.

표 3.1 모형실험에 사용된 말뚝과 지반

구분	재료	비고
지반	사질토 (통일분류법상 SP)	높이 500mm
말뚝	강관	직경 : 50mm 길이 : 550mm, 750mm, 1000mm
	강관 + 모르타르	직경 : 50mm 벽두께 : 1mm 길이 : 550mm, 750mm, 1000mm

3.1.1 모형말뚝의 제작

본 연구에서 사용된 모형말뚝은 해상 초장대교량, 항만 등의 현장에서 많이 사용되는 강관말뚝에 대하여 모형실험 조건에 맞게 일정한 비율로 축소한 강관 말뚝이다. 표 3.2는 강관말뚝의 물성을 나타내었다.

표 3.2 모형실험에 사용된 강판말뚝의 물성치

명칭	물성치
	두께 : 1×10^{-3} m
	탄성계수 : 193052531 kPa
STS304(KS)	비중 : 7.94
SUS304(JIS)	밀도(21℃에서) : 250000 kg/m ³
304(AISI)	피로강도 (수인상태에서) : 274.7 MPa
	인장강도 : 박판 대(Strip) 586.3 MPa 봉.냉간인발(고장력) 758.9~862.3 MPa
	항복강도 : 박판 대(Strip) 206~240.3 MPa 봉.냉간인발(고장력) 515~652.4 MPa
	연신율(%) : 박판 대(Strip) 50-60

거동 특성을 비교하기 위해 강관 + 콘크리트 말뚝을 축소한 강관 + 모르타르 말뚝을 추가적으로 제작하였다. 모형말뚝의 직경과 벽두께는 각각 50mm와 1mm이고 총 길이는 동일하다. 모형말뚝의 모습을 그림 3.1에 나타내었다.



(a)강관말뚝



(b)강관 + 모르타르 말뚝

그림 3.1 모형말뚝의 모습

모르타르는 타설 후 28일 동안 양생 하여 실험하였다. 모르타르의 W/C는 0.4이며 시멘트 : 모래 : 물은 1:1.5:0.4로 기준했다. 모형 말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)는 11, 15, 20의 세 종류이다. 모형말뚝의 양생 모습을 그림 3.2에 나타내었다.



그림 3.2 모형말뚝의 양생 모습

또한 모형말뚝의 강도를 평가하기 위하여 그림 3.3과 같이 모르타르의 압축강도 시험을 실시하여 강도특성을 확인하였다. 공시체에 대해서 한국산업규격 KS F2405에 의거하여 시험을 실시하였다. 측정방법은 지름에 대한 높이비가 1:2(지름 5cm, 높이 10cm)인 시료에 수직하중만을 재하하고 재하속도는 1mm/min로 하였다. 그 결과 약 36MPa의 압축강도 결과가 확인되었다.



(a) 디지털 압축 강도 시험기



(b) 공시체의 모습



(c) 압축 강도 시험 모습



(d) 공시체 파쇄 모습

그림 3.3 모형말뚝 공시체의 압축강도시험모습

3.1.2 모형지반의 조성

모형지반의 조성방법은 다음과 같다. 모형지반의 크기는 1300×700×500mm(길이×너비×높이)이고, 모형지반에 사용된 모래는 전라북도 남원지역의 섬진강에서 채취하였다. 실험에 사용된 시료는 함수비가 0.5% 이하가 되도록 대기중에서 건조시켜서 사용하였고, 시료의 공학적인 성질을 파악하기 위해서 입도분포시험과 기본적인 물성실험을 실시하였다. 그림 3.4의 입도분포곡선에서 볼 수 있듯이 입경 가적 곡선이 매우 급경사이고, 균등계수(C_u)가 1.76, 곡률계수(C_c)가 1.06로 통일분류법상 SP로 분류된다.

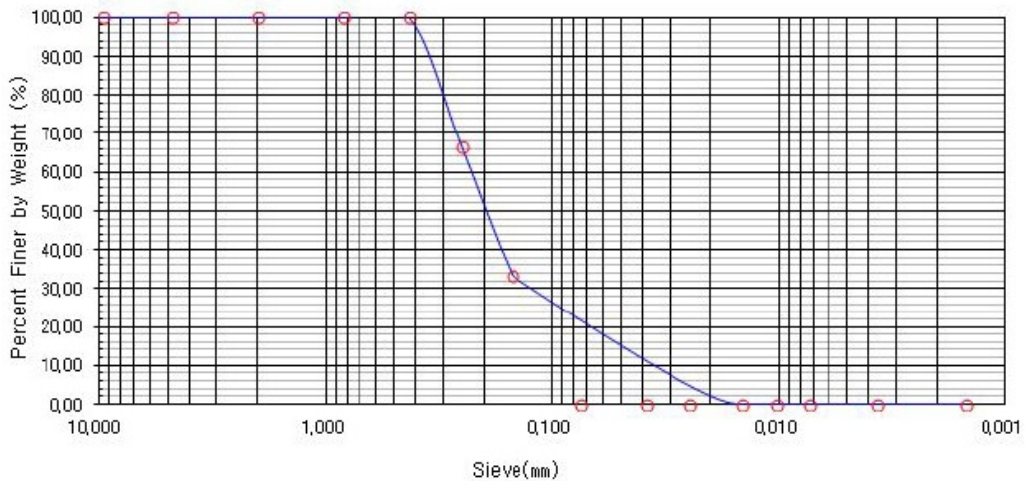


그림 3.4 모형지반 조성용 모래의 입도분포곡선

$$\text{균등계수}(C_u) = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.1)$$

$$\text{곡률계수}(C_c) = \frac{D_{30}^2}{(D_{10} \times D_{60})} \quad (3.2)$$

모형지반의 시료의 물성은 표 3.3에 나타 내었다.

표 3.3 모형지반 시료의 물성

구분	단위	실험 결과		실험방법
USCS 분류	-	SP		KS F 2302
비중	-	2.65		KS F 2309
건조단위중량	kN/m ³	14.2		-
점착력(C)	kN/m ²	14.4		KS F 2343
내부마찰각(ϕ)	-	상대밀도(Dr) = 30%	28.9	KS F 2343
		상대밀도(Dr) = 60%	35.57	
		상대밀도(Dr) = 90%	37.2	

모형실험에서 말뚝을 설치하고 지반조성을 완료한 다음, 24시간 동안 지반을 안정화 시켰다. 건조한 모래로 상대밀도(Dr) 30%, 60%, 90%의 지반으로 단일토로 조성하였다. 그림 3.5는 모형지반을 조성하는 과정을 나타내고 있다.



(a) 모형 토조



(b) 모래지반 조성

그림 3.5 모형지반 조성과정

모형지반의 제작순서는 아래와 같다.

- (1) 모형 토조에 말뚝을 위치시킨다.
- (2) 모형 토조 전체의 지반이 균일한 밀도로 조성되어지도록 상대밀도(Dr)에 맞추어 층다짐을 한다.
- (3) 24시간 동안 지반을 안정화 시킨다.

3.2 모형토조

본 실험에서 사용된 토조는 시료무게로 인한 횡방향 파손과 다짐시 시료의 호트러짐을 방지하기 위해 강재와 아크릴을 사용하여 1300×700×1000mm (길이×너비×높이) 크기로 그림 3.6과 같이 제작하였다. 또한, 토조의 한쪽에 말뚝의 횡방향 하중을 재하하기 위하여 와이어가 통과할 수 있도록 지름 2mm 정도의 홈이 있다. 그림 3.7은 모형 토조의 도면 모습이다.



그림 3.6 모형토조의 모습

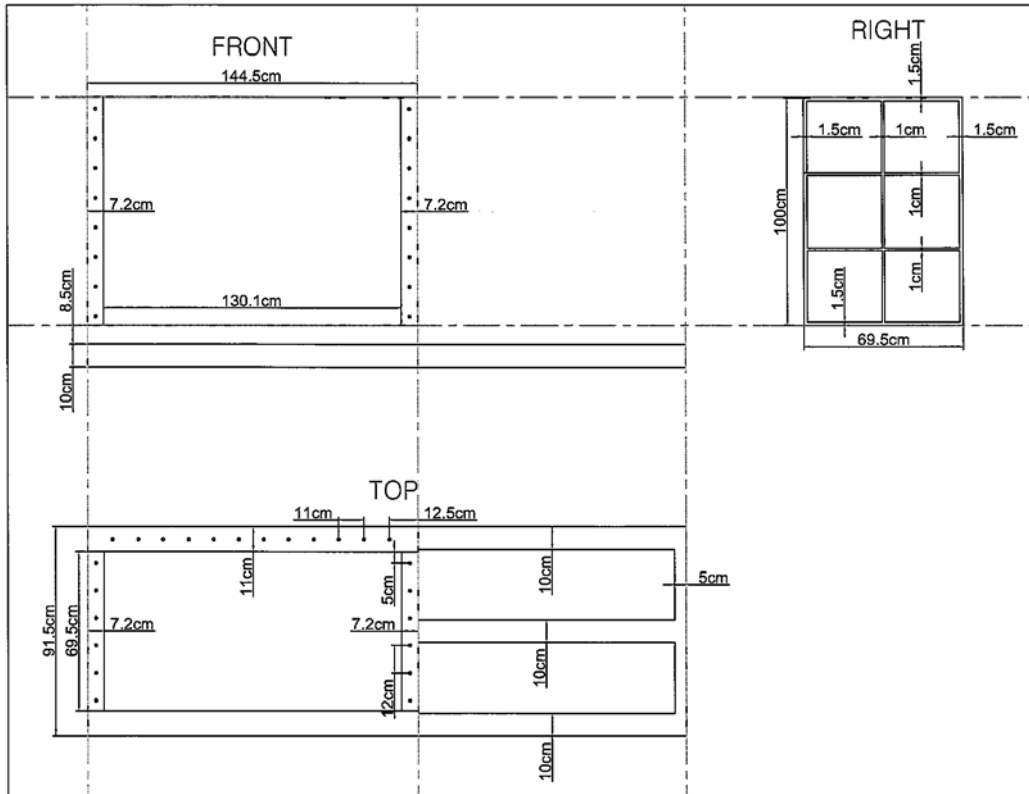


그림 3.7 모형토조의 도면

3.3 실내실험 방법

3.3.1 단일말뚝의 실내실험

사질토 지반에서 지반조건과 하중작용위치에 따른 매입말뚝이나 현장타설말뚝과 같은 비배토말뚝의 수평거동 특성 변화를 파악하기 위해 말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D), 지반조건, 하중조건, 말뚝의 종류를 달리하며 총 19회의 모형말뚝재하시험을 수행하였다.

모형말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)는 11, 15, 20가 있고, 사질토 지반의 상대밀도는 30%, 60%, 90%, 재하 방법을 일방향 재하방법, 반복재하방법 두가지로 실험 하

였으며, 말뚝은 강관말뚝과 강관+모르타르 말뚝 두가지가 있다. 근입깊이는 말뚝의 거동의 비교를 위해 모두 500mm로 기준했다.

가. 모형말뚝 설치 방법

본 실험에 사용된 말뚝의 종류(6가지)는 표 3.4에 나타내었다.

표 3.4 말뚝의 구분

구분	직경 (단위 : mm)	길이 (단위 : mm)	비 (L/D)
강관	50	550	11
		750	15
강관 + 모르타르	50 벽두께 = 1	1000	20

실내실험에서 모형말뚝을 설치하는 방법은 다음과 같다.

- (1) 모형실험에서 말뚝을 설치하고 지반조성을 완료한 다음, 24시간 동안 지반을 안정화 시켰다.
- (2) 그 후에 모형말뚝두부에 상부캡을 설치하고 와이어를 연결하여 당겨 수평하중을 주었다. 말뚝두부의 상부캡에 설치한 로드센서(Miniature Load Cell)를 통해 측정하였고, 수평하중을 받는 모형말뚝의 변위는 스프링타입 변위계(Linear Potentiometer)를 말뚝의 두부를 중심으로 하부를 방향으로 간격을 두어 와이어를 설치하여 측정하였다.
- (3) 그리고 모형말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)는 다르지만 근입깊이는 같기 때문에 근입되는 말뚝에서의 변형율을 더욱 자세히 확인하고자 말뚝길이 중 상부보다는 하부에서 스트레인 게이지의 설치간격을 좁게 하였다.
- (4) 모래지반 속에서 발생한 말뚝의 변위를 측정하기 위하여 사질토 지반을 포설하기 전에 말뚝에 미리 설치해 놓은 와이어를 토조 밖으로 빼내어 충다짐 하였다. 토조 밖으로 빼낸 와이어는 외부에서 스프링타입 변위계와 연결하여 측정하였다.
- (5) 모형실험을 수행하는 동안 재하하중과 말뚝의 수평변위는 데이터 로거(GT이

-350)에 자동으로 기록 및 저장된다.

그림 3.8과 그림 3.9는 단일말뚝의 모형실험의 단면도 및 지반구성도와 말뚝의 배치 단면도를 나타내었다. 그림 3.10은 실험 전경을 보여주고 있다.

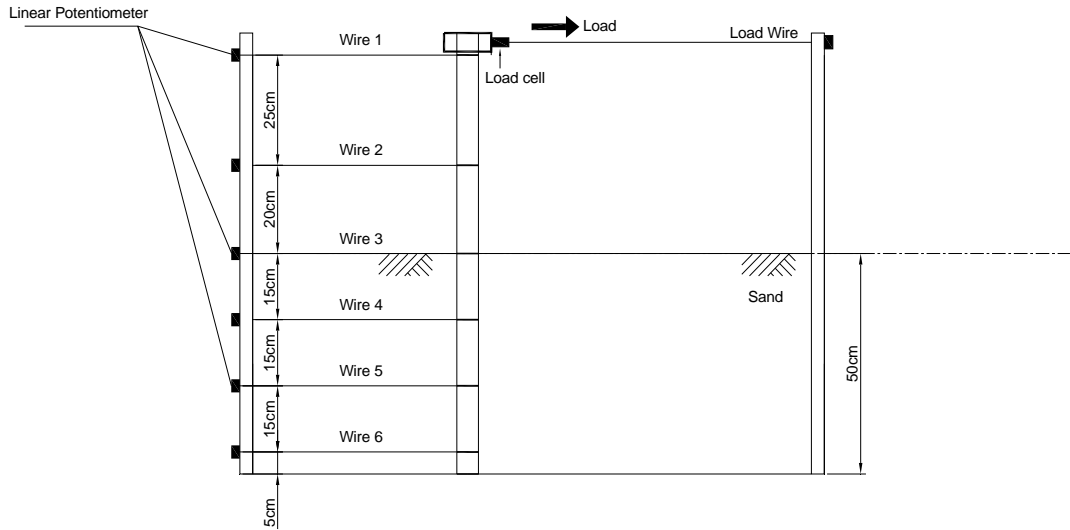


그림 3.8 단일말뚝 모형실험의 단면도 및 지반구성도

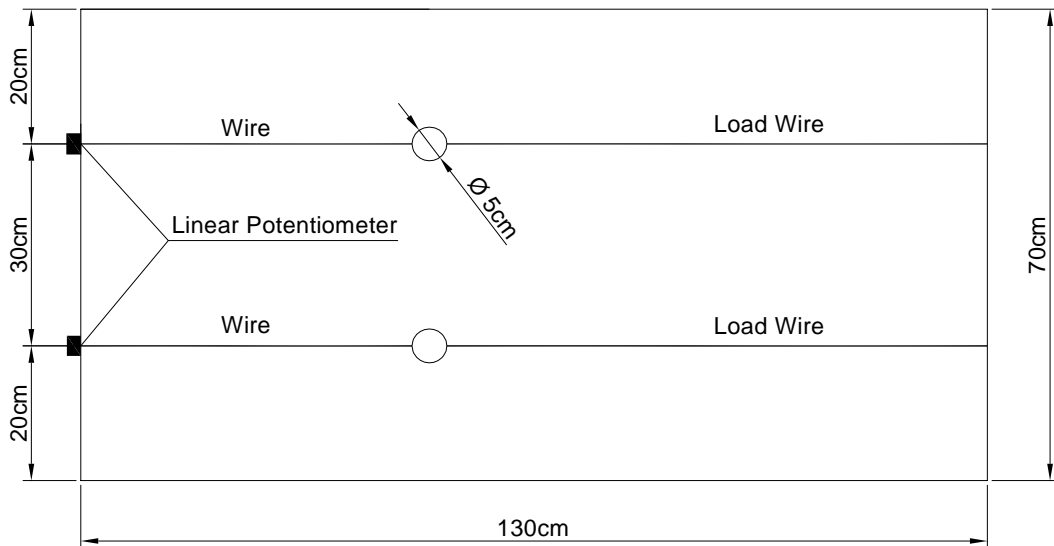


그림 3.9 말뚝의 배치 단면도



그림 3.10 말뚝의 실내실험 전경

나. 모형말뚝의 변형을 측정

말뚝 자체의 변형률과 거동을 분석하기 위하여 각각 4~6개의 변형률 게이지를 그림 3.11의 배치도에 따라 설치하였다. 하중에 따라 두부의 변위와 지반면의 변위, 하부의 변위를 측정하기 위해 와이어를 각각 길이가 다른 말뚝의 하부, 지반면 그리고 두부에 일치시켰다. 일반적으로 수평하중을 받는 말뚝을 설계할 때 수평지지력 뿐만 아니라 수평하중에 의해 말뚝에 유발되는 모멘트 분포도 매우 중요한 설계인자가 될 수 있다 (rosqueot 등 2007).

따라서 말뚝에 대한 수평재하시험을 수행하는 동안 말뚝에 유발되는 모멘트 분포를 측정하기 위하여 지반에 매설된 와이어가 플라스틱 호스를 통과하도록 설치하였다. 플라스틱 호스를 설치하면 지반을 다지는 동안 매설된 와이어의 흐트러짐을 방지할 수 있고, 수평재하가 시작되었을 때 보다 정확한 변위를 측정할 수 있었다.

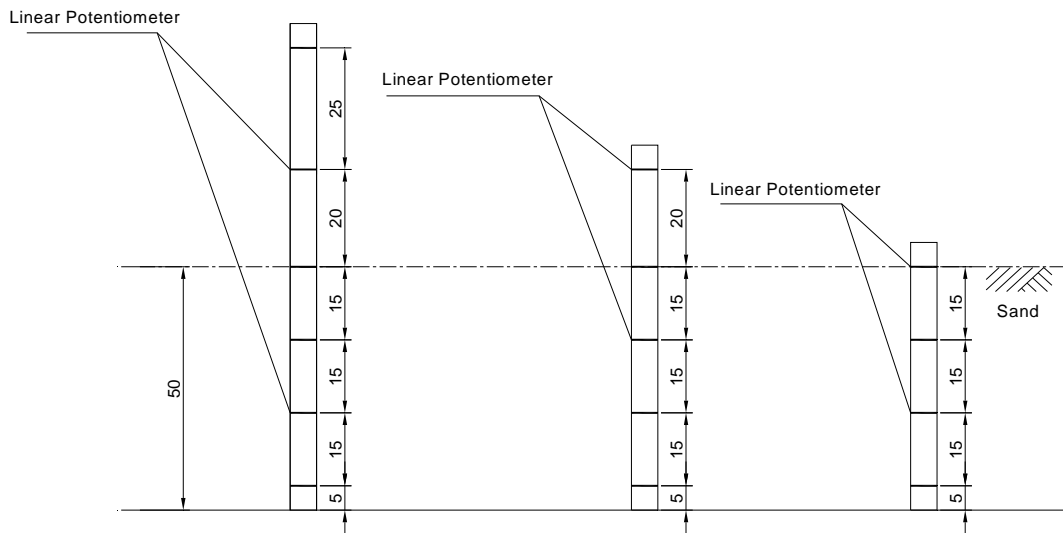


그림 3.11 변형률 게이지의 배치도 (단위 : cm)

한편, 모형말뚝에 대한 수평재하시험이 수행되는 동안 말뚝에 깊이별로 설치된 변위계(Linear Potentiometer)를 이용해서 각 지점에 변위를 측정하였고, 이 값을 이용하여 식 (3.3)으로부터 말뚝의 각 지점에 유발된 모멘트를 산정하였다.

$$\sigma = \frac{M_i}{I} y = E \times \epsilon_i = E \times \frac{\Delta l}{l} \quad (3.3)$$

여기서, σ : 수평하중에 의해 말뚝에 유발된 휨응력(= $E \times \epsilon$)
 M_i : i번째 변위계가 설치된 지점에 작용하는 모멘트
 I 와 E : 시험말뚝의 단면 2차 모멘트와 탄성계수
 y : 말뚝의 중심부로부터 변위계가 설치된 지점까지의 수평거리
 ϵ_i : i번째 지점의 말뚝의 변형율(l : 말뚝의 직경, Δl : 말뚝의 변위량)

사용된 변위계(Linear Potentiometer)는 길이가 50mm이다. 말뚝에서의 와이어를 설치시 변위계(Linear Potentiometer)에 부착할 때 발생하는 오차를 최소화 하기위해 말뚝에 철판드로 감고 와이어 방향을 모두 일방향으로 맞추었다. 처음에 하부의 변위계(Linear Potentiometer)를 설치하고 지반을 다진 후 그 다음 변위계(Linear Potentiometer)를 설치하고 지반을 다지는 식으로 변위계(Linear Potentiometer)를 하나 설치할 때 마다 층 다짐을 하였고 말뚝을 설치시 수평계를 확인하며 지반을 다짐 하여 와이어간의 정확성의 오차를 줄였다. 말뚝에 변형률 게이지를 설치하는 과정을 그림 3.12에 나타내었다.



(a) 말뚝에 와이어 부착



(b) 철판드와 와이어

그림 3.12 와이어 설치 과정(계속)



(c) 플라스틱 호스



(d) 플라스틱 호스 매설



(e) 층다짐 모습



(f) 와이어 설치 완성



(g) 변위계(Linear Potentiometer)에
연결된 와이어



(h) 변위계(Linear Potentiometer)

그림 3.12 와이어 설치 과정

다. 정적수평재하와 반복수평재하 실험방법

사질토 지반에 모형말뚝을 설치한 후 수평하중의 크기와 재하방법을 변경하면서 모형말뚝에 대한 수평재하 시험을 실시하였다.

모형 말뚝의 수평 재하시험은 하중이 재하되는 말뚝 두부에 대하여 두부구속 조건과 두부자유 조건 두 가지로 나누어 하중을 재하 하였으며, 실제 현장에서는 대부분 두부자유 조건으로 실험을 실시하여 변위와 지지력을 측정한다. 따라서 본 연구에서도 말뚝의 두부조건을 자유조건으로 하여 모형실험을 수행하였다.

실내실험에서 하중재하의 실험 방법은 다음과 같다.

- (1) 수평재하 시험을 위해 그림 3.13과 같이 말뚝두부에 상부캡을 설치하였고, 로드 와이어(Load Wire)를 이용해서 수평재하 시험을 실시하였다.
- (2) 시험말뚝에 가해지는 수평하중의 크기를 측정하기 위해 상부캡에 하중계(Load Cell)을 설치하였다.
- (3) 그리고 시험말뚝의 두부를 자유단 조건으로 재하시험을 수행하였다.
- (4) 정적수평재하 시험시 하중의 재하속도는 5mm/min으로 일정하게 유지하였으며 변위계의 측정범위를 고려하여 와이어의 변위 즉, 말뚝의 변위가 약 45mm가 될 때까지 실험을 수행하였다.
- (5) 반복수평재하실험을 수행하는 경우에는 그림 3.14와 같이 동일 조건의 정적수평재하 시험에서 결정된 극한수평지지력($H_{u,s}$)의 40%에 해당하는 수평하중을 10회 반복해서 적용시켰다. 지반의 파괴가 일어나지 않는 범위내에서 반복수평재하실험을 하기위해서 극한수평지지력($H_{u,s}$)의 40%에 해당하는 수평하중을 적용시켰다. 백규호(2010)의 극한수평지지력($H_{u,s}$)의 40%에 해당하는 수평하중을 적용을 참고 했다.
- (6) 그리고 말뚝재하시험을 수행하는 동안 재하 속도가 빠르면 관성력(intertial force)이 발생하여 실험 결과에 영향을 미칠 수 있으므로(Grade와 Dobry 1998, rosqueot 등 2007), 본 모형실험에서는 모형말뚝에 수평하중을 충분히 느리게 재하(반복하중 1회의 재하를 약 20초 소요)함으로써 재하 실험 동안 모형말뚝에 관성력이 발생하는 것을 억제하였다.
- (7) 이처럼 재하장치의 설치가 완료된 후 시험말뚝에 대한 재하시험이 진행되는 동

안 변위계(Linear Potentiometer)를 이용해서 말뚝의 수평변위를 확인하였다.

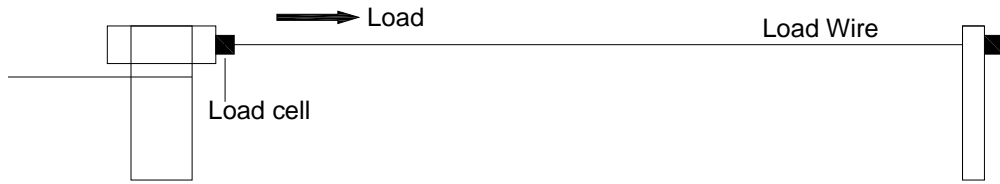


그림 3.13 단일말뚝 모형실험의 단면도 및 지반구성도

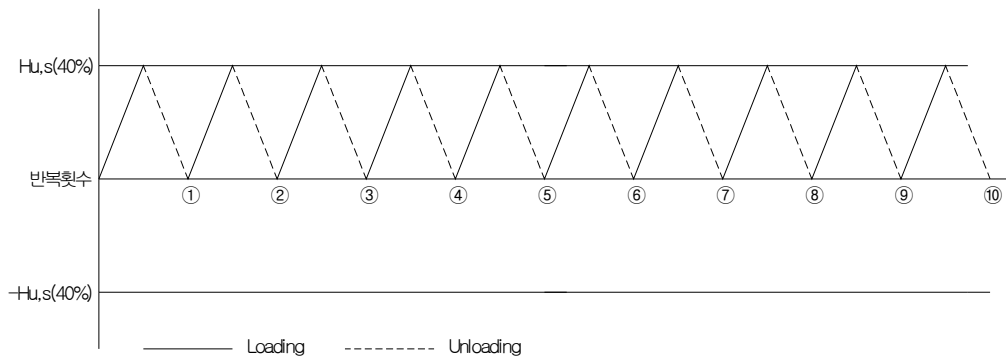


그림 3.14 반복수평하중의 재하방법

실내실험에서 사용된 하중장치는 그림 3.15에 나타나 있는 와이어 인장장치로 500kgf의 힘까지 하중을 재하할수 있으며, 수평하중 재하장치는 와이어를 연결하여 작동하는 편리함을 가졌다.



그림 3.15 수평하중 재하장치

본 연구에서는 말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)에 따른 모형말뚝의 다양한 모래지반조건 하에서 정적수평 재하와, 반복수평하중을 받는 매입말뚝의 수평거동 특성을 조사·비교하기 위해서 표 3.5와 같이 16회의 모형말뚝재하시험을 수행하였다. 그리고 상대수평하중에 따른 말뚝의 반복극한수평지지력 변화를 조사하기위해 3회의 실험을 추가하여 총 19회의 모형말뚝재하시험을 수행하였다. 각 실험종류의 표시기호에서 첫 번째는 강관말뚝(S)과 강관+모르타르(SM)를 나타내고, 두 번째는 말뚝직경에 대한 길이의 비(L/D)를 나타낸다. 그리고 세 번째는 모형토조에 조성된 실내지반의 상대밀도(30%, 60%, 90%)를 나타내며, 네 번째는 반복수평하중(B), 정적수평 재하(I)을 나타낸다.

표 3.5 실내실험의 계획

말뚝 구분	비 (L/D)	지반조건	하중조건	실험종류의 표시 기호
강관	20	Dr = 60%	반복수평하중 = B 정적수평재하 = I	S-20-60%-B(I)
	15	Dr = 30%		S-15-30%-B(I)
		Dr = 60%		S-15-60%-B(I)
		Dr = 90%		S-15-90%-B(I)
	11	Dr = 60%		S-11-60%-B(I)
강관 + 모르타르	20	Dr = 60%	반복수평하중 = B 정적수평재하 = I	SM-20-60%-B(I)
	15	Dr = 60%		SM-15-60%-B(I)
	11	Dr = 60%		SM-11-60%-B(I)

3.4 측정장치

본 연구의 모형실험에서 수평하중을 받는 모형말뚝의 변위는 그림 3.16에 나타나 있는 스프링타입 변위계(Linear Potentiometer)를 이용하여 측정하였다. 스프링타입 변위계(Linear Potentiometer)가 설치된 지점은 말뚝직경에 대한 길이의 비(L/D)이 20인 경우에는 말뚝의 두부, 말뚝의 두부와 사질토의 지표면 사이, 사질토의 지표면, 사질토의 지표면과 말뚝의 하부 사이, 말뚝의 하부 총 6개 지점이다. 말뚝직경에 대한 길이의 비(L/D)이 15인 경우에는 말뚝의 두부, 사질토의 지표면, 사질토의 지표면과 말뚝의 하부 사이, 말뚝의 하부 총 5개 지점이다. 말뚝직경에 대한 길이의 비(L/D)가 11인 경우에는 말뚝의 두부=사질토의 지표면, 사질토의 지표면과 말뚝의 하부 사이, 말뚝의 하부 총 4개 지점이다. 실험에 사용된 스프링 타입의 변위계(Linear Potentiometer)의 측정범위는 0~50mm이다.

실내 실험에서 사용된 하중을 읽는 로드셀(Miniature Load Cell)은 그림 3.17에 나타

나 있으며 하중장치를 이용한 로드 값은 500kgf까지 인식할 수 있다.

스프링 타입의 변위계(Linear Potentiometer)로 측정된 수평변위 데이터들과 로드셀로 측정된 수평재하 하중은 그림 3.18에 나타나 있는 데이터 로거(GTDL-350)에 자동으로 기록되어 저장된다. GTDL-350 제품은 16개 채널까지 설치 가능하고, 데이터 로거에서 측정된 데이터들은 정기적인 신호를 디지털화하여 수치로 변환되어 쉽게 분석에 사용할 수 있다.



그림 3.16 스프링타입 변위계
(Linear Potentiometer)



그림 3.17 로드셀(Miniature Load Cell)

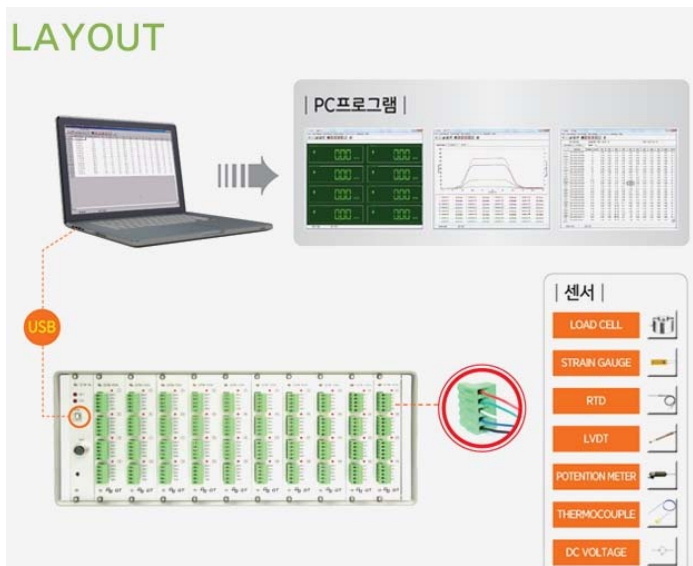


그림 3.18 데이터 로거(GTDL-350)

제4장 실험 결과 및 분석

4.1 개요

본 연구에서는 말뚝 직경에 대한 길이의 비(L/D)를 다르게 한 후 단일말뚝에 대한 실내모형실험을 실시하여 매입말뚝이나 현장타설말뚝과 같은 비배토말뚝의 수평하중이 작용하는 위치에 따른 말뚝의 수평지지력과 말뚝의 거동특성을 파악하기 위하여 그 결과를 분석하였고, 실험 결과를 수치 해석 결과와 비교하였다.

이를 위하여 현재 초장대 교량 및 해상 교량의 기초로 사용이 많은 강관말뚝을 일 정비율로 축소시킨 직경 50mm, 길이 550~1,000mm의 모형말뚝을 제작하였다. 그리고 1300×700×1000mm (길이×너비×높이)의 모형토조를 모래층을 500mm의 높이로 포설하여 정적수평 재하실험과 반복재하실험 2가지 수평재하실험을 실시하였다. 말뚝의 근입 깊이는 500mm로 모두 동일 하다. 말뚝의 수평방향 하중재하 위치에 따른 거동 특성을 파악하기 위하여 실내실험은 모형말뚝이 근입되는 상대 밀도 30%, 60%, 90%인 사질 토 지반에서 말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)가 11, 15, 20의 3가지 조건에 대하여 강관말뚝, 강관+모르타르 말뚝 2가지 말뚝으로 실험을 실시하였다.

실내실험 결과로부터 수평하중-수평변위 관계 및 말뚝의 변위 형태, 극한수평지지력, 휨모멘트 등 말뚝의 거동특성을 분석하였다.

4.2 하중재하 위치에 따른 하중 - 변위 관계

그림 4.1과 그림 4.2는 단일말뚝에 있어서 정적수평 수평재하 및 반복수평하중이 작용할 때 하중재하 위치에 따른 하중 - 변위 관계를 모형말뚝의 종류별로 나타낸 것이다. 수평변위는 말뚝 두부에서의 변위에 대하여 분석하였다. 말뚝의 수평거동은 말뚝과 지반의 상호작용의 문제로서 말뚝과 지반조건에 대하여 동시에 영향을 받고 있다. 상대밀도가 60%인 같은 지반 조건에 모형말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)를 11, 15, 20, 3가지로 변화시켜 실내실험을 실시하였다. 실내실험의 계획은 표 4.1에 나타내었다.

표 4.1 하중-변위 실내실험의 계획

말뚝 구분	비 (L/D)	지반조건	하중조건	실험종류의 표시 기호
강관	20	Dr = 60%	반복수평하중 = B 정적수평재하 = I	S-20-60%-B(I)
	15	Dr = 60%		S-15-60%-B(I)
	11	Dr = 60%		S-11-60%-B(I)
강관 + 모르타르	20	Dr = 60%	반복수평하중 = B 정적수평재하 = I	SM-20-60%-B(I)
	15	Dr = 60%		SM-15-60%-B(I)
	11	Dr = 60%		SM-11-60%-B(I)

그림 4.1(a)와 그림 4.2(a)는 단일말뚝에 있어서 정적수평 수평재하가 작용할 때 하중 재하 위치에 따른 하중 - 변위 관계를 모형말뚝의 종류별로 나타낸 것이다. 모형말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)가 11, 15, 20로 증가 할 경우 하중 - 변위 곡선은 그 래프 기울기가 완만하고 하중에 따른 변위는 약 4배~5배로 증가하는 것으로 나타났 다. 이는 말뚝길이가 증가함에 따라 지지력이 감소하고 수평저항력은 3배~5배 감소하 는 경향을 알 수가 있다. 그리고 강관 + 모르타르 말뚝이 강관 말뚝보다 경사가 급한 결로 보아 수평저항력이 더 큰 것으로 판단된다.

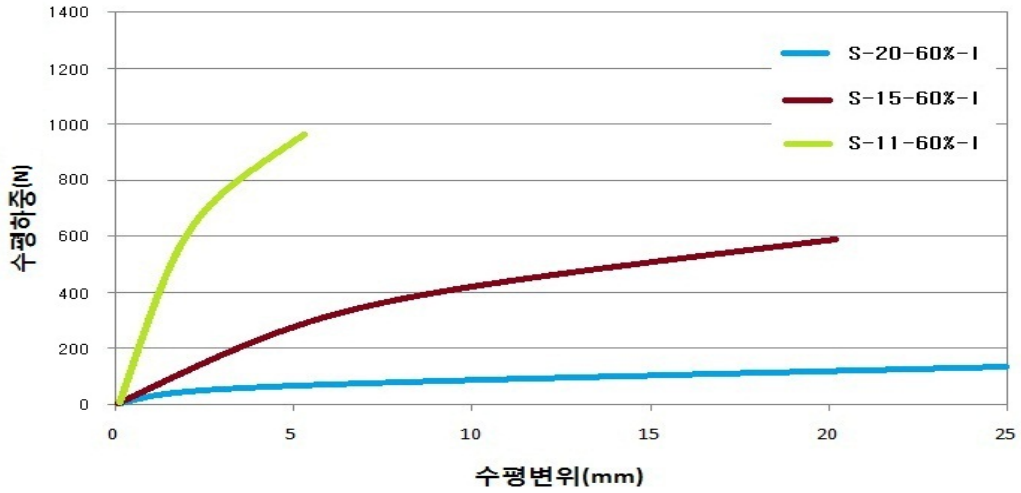
그림 4.1(b)와 그림 4.2(b)는 정적수평재하 시험에서 결정된 극한수평지지력($H_{u,s}$)의 40%에 해당하는 수평하중을 10회 반복해서 작용할 때 하중재하 위치에 따른 하중 - 변위 관계를 모형말뚝의 종류별로 나타낸 것이다. 그래프에서 보이는 바와 같이 말뚝 에 반복수평하중을 작용시켰을 때 수평하중의 반복횟수가 증가함에 따라 말뚝의 두부 에서 발생하는 누적 수평변위는 증가하는 경향을 보였다. 그러나 말뚝에 하중이 반복 적으로 작용할 때 지반이 다짐효과를 받아 지반의 강도가 증가하기 때문에 하중재하 횟수가 증가할수록 반복수평하중 1회당 발생하는 말뚝의 수평변위량은 감소하였다. 또 한 말뚝 두부의 누적 수평변위는 수평하중 재하방향으로 증가하는 것을 볼 수 있다.

이러한 실험 결과는 rosqueot 등(2007)이 보고한 최초 1회의 반복수평하중에 의한 말뚝두부의 수평변위는 뒤따르는 반복수평재하 때 발생하는 변위보다 매우 크다는 연구 결과와 동일한 것이다.

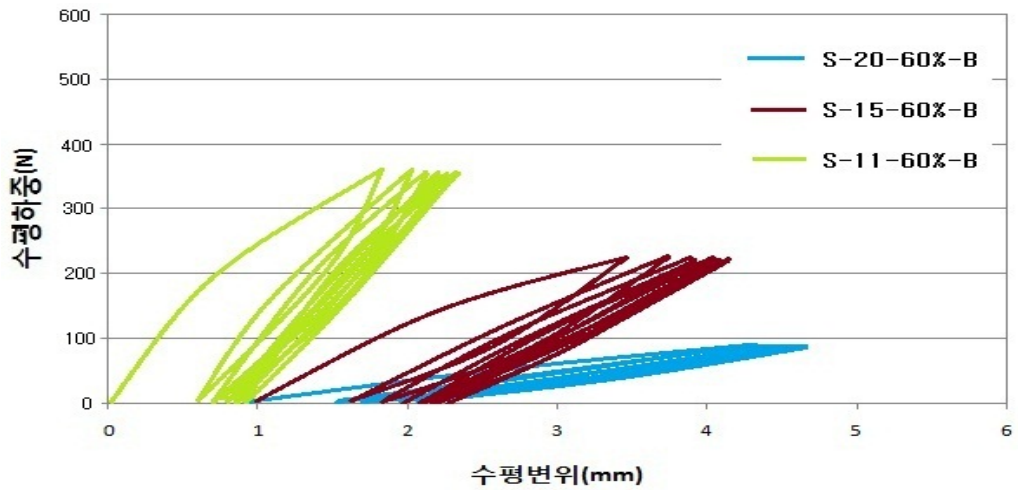
그리고 강관 + 모르타르 말뚝이 강관 말뚝보다 경사가 급하고 수평 변위량이 작아지는 경향을 알 수 있다. 이는 그림 4.1(a)와 그림 4.2(a), 그림 4.1(b)와 그림 4.2(b)를 분석했을 때 하중 조건이 다른 하중 - 변위 그래프가 비슷한 경향인 것으로 보아 말뚝의 종류에 따른 거동특성이 비슷한 것으로 판단된다. 실내실험의 결과는 표 4.2에 나타내었다.

표 4.2 하중-변위 실내실험의 결과

실험종류의 표시 기호	지지력(N)	수평변위(mm)
S-20-60%-I	188.36	25
S-15-60%-I	565.85	21
S-11-60%-I	968.24	5.14
SM-20-60%-I	374.56	24.55
SM-15-60%-I	611.91	19.99
SM-11-60%-I	1124.75	6.13

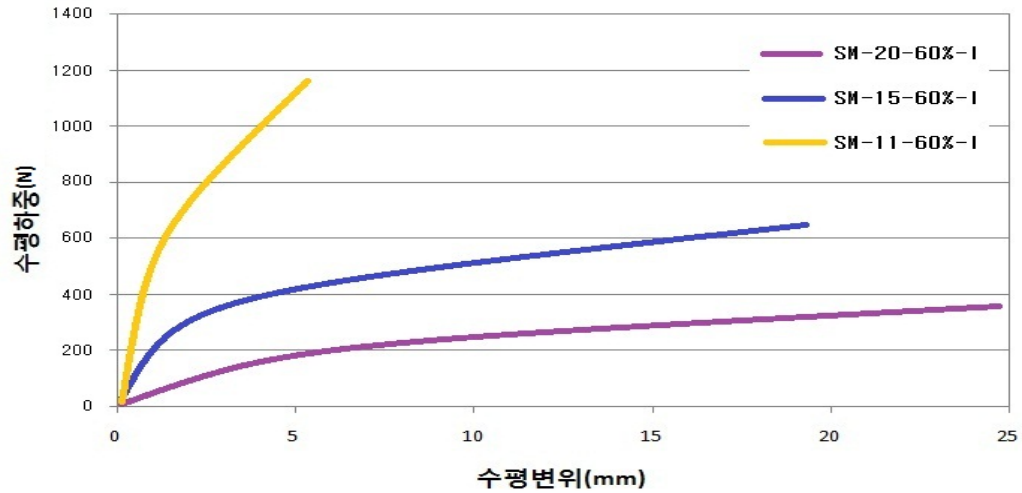


(a) 정적수평재하

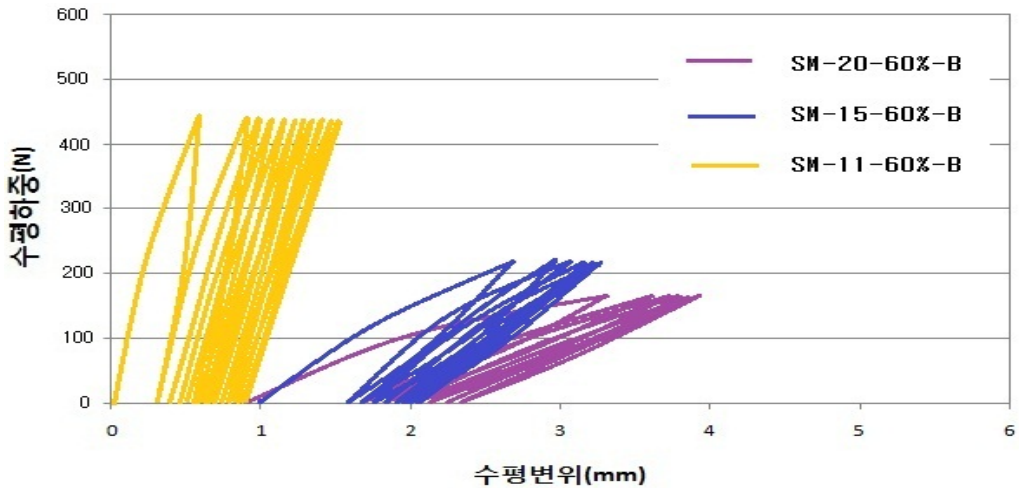


(b) 반복수평하중

그림 4.1 강관말뚝의 하중조건에 따른 수평하중 - 수평변위 곡선



(a) 정적수평재하



(b) 반복수평하중

그림 4.2 강관+모르타르 말뚝의 하중조건에 따른 수평하중 - 수평변위 곡선

4.3 말뚝의 변위형태

그림 4.3과 그림 4.4는 단일말뚝에 있어서 상대밀도가 60%인 지반조건에 정적 수평재하 및 반복수평하중이 작용할 때 변위형태의 모습을 강관말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)별로 나타낸 것이다. 하중은 정적 수평재하시험과 $0.4H_{u,s}$ 의 반복수평하중을 한

방향으로 10회 재하하는 방법으로 수행했다. 실내실험의 계획은 표 4.3에 나타내었다.

표 4.3 말뚝의 변위 실내실험의 계획

말뚝 구분	비 (L/D)	지반조건	하중조건	실험종류의 표시 기호
강관	20	Dr = 60%	반복수평하중 = B 정적수평 재하 = I	S-20-60%-B(I)
	15	Dr = 60%		S-15-60%-B(I)
	11	Dr = 60%		S-11-60%-B(I)

그림 4.3과 그림 4.4에서 보는 바와 같이 말뚝길이에 대한 변위양상은 말뚝에 부착한 변위계로부터 측정되는 말뚝의 변형율을 측정한 값이다. 말뚝의 하부에서부터 50mm지점, 200mm지점, 350mm지점, 500mm지점, 700mm지점, 950mm지점에 변위계를 설치하였다. 모래층 하부에서 하중 - 변위 관계는 거의 수직에 가까운 양상을 나타냈고, 모래층 상부로 갈수록 변위가 크게 발생하여 하중 - 변위 곡선의 기울기가 완만해 지는 것을 알 수 있다.

정적수평수평재하시험 조건에서 S-11-60%-I 실험의 경우 S-20-60%-I, S-15-60%-I 실험과는 달리 모래층 하부의 변위가 (-)인 것으로 확인된다. 이는 모형 말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)가 11인 모형말뚝은 Broms(1964)의 사질토의 지반에서 짧은 말뚝의 변위 형태와 같은 양상을 보이고 모형말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)가 15, 20인 모형말뚝은 Broms(1964)의 사질토의 지반에서 긴 말뚝의 변위 형태와 같은 양상을 보인다. 그러므로 정적 수평재하시험 조건에서 S-11-60%-I 실험의 경우 말뚝길이의 200mm 지점이 회전중심이고 S-20-60%-I, S-15-60%-I 실험의 경우 말뚝길이의 1/3지점이 소성흔지인 것으로 판단된다.

반복수평하중 시험 조건에서 S-20-60%-B 실험과 S-15-60%-B 실험 경우 지반속에 근 입되어 있는 말뚝의 변위를 비교 했을 때 모형말뚝의 말뚝 직경에 대한 길이의 비(L/D)가 20인 강관말뚝이 모형말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)가 15인 강관말뚝보다 변위가 작게 나타났다. 이는 모형말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)가 클수록 반복재하에 따른 전 면부 지반의 다짐도가 증가하고 그에 따라 수평 변위가 작아지는 것으로 판단된다.

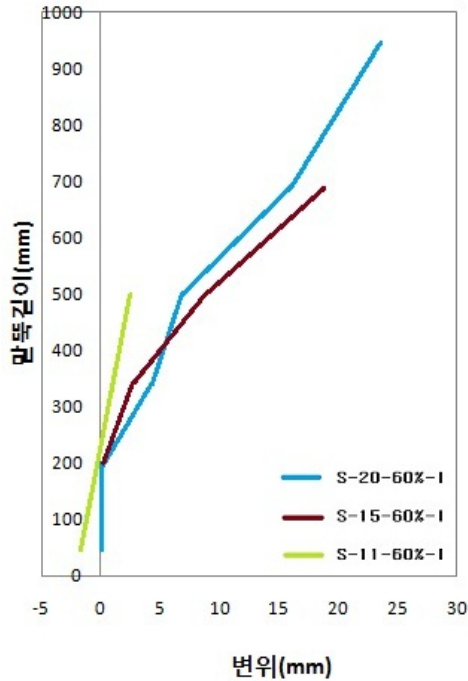


그림 4.3 정적수평재하시험 조건에서 변위 양상

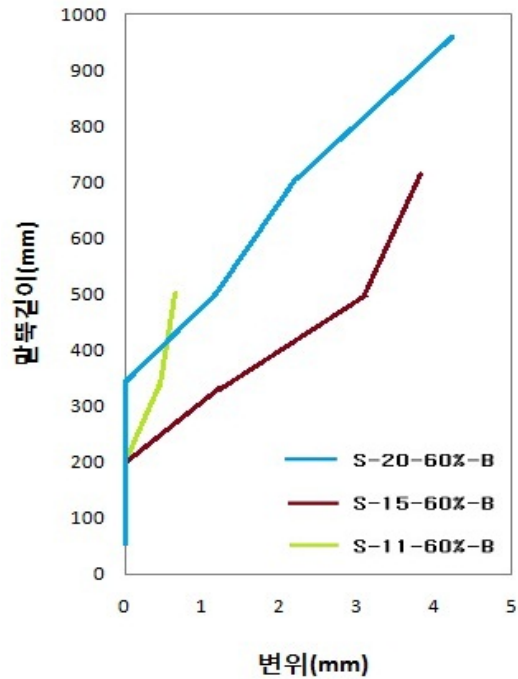


그림 4.4 반복수평하중시험 조건에서 변위 양상

4.4 수평하중을 받는 말뚝의 극한수평지지력

말뚝의 극한수평지지력은 말뚝두부의 수평변위나 회전각에 의해 정의되거나 재하시험에서 얻어진 수평하중-수평변위 곡선에 도식적인 방법을 적용해서 결정한다. Meyerhof 등(1972)은 수평하중-수평변위 곡선에서 전반부의 비선형 곡선 이후에 나타나는 직선부의 시작점에 해당하는 하중을 극한 수평지지력으로 정의하였다.

Davidson 등(1972)은 말뚝의 두부가 2° 회전했을 때 말뚝에 가해지는 하중을 극한수평지지력으로 간주하였다. 또한 Lee 등(2010)은 모형말뚝시험의 결과를 이용하여 Meyerhof 등(1972)과 Davidson 등(1972)의 방법에 의해 결정되는 극한수평지지력이 큰 차이가 없는 것으로 보고되었다. 따라서 본 연구에서는 시험말뚝의 극한수평지지력을 결정하기 위해서 정적수평재하 및 반복수평재하시험의 결과에 Meyerhof 등(1972)의 방법을 적용하였다.

4.4.1 상대밀도의 영향

그림 4.5과 그림 4.6는 단일말뚝에 있어서 정적 수평재하 및 반복수평하중이 작용할 때 상대밀도에 따른 극한수평지지력의 관계를 모형말뚝의 종류별로 나타낸 것이다. 수평변위는 말뚝 두부에서의 변위에 대하여 분석하였다. 모형말뚝의 말뚝직경에 대한 길이의 비(L/D)을 15로 갖고 상대밀도를 30%, 60%, 90% 3가지로 변화시켜 실내실험을 실시하였다. 실내실험의 계획은 표 4.4에 나타내었다.

표 4.4 상대밀도에 따른 극한수평지지력 실내실험의 계획

말뚝 구분	비 (L/D)	지반조건	하중조건	실험종류의 표시 기호
강관	15	Dr = 30%	반복수평하중 = B 정적수평재하 = I	S-15-30%-B(I)
	15	Dr = 60%		S-15-60%-B(I)
	15	Dr = 90%		S-15-90%-B(I)
강관 + 모르타르	15	Dr = 30%	반복수평하중 = B 정적수평재하 = I	SM-15-30%-B(I)
	15	Dr = 60%		SM-15-60%-B(I)
	15	Dr = 90%		SM-15-90%-B(I)

그림 4.5과 그림 4.6에서 실험결과에 따르면 지반의 상대밀도가 Dr=30%, 60%, 90%로 증가할 때 강관말뚝의 경우 정적극한수평지지력 $H_{u,s}$ 는 207.76N, 565.85N, 763.42N으로 증가하였고 0.4 $H_{u,s}$ 의 반복수평하중을 10회 작용시켰을 때 말뚝의 반복극한수평지지력 $H_{u,s}$ 는 83.5N, 227.36N, 335.65N으로 측정되었다.

강관+모르타르 말뚝의 경우 정적극한수평지지력 $H_{u,s}$ 는 241.08N, 612.11N, 879.06N으로 증가하였고 0.4 $H_{u,s}$ 의 반복수평하중을 10회 작용시켰을 때 말뚝의 반복극한수평지지력 $H_{u,s}$ 는 96.33N, 244.61N, 368.09N으로 측정되었다.

즉, 정적극한 수평지지력이 작용할 때 극한수평지지력의 증가율과 $0.4H_{u,s}$ 크기의 수평하중이 반복해서 10회 작용할때 말뚝의 극한수평지지력 증가율이 각각 약 271%, 141%로 점점 감소하였고, 지반이 조밀할수록 반복수평하중에 의한 말뚝의 극한수평지지력이 줄어드는 것으로 나타났다.

이러한 실험결과는 사질토 지반이 느슨할수록 반복수평하중에 의한 지반반력 계수의 감소정도가 커진다는 Broms(1964)와 Long과 Vanneste(1994)의 연구결과와도 일치하였다. 실내실험의 결과는 표 4.5에 나타내었다.

표 4.5 상대밀도에 따른 극한수평지지력 실내실험의 결과

말뚝 구분	지반의 상대밀도(%)	극한수평지지력(N)	
		정적재하	반복재하
강관	30	207.76	83.5
	60	565.85	227.36
	90	763.42	335.65
강관 + 모르타르	30	241.08	96.33
	60	612.11	244.61
	90	879.06	368.09

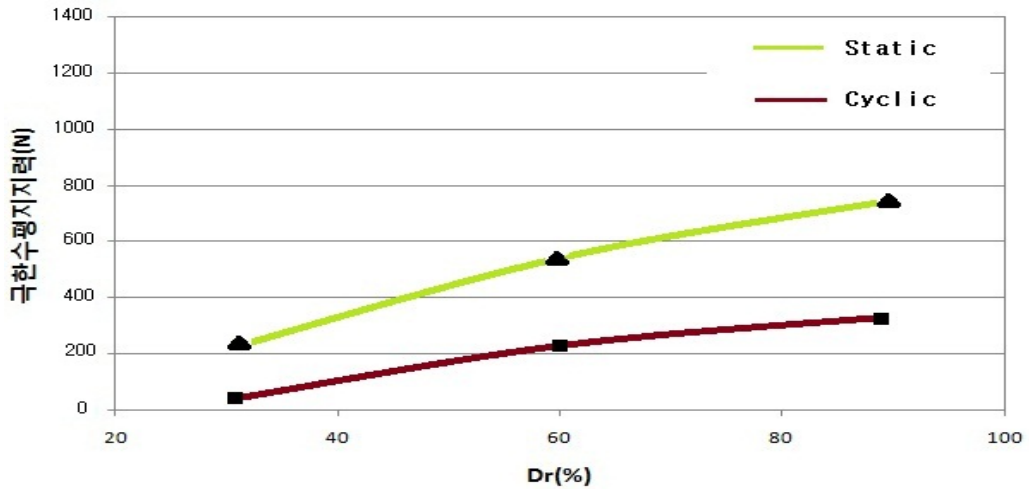


그림 4.5 상대밀도에 따른 강관말뚝의 극한수평지지력 변화

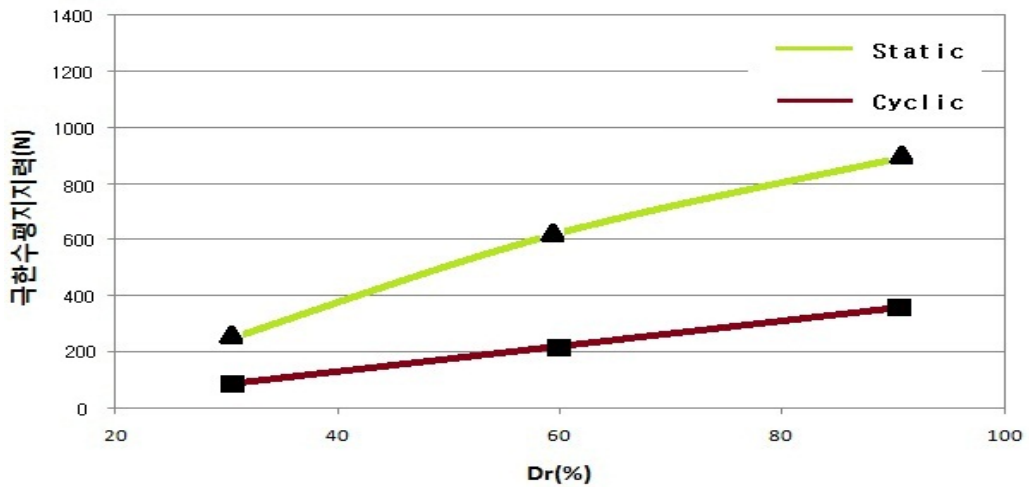


그림 4.6 상대밀도에 따른 강관+모르타르 말뚝의 극한수평지지력 변화

4.4.2 상대수평하중의 영향

그림 4.7은 상대밀도가 $Dr=90\%$ 인 모형지반에 타입된 강관말뚝의 두부에 동일 조건에서 측정된 정적극한수평지지력의 0.2, 0.4, 0.6배에 해당하는 수평하중을 10회 반복재하했을 때 말뚝의 반복극한수평지지력 변화를 나타낸 것이다. 실내실험의 계획은 표 4.6에 나타나 있다.

표 4.6 상대수평하중에 따른 극한수평지지력 실내실험의 계획

말뚝 구분	비 (L/D)	지반 조건	하중조건	상대수평하중 ($H/H_{u,s}$)	실험종류의 표시 기호
강관	15	Dr = 90%	반복수평하중 = B 정적수평 재하 = I	0.2	S-15-90%-B(I)
				0.4	
				0.6	

그래프에 나타나 있듯이 말뚝에 재하되는 수평하중의 크기를 동일 조건에 설치된 말뚝의 정적극한수평지지력으로 규준화한 값으로 정의되는 상대수평하중($H/H_{u,s}$)의 크기가 커질수록 말뚝의 반복극한수평지지력이 조금씩 증가하는 것으로 나타났다.

이러한 실험결과를 통해서 말뚝에 작용하는 반복수평하중의 크기가 커지면 반복재하에 의한 영구변위 증가와 그로 인한 지지력 감소보다 반복재하에 따른 전면부 지반의 다짐도 증가와 그에 따른 수평지지력 증대효과가 더 커짐을 알 수 있다.

상대수평하중은 식 (4.1)과 같다.

$$\text{상대수평하중}(H/H_{u,s}) = \frac{\text{반복수평하중 크기}}{\text{정적극한수평 지지력}} \quad (4.1)$$

여기서, H : 반복수평하중 크기
 $H_{u,s}$: 정적극한수평지지력

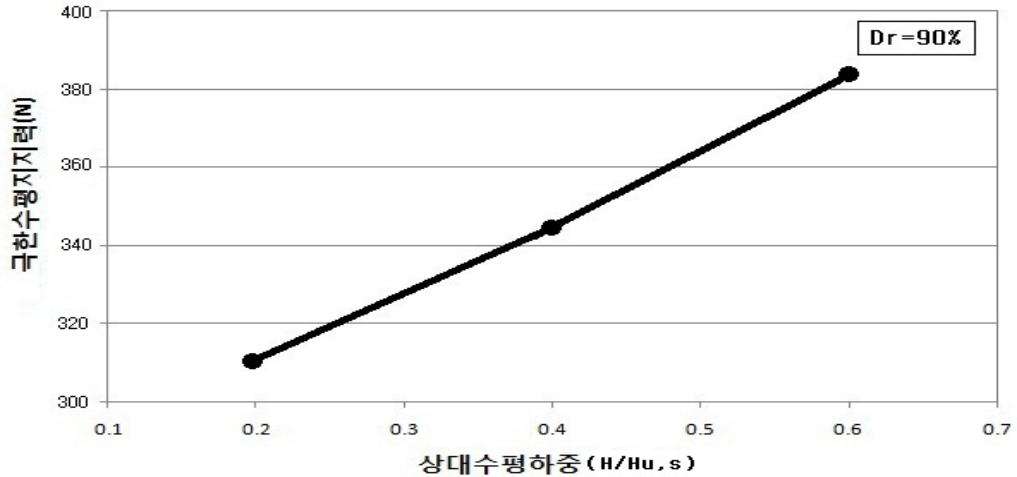


그림 4.7 강관말뚝에 작용하는 상대수평하중의 크기에 따른 반복극한수평지지력의 변화

4.5 말뚝에 발생하는 휨모멘트

수평하중을 받는 말뚝의 경우 극한수평지지력과 함께 수평하중으로 인해 말뚝에 유발되는 휨모멘트도 중요한 설계요소로 취급된다. 수평하중에 의해 말뚝에서 발생하는 휨모멘트는 말뚝에 부착한 변위계로부터 측정되는 말뚝의 변위를 이용해서 계산할 수 있다. 일반적으로 휨모멘트는 백규호(2010)와 김홍택(2012)과 같이 말뚝에 변형률 게이지(Strain Gauge)를 설치하여 식 (4.2)를 이용하여 휨모멘트를 산정하였다. 하지만 본 실험에서는 하중에 따른 말뚝 각 지점의 변위양상과 그에 따른 극한수평지지력변화와 상대수평하중과 같이 말뚝의 재질과 하중조건 변화에 대한 하중-변위 곡선 관계에 대해 연구하였다. 그러므로 여건상 말뚝에 변형률 게이지(Strain Gauge)를 설치하지 못했다. 따라서 본 논문에서는 변형률 게이지(Strain Gauge) 대신 말뚝에 각각 설치된 와이어의 변위를 가지고 말뚝의 변형률을 산정하여 말뚝에 발생하는 휨모멘트를 나타내었다. 말뚝에 수평하중이 재하되는 동안과 말뚝이 극한상태에 도달했을 때 말뚝에 발생하는 휨모멘트를 식 (4.3)를 이용하여 산정함으로써 지반조건과 수평하중의 작용방향에 따른 휨모멘트 특성을 비교·분석 하였다.

$$\sigma = \frac{M}{I} y = E \times \epsilon \quad (4.2)$$

여기서, σ : 수평하중에 의해 말뚝에 유발된 휨응력(= $E \times \epsilon$)
 M : 말뚝에 발생하는 휨모멘트
 I 와 E : 말뚝의 단면 2차 모멘트와 탄성계수
 y : 말뚝의 중심부로부터 스트레인게이지가 설치된 지점까지의 거리
 ϵ : 스트레인게이지에 의해 측정된 말뚝의 변형율

$$\sigma = \frac{M_i}{I} y = E \times \epsilon_i = E \times \frac{\Delta l}{l} \quad (4.3)$$

여기서, σ : 수평하중에 의해 말뚝에 유발된 휨응력(= $E \times \epsilon$)
 M_i : i번째 변위계가 설치된 지점에 작용하는 모멘트
 I 와 E : 시험말뚝의 단면 2차 모멘트와 탄성계수
 y : 말뚝의 중심부로부터 변위계가 설치된 지점까지의 수평거리
 ϵ_i : i번째 지점의 말뚝의 변형율(l : 말뚝의 직경, Δl : 말뚝의 변위량)

4.5.1 상대밀도에 따른 변화

그림 4.8은 상대밀도가 30%, 60%, 90%인 모형지반에 설치된 강관말뚝에 반복수평하중을 가하지 않고 정적 수평재하를 수행했을 때 극한상태에서 말뚝에 발생한 휨모멘트 분포를 나타낸 것이다. 실내실험의 계획은 표 4.7에 나타나 있다.

표 4.7 상대밀도에 따른 휨모멘트 실내실험의 계획

말뚝 구분	비 (L/D)	지반조건	하중조건	실험종류의 표시 기호
강관	15	Dr = 30%	정적수평 재하 = I	S-15-30%-I
	15	Dr = 60%		S-15-60%-I
	15	Dr = 90%		S-15-90%-I

그림 4.8에서 보듯이 휨모멘트의 분포형상은 지반의 상대밀도에 상관없이 유사한 형태를 보였으며, 최대 휨모멘트는 지표면으로부터 170mm지점에서 발생하는 것으로 나타났다. 이러한 실험결과는 말뚝의 근입깊이의 1/3지점에서 최대휨모멘트가 발생한다는 El Naggar와 Wei(1999)의 연구결과와 일치한다.

지반의 상대밀도 Dr=30%, 60%, 90%일 때 말뚝에서 발생하는 최대 휨모멘트는 각각 124.66N·mm, 339.47N·mm, 458.05N·mm로 나타났다. 따라서 지반의 상대밀도가 클수록 극한수평지지력이 크기 때문에 모형말뚝에 발생하는 최대 휨모멘트가 커진 것으로 판단된다. 실내실험의 결과는 표 4.8에 나타내었다.

표 4.8 상대밀도에 따른 휨모멘트 실내실험의 결과

지반의 상대밀도(%)	최대 휨모멘트(N·mm)
30	124.66
60	339.47
90	458.05

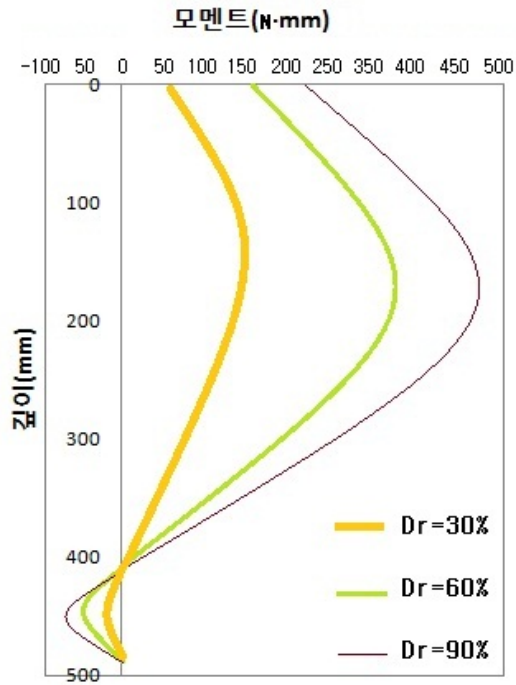


그림 4.8 정적수평재하시
극한상태에서 휨모멘트 곡선

4.5.2 수평하중의 작용방향에 의한 영향

그림 4.9은 말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)가 15인 강관말뚝에 상대밀도가 30%, 60%, 90%인 모형지반에 조성하여 정적 수평재하시험과 $0.4H_{u,s}$ 의 반복수평하중을 한 방향으로 10회 재하하는 방법으로 수행 했을 때 각각 최대 휨모멘트 값을 지반의 상대 밀도에 대해 나타낸 것이다. 실내실험의 계획은 표 4.9에 나타나 있다.

표 4.9 말뚝직경에 대한 길이의 비(L/D)에 따른 휨모멘트 실내실험의 계획

말뚝 구분	비 (L/D)	지반조건	하중조건	실험종류의 표시 기호
강관	15	Dr = 30%	반복수평하중 = B 정적수평 재하 = I	S-15-30%-B(I)
	15	Dr = 60%		S-15-60%-B(I)
	15	Dr = 90%		S-15-90%-B(I)

그림 4.9에서 보듯이 지반의 상대밀도가 증가할수록 정적수평 재하와 반복수평재하 조건에서 발생하는 최대 휨모멘트는 증가했다. 정적수평 재하시 휨모멘트는 각각 $124.66\text{N}\cdot\text{mm}$, $339.47\text{N}\cdot\text{mm}$, $458.05\text{N}\cdot\text{mm}$ 로 나타났다. 그리고 반복수평재하시 휨모멘트는 각각 $83.5\text{N}\cdot\text{mm}$, $272.83\text{N}\cdot\text{mm}$, $352.8\text{N}\cdot\text{mm}$ 로 나타났다.

상대밀도가 100%에 가까워짐에 따라 정적수평재하시 최대휨모멘트와 반복수평재하시 최대휨모멘트의 크기의 차이가 증가했다. 이는 반복수평재하시 상대밀도가 클수록 극한수평지지력이 크지만 말뚝의 변형율이 작아지기 때문으로 판단된다. 따라서 반복수평하중은 말뚝에 발생하는 휨모멘트의 크기를 약간 감소시킴을 알 수 있다. 실내실험의 결과는 표 4.10에 나타내었다.

표 4.10 말뚝직경에 대한 길이의 비(L/D)에 따른 휨모멘트 실내실험의 결과

지반의 상대밀도(%)	최대 휨모멘트(N·mm)	
	정적재하	반복재하
30	124.66	83.5
60	339.47	272.83
90	458.05	352.8

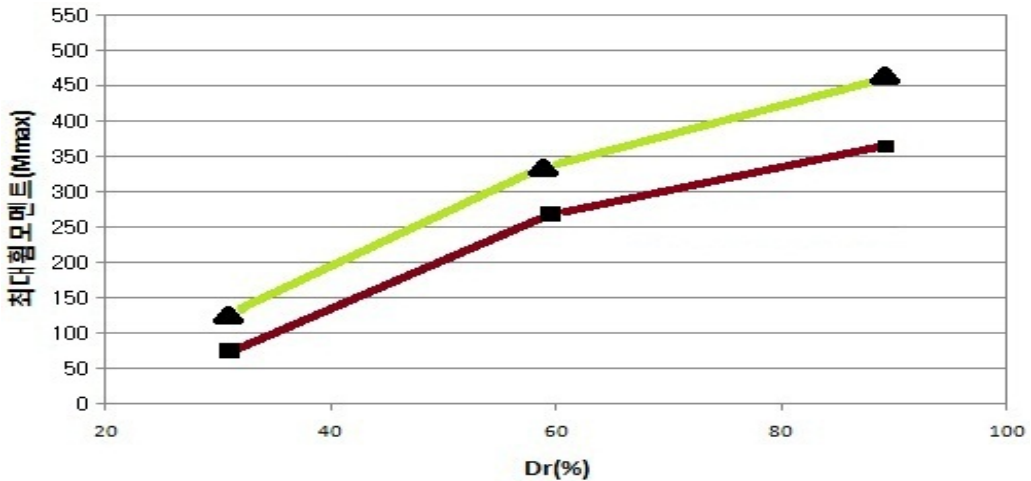


그림 4.9 지반의 상대밀도별 극한상태에서 하중조건에 따른 강관말뚝의 최대 휨모멘트

4.6 말뚝의 p-y 곡선

말뚝의 변위가 커지면 지반반력이 항복치에 도달하게 되므로 이러한 지반에서의 말뚝변위와 지반반력 사이의 일반적인 관계는 비선형성을 보이게 된다. 지반에 타설된 말뚝이 수평방향의 하중을 받을 때 일정깊이에서 하중-변위관계를 p-y곡선을 통해 나타낼 수 있다. 따라서 본 논문에서는 모형말뚝의 재질과 하중조건에 따라 실험에서 산정된 p-y곡선과 지반해석 프로그램 L-pile(Ensoft, Inc., 2006)을 사용하여 도출된 p-y 곡선을 비교·분석 하였다. L-pile(Ensoft, Inc., 2006) 프로그램에서 Reese(1974)의 제

안식으로 p-y곡선을 산정하였다. 실내실험의 계획은 표 4.11에 나타나 있다. 보의 이론에 의하면 지반반력은 식 (4.4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$EI\left(\frac{d^4y}{dx^4}\right) = -p \quad (4.4)$$

여기서, y : 말뚝의 변위
 EI : 말뚝의 휨강성
 x : 깊이

또한 보의 방정식에서 다음과 같은 관계가 만족한다.

$$EI\left(\frac{d^4y}{dx^4}\right) = -\frac{d^2M}{dx^2} \quad (4.5)$$

식 (4.4)와 식 (4.5)에서 다음과 같은 관계가 만족한다.

$$\frac{d^2M}{dx^2} = p \quad (4.6)$$

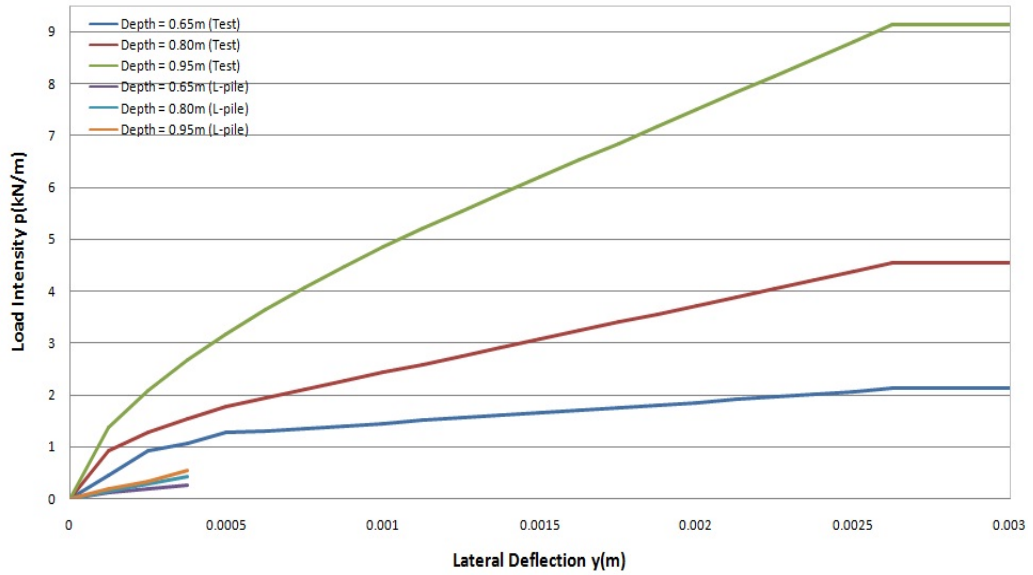
위와 같은 방법으로 임의의 깊이에서의 수평하중 p 값을 구할 수 있으며 변위계를 이용하여 변위를 직접 측정하여 p-y곡선을 구하였다.

표 4.11 말뚝재질과 하중조건에 따른 p-y곡선 해석의 계획

말뚝 구분	비 (L/D)	지반조건	하중조건	실험종류의 표시 기호
강관	15	Dr = 60%	반복수평하중 = B 정적수평재하 = I	S-15-60%-B(I)
강관 + 모르타르	15	Dr = 60%	반복수평하중 = B 정적수평재하 = I	SM-15-60%-B(I)

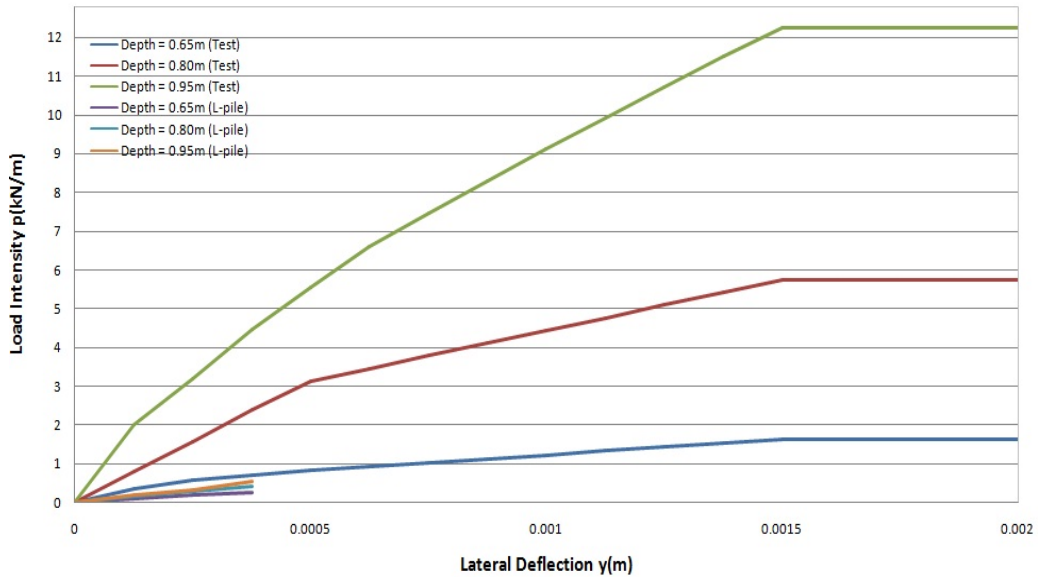
본 절에서는 L-pile(Ensoft, Inc., 2006) 프로그램에서 구한 p-y곡선이 실내실험 결과를 적절히 반영하고 있는가에 대해 알아보려고 하였다. 그림 4.10에서 보듯이 (a), (c)는 말뚝재료가 강관과 강관+모르타르이며 말뚝에 정적수평재하를 실시 한 경우의 p-y곡선이다. (b), (d)는 말뚝에 반복수평하중재하를 실시 한 경우의 p-y곡선이다. (a), (b), (c), (d)는 Reese 등(1974)이 연구한 모래의 전형적인 p-y곡선의 모습과도 일치 하였다. 실내실험 결과와 L-pile(Ensoft, Inc., 2006) 프로그램에서 구한 p-y곡선을 동일 그래프 상에 나타내어 두 경우를 비교한 결과 두 개의 p-y곡선이 큰 차이를 보였다. 이는 기존의 제안식들은 말뚝의 사용성을 고려하여 미소변위 내의 거동을 주로 다루며 말뚝의 물성치, 지반조건, 하중조건만을 입력하여 나온 데이터인 반면에 본 연구의 실내실험은 지반의 파괴시까지 실험을 수행하여 실제의 경우보다 큰 변위의 범위에서 수행을 했고 또한 지반의 다짐, 변위 측정시 와이어의 움직임 등 실험환경 여건 때문인 것으로 판단된다.

p-y Curves

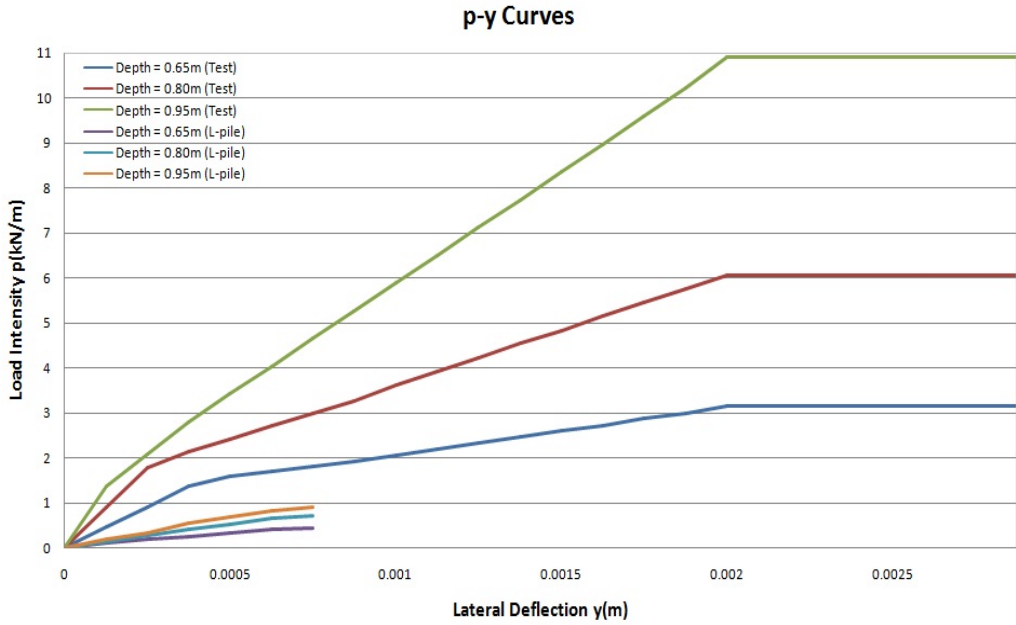


(a) S-15-60%-I

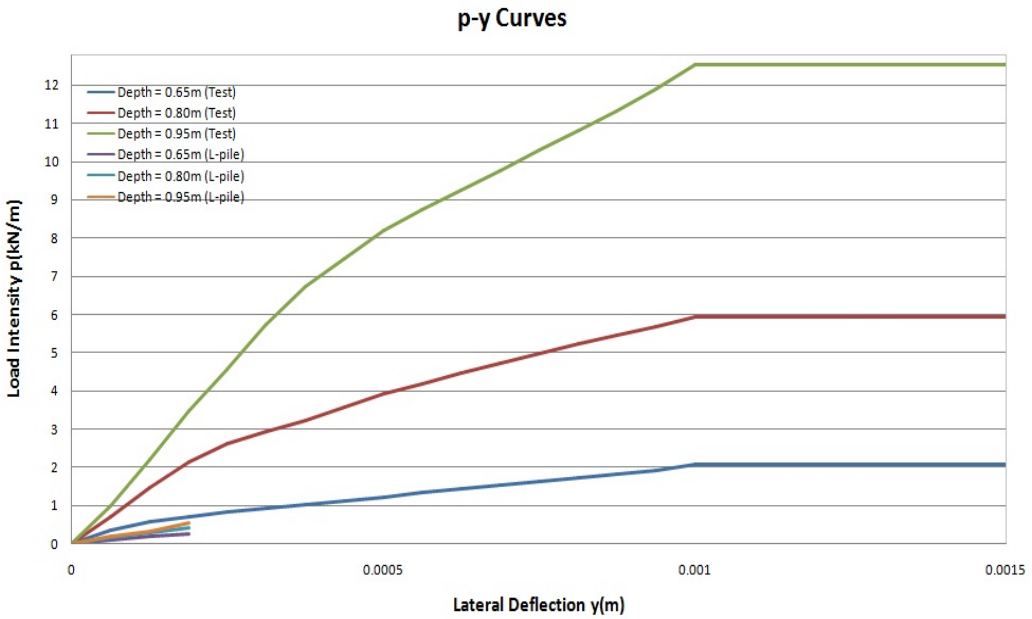
p-y Curves



(b) S-15-60%-B



(c) SM-15-60%-I



(d) SM-15-60%-B

그림 4.10 말뚝제질과 하중조건에 따른 p-y곡선 해석

제5장 결 론

본 연구는 수평하중을 받는 단일말뚝에 대한 거동 특성을 파악하기 위하여 사질토 지반에서 말뚝기초의 거동에 영향을 미칠 수 있는 여러 가지 요소인 모형말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D), 지반조건, 하중조건, 말뚝의 재질 등을 변화시켜가면서 모형토조를 이용한 모형말뚝 수평재하실험을 실시하였으며 실내실험을 통해서 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 모형말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)이 11, 15, 20로 증가 할 경우 하중 - 변위 곡선은 그래프 기울기가 완만하고 하중에 따른 변위는 약 4배~5배로 증가하는 것으로 나타났다. 말뚝길이가 증가함에 따라 지지력이 감소하고 수평저항력은 3배~5배 감소하는 경향을 보였다. 말뚝에 반복수평하중을 작용시켰을 때 수평하중의 반복횟수가 증가함에 따라 말뚝의 두부에서 발생하는 누적 수평변위는 증가하는 경향을 나타냈다. 그러나 말뚝에 하중이 반복적으로 작용할 때 지반이 다짐효과를 받아 지반의 강도가 증가하기 때문에 하중재하 횟수가 증가할수록 반복수평하중 1회당 발생하는 말뚝의 수평변위량은 감소하였다. 그리고 강관 + 모르타르 말뚝이 강관 말뚝보다 하중-변위 곡선 경사가 급하고 수평 변위량이 작아지는 경향을 알 수 있다.
2. 모래층 하부에서 하중 - 변위 관계는 거의 수직에 가까운 양상을 나타냈고, 모래층 상부로 갈수록 변위가 크게 발생하여 하중 - 변위 곡선의 기울기가 완만해 지는 것을 알 수 있다. 모형말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)가 클수록 반복재하에 따른 전면부 지반의 다짐도가 증가하고 그에 따라 수평 변위가 작아지는 것으로 판단된다.
3. 정적극한수평지지력이 작용할 때 극한수평지지력의 증가율과 $0.4H_{u,s}$ 크기의 수평하중이 반복해서 10회 작용할때 말뚝의 극한수평지지력 증가율이 각각 약 271%, 141%로 점점 감소하였고, 지반이 조밀할수록 반복수평하중에 의한 말뚝의 극한수평지지력 줄어드는 것으로 나타났다.
4. 휨모멘트의 분포형상은 지반의 상대밀도에 상관없이 유사한 형태를 보였으며, 최대

휨모멘트는 지표면으로부터 170mm지점에서 발생하는 것으로 나타났다.
이는 말뚝의 근입깊이의 1/3지점에 해당한다.

5. 지반의 상대밀도가 증가할수록 정적수평 재하와 반복수평재하 조건에서 발생하는 최대 휨모멘트는 증가했다. 상대밀도가 100%에 가까워짐에 따라 정적수평 재하시 최대휨모멘트와 반복수평재하시 최대휨모멘트의 크기의 차이가 증가했다.
6. 근입깊이가 일정하고 말뚝의 직경에 대한 길이의 비(L/D)의 종류가 다른 수평재하 실험을 통해 하중 작용 위치에 따른 실험 결과의 내용을 참고하여 풍력의 작용위치에 따라 말뚝의 거동 특성을 확인 할 수 있었다. 이 연구 결과를 활용하여 풍력 기초 기술의 경쟁력을 확보하고 관련 산업에 응용하여 고유가 시대에서의 경제성 있는 대체에너지 확보에 도움이 될 수 있을 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. 권오균, 박중운, 김진복, 임동현(2012), “모형실험에 의한 무리 콘크리트 말뚝의 수평거동 특성”, 한국지반공학회논문집, 제13권 8호, pp.57-64.
2. 김영준(2011), “모래지반에서 말뚝설치방법이 반복수평하중을 받는 말뚝의 수평거동에 미치는 영향”, 관동대학교 대학원 석사학위논문, pp.1-10, 12-13, 17-19, 42
3. 김준석(1998), “말뚝기초의 설계법과 해설”, 과학기술
4. 김홍택, 한연진, 김홍락(2012), “실내모형실험과 변형을 썬기모형을 이용한 수평하중을 받는 말뚝의 거동 특성에 관한 연구”, 한국지반환경공학회 논문집, 제13권 2호, pp.10-112.
5. 백규호(2010), “모래지반에서 반복수평하중을 받는 항타 말뚝의 수평거동”, 한국지반공학회논문집, 제26권 12호, pp.41-50.
6. 이건주(2013), “모래지반에서 반복수평하중을 받는 항타말뚝의 수평지지력 산정”. 관동대학교 대학원 석사학위논문, pp.5-6, 26.
7. 이경동(2004), “단말뚝의 수평지지력에 대한 실험적 연구”, 계명대학교 석사학위논문, pp.1-2.
8. 이승연(2012), “CPT결과를 이용한 항타말뚝의 수평지지력 평가”, 관동대학교 대학원 석사학위논문, pp.1-3.
9. 이인, 최영균, 김홍락, 권오순, 윤희정(2013), “서남해안 해상풍력단지 말뚝의 직경에 따른 횡방향 거동”, 한국지반환경공학회논문집, 제14권 5호, pp.23-32.
10. 이춘석(2002), “토질 및 기초공학 이론과 실무”, 예문사
11. 조천환(2007), “매입말뚝공법”, 이엔지북
12. 한국지반공학회(2002), “깊은기초(지반공학시리즈 4 개정판)”, 구미서관
13. 한국지반공학회(2009), “구조물 기초설계기준 해설”, 구미서관
14. 한대환(2007), “모형실험을 통한 수평말뚝의 거동특성 분석”, 계명대학교 석사학위논문, pp.4-13, p.33.
15. 홍원표, 윤중만(2013), “사질토 지반에서 시멘트밀크 주입비에 따른 매입말뚝의 수평지지력”, 한국토목섬유학회논문집, 제12권 4호, pp.99-107.
16. Brinch, H. J.(1963), “Discussion : hyperbolic stress - strain response for cohesive soils”, J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 89(SM4), pp.241.242.

17. Broms, B. B.(1964), "Design of Laterally Loaded Piles", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division", ASCE, Vol.91, No.SM3, pp.79-99.
18. Broms, B. B.(1964), "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division", ASCE, Vol.90, No.SM3, pp.123-156.
19. Broms, B. B.(1964), "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division", ASCE, Vol.90, No.SM2, pp.27-63.
20. Brown, O. A., Morrison, M., and Reese, L. C.(1988), "Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.114, No.11, pp.1261-1276.
21. Chang, Y. L.(1937), "Lateral Pile-Loading Tests", Trans, ASCE, Vol.91, pp.272-278.
22. Cuellar, V.P.(2011), "Pile Foundation For Offshore Wind Turbines:Numerical and Experimental Investigation on the Behavior under Short-Term and Long-Term Cyclic Loading", Master's Thesis
23. Davission, M. T.(1972), "High Capacity piles", In Proceedings, Soil Mechanics Lecture Series on Innovation in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section Chicago, IL, pp.81-112.
24. El Naggar, M. H. and Wei, J. Q. (1999), "Axial Capacity of Tapered Piles Established from Model Tests", Canadian Geotech.J., Vol.36, No.6, pp.1185-1194.
25. Gadre, A., Dobry, R.(1998), "Lateral Response of Square Embedded Foundation in Dry Sand", Proceeding of the International Conference Centrifigu 98, Vol.1, Balkema, pp.465-470.
26. Lee, J. H., Kim, M. K., Kyung, D. H.(2010), "Estimation of lateral load capacity of rigid short piles in sands using CPT results". J. of Geoenviron. and Geotech., ASCE, Vol.136, No.1, pp.48-56.
27. Lin, S. S., Liao, J. C.(1999), "Permanent Strains of Piles in Sand due to Cyclic Lateral Loads", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.125, No.9, pp.798-802.
28. Long, J. H., Vanneste, G.(1994). "Effects of cyclic Lateral loads on piles in

- sand", J. of Geotech. ENgrg., Vol.120.No.1,pp.225-244.
29. Matlock, H., Reese, L. C.(1960), "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division", ASCE, Vol.86, No.SM5, pp.63-91.
 30. Matlock, H.(1970), "Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", Preceeding Offshore Technology Conference, Houston, Pater OTC 1204
 31. Meyerhof, G. G. and Ranjanm G.(1972), "The bearing capacity of rigid piles under inclinedloads in sand; vertical piles', Canadian Geotech.J., Vol.9, pp.430-446.
 32. Michale, McVay, Robert C., and Te- I Shang(1995), "Lateral Response of Three-Row Groups in Loose to Dense Sand at 3D and 5D Pile Spacing", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.121, No.5, pp.436-441.
 33. Poulos, H. G.(1971), "Behavior of Laterally Loaded Piles : II -Pile Groups", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division", ASCE, Vol.97, No.SM5, pp.733-751.
 34. Randolph, M. F.(1981), "The response of flexible piles to lateral loading", Geotechnique, Vol.31, No.2, pp.247-259.
 35. Reese, L. C., Cox W. R. and Koop F. D.(1974), "Analysis of laterally loaded piles in sand", 6th Offshore Technology Conference, Vol.2, Houston, pp.473-483.
 36. Rollins, K. M., Olsen, R. J., Egbert, J. J., Jensen, D. H., Olsen, K. G., and Gattett, B. H.(2006), "Pile spacing effects on lateral pile group behavior : load tests.", J. of Geotech, and Geoenviron. Engrg., Vol.132, No.10, pp.1262-1271.
 37. rosqueot, F., Thorel, L., GARNIER, J., and Canepa, Y.(2007), "Lateral Cyclic Loading of Sand-Installed Piles", Soils and Foundations, Vol.47, No.5, pp.821-832.
 38. Shintaro Yao and Toyoaki Nogami(1994), "Lateral Cyclic Response of Pile in Viscoelastic Winkler Subgrade", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.120, No.4, pp.758-775.
 39. Terzaghi, K.(1955), "Evaluation of coefficient of subgrade reaction", Geotechnique, 5, p.297.
 40. Winkler, E(1987), "Die Lehre von Elastisitat und Festigkit", Prague, p.198.

감사의 글

대학교 4학년까지의 과정을 모두 마치고 대학원 석사과정이라는 또 다른 시작에 설레는 마음과 기대감 그리고 책임감을 갖고 대학원 생활을 시작한지 어느덧 2년의 시간이 지나 돌아보니 아쉬움과 후회가 남는 것은 아직 제가 많이 부족하다는 것을 느끼게 해주고 있습니다. 지나온 대학원 생활을 되짚어보면 한마디로 희노애락 이었습니다. 함께 고생하고 힘들었지만 동료들이 있었기에 많은 추억을 갖고 갑니다. 주위 많은 분들의 아낌없는 조언과 격려를 통해 많이 배우고 느끼며 이렇게 무사히 대학원 학업을 마치게 되었습니다.

이 같은 결실을 맺을 수 있도록 학업의 길을 이끌어 주시고 아낌없는 세심한 지도와 따뜻한 격려로 오늘에 이르기까지 많은 가르침과 깨달음을 주신 스승님 김대현 지도교수님께 고개 숙여 진심으로 감사를 드립니다. 제가 많이 부족하여 교수님께 큰 힘이 되어드리지 못한 점은 제 가슴속에 아쉬움으로 남습니다. 교수님께 배운 가르침을 기초삼아 더욱 발전된 모습갖겠습니다.

토목 경기가 좋지 않아 취업에 더욱 열심히 공부해야 한다고 늘 걱정해주시고 격려해주시는 박길현 교수님, 전공지식에 관하여 모르는 게 있을 때 마다 찾아가서 물어볼 때 언제나 친절하게 알려주셨던 김운중 교수님, 늘 친절하시고 전공지식에 대하여 심화된 지식으로 한 단계 더 성장하게 해주신 김성홍 교수님, 어렵게 느낀 구조공부를 쉽게 열정적으로 이해하기 쉽게 강의해 주신 박정웅 교수님, 칭찬 많이 해주셔서 용기를 주시고 토목과 발전에 최선을 다하시는 이원희 교수님, 함께 재료실험을 진행하면서 많은 이야기를 나누고 많은 용기를 내게 해주셨던 박상준 교수님 모두에게 감사드립니다.

또 대학원 생활 동안에 많은 도움을 주셨던 겸임 교수님들께도 감사의 말씀을 드립니다. 연구를 하면서 몰라서 답답해 하고 힘이 들 때 많은 고민을 귀 기울여 들어주시고 많은 전공지식을 알려주셨던 김선학 교수님, 늘 저에게 따뜻한 조언을 해주신 박상범 교수님, 역학 수업때마다 늘 감동을 주셨던 양승현 교수님, 거칠지만 항상 직언을 해주시는 김영균 교수님께도 감사의 말씀을 드립니다.

대학원 생활동안 동고동락하면서 희노애락을 함께 느꼈던 선, 후배님들에게도 감사의 말씀을 전합니다. 함께 토질연구실 모임을 이끌어가면서 회장직을 맡고 계시는 임재춘 선배님, 늘 부족한 저에게 잘한다 잘한다 칭찬을 해주시고 용기를 북돋아 주시는 김현대 선배님, 언제나 희생적이시고 토질연구실에서 기쁨조 담당을 하셔서 언제나 즐거움을 주시는 인생선배 허홍균 선배님, 바쁘시지만 언제나 후배를 챙겨주시는 김문채 선배님, 힘든일 있거나 도움필요하면 주저 없이 말씀달라시던 든든한 임춘호 선배님,

연구실일에 언제나 열정적이고 저희 후배들과 가장 잘 어울려 함께 해주시는 김성현 선배님께도 깊은 감사의 말씀을 드립니다. 그리고 연구실 내에서 같이 지내며 인성에 대해 많이 배웠던 부드러운 카리스마 만형 경호형, 언제나 진심으로 따뜻한 말과 충고된 채찍질로 조언 해주신 배울점이 많은 호철이형, 멀리 있지만 마음만은 늘 함께 해주시는 광기형, 정말 많은 고생을 했고 추억을 만들었고 형들 생각하면 마음이 먼저 울컥해지는 정말 정이 많고 마음 따뜻한 우리 신규형, 상주형, 논문쓰면서 함께 고생 많이 한 현민이형, 묵묵히 언제나 자리에서 최선을 다하시고 후배를 많이 생각해주는 일훈이형, 언제나 가장 먼저 저를 생각해주고 어렸을 때부터 봐온 대훈이형, 석사생활 하면서 정말 많은 감동을 주고, 정말 마음 따뜻한 천사 홍욱이, 논문 준비 할 때 함께 고생해주고 말은 일에 최선을 다하는 책임감 있는 친구 민우, 많이 힘들었을 텐데 묵묵히 형이 하는 일 도와주고 감동을 준 민석이. 우리 조선대학교 토질 연구실 가족 모두에게 쓰나미 같은 감동을 받았고 감사드립니다.

함께 대학원 생활은 한 많은 힘이 된 정환이형, 대운이, 정중이, 의준이형, 성욱이, 재선에게도 감사의 말을 전합니다.

그리고 토목 각 분야에서 최선을 다하며 최선을 다하는 우리 MST 동아리 선후배님들, 내 가장 친한 친구이자 가족같은 성현이, 미루, 근영이, 용석이, 동주, 석현이형, 건욱이, 용주에게도 정말 많은 힘이 되고 제가 초심을 잃을 때 힘이 되어줘서 감사합니다.

마지막으로 우리 집에 큰아들이 학문에 전념 할수 있도록 믿어주시고 가장 힘이 된 우리 가족, 언제나 제가 하려는 일에 적극 밀어주시는 우리 아버지 어머니, 그리고 형생각뿐인 우리 동생에게 정말 감사드립니다. 사랑합니다.

제가 감사의 마음을 감히 이 종이에 몇자 올리기에는 쓸말이 너무 많습니다. 그 만큼 저는 많은 도움을 받고 발전할 수 있게 되었던 정말 행복한 사람이었다고 느껴집니다.

제가 마음속으로 늘 간직하고 있는 말이 있습니다. '불요파 불요회'. 펼쳐질 미래를 두려워 말고, 지나간 날들을 후회하지 말라는 말은 인생이란 열린 오늘 최선을 다하라는 말입니다. 오늘 하루도 후회없는 의미있는 뜻깊은 하루 보내겠습니다. 지금까지 저를 아끼고 사랑해 주신 소중한 고마운 모든 분들께 다시 한번 진심으로 감사의 말씀을 드리며, 조그마한 보답이라도 되었으면 하는 바램으로 본 논문을 바칩니다. 감사합니다.

2014년 8월
이 태 광