



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 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](#)

2018年 2月  
박사학위논문

육각형 이음부를 갖는  
회전관입말뚝의 지지력 특성

조선대학교 대학원

토목공학과

백계문

# 육각형 이음부를 갖는 회전관입말뚝의 지지력 특성

**Bearing Capacity Characteristics of Screw Rotary Pile with  
Hexagon Joints**

2018년 2월 23일

조선대학교 대학원

토목공학과

백계문

# 육각형 이음부를 갖는 회전관입말뚝의 지지력 특성

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학박사학위신청 논문으로 제출함

2017년 10월

조선대학교 대학원

토 목 공 학 과

백 계 문

## 백계문의 박사학위논문을 인준함.

위원장 조선대학교 교수 김 운 중 (인)

위 원 조선대학교 교수 박 정 응 (인)

위 원 조선대학교 교수 김 성 홍 (인)

위 원 전남대학교 교수 김 영 상 (인)

위 원 조선대학교 교수 김 대 현 (인)

2017년 12월

조선대학교 대학원

# 목 차

## ABSTRACT

제 1 장 서론 .....	1
1.1 연구배경과 목적 .....	1
1.2 연구 동향 .....	3
1.2.1 국내 연구동향 .....	4
1.2.2 국외 연구동향 .....	6
1.3 연구 내용 .....	8
제 2 장 회전관입말뚝 기본개념 .....	9
2.1 말뚝의 지지력 이론 .....	9
2.2 회전관입말뚝의 지지력 이론 .....	10
2.2.1 Individual bearing method(개별선단지지 방법) .....	11
2.2.2 Cylindrical shear method(원통형지지 방법) .....	17
2.2.3 Torque correlation method(토크력을 이용한 방법) .....	19
2.3 회전관입말뚝의 문제점 및 개선 방안 .....	21
2.3.1 회전관입말뚝의 문제점 .....	21
2.3.2 회전관입말뚝의 개선 방안 .....	23
2.4 육각형 이음부를 갖는 회전관입말뚝의 적정성 검증 .....	26
2.4.1 이음부 압축시험 .....	26
2.4.2 나선형 원판(Helix)의 압축시험 .....	32

제 3 장 현장실험 .....	43
3.1 현장실험 개요 .....	43
3.1.1 현장 시험시공 개요 .....	43
3.1.2 현장 시험시공 계획 .....	44
3.2 대상지반의 조건 .....	47
3.2.1 Site-1 정읍 .....	47
3.2.2 Site-2 부안 .....	50
3.3 현장 시험시공 전경 .....	54
3.3.1 현장 부지 정리 및 자재반입 .....	54
3.3.2 회전관입말뚝 시공 방법 .....	55
3.3.3 말뚝 시공시 확인사항 .....	58
3.4 재하시험 시험계획 .....	64
3.4.1 압축재하시험 .....	66
3.4.2 동재하시험 .....	77
3.4.3 인발재하시험 .....	91
제 4 장 현장실험 결과분석 .....	92
4.1 수직도 측정 결과분석 .....	92
4.2 소음 측정 결과분석 .....	95
4.3 재하시험 결과분석 .....	97
4.3.1 압축재하시험 결과분석 .....	97
4.3.2 동재하시험 결과분석 .....	107
4.3.3 인발재하시험 결과분석 .....	110

제 5 장 지지력 산정식 .....	117
5.1 재하시험 결과를 고려한 경험적 지지력 산정식 .....	117
5.1.1 검토개요 .....	117
5.1.2 재하시험 결과에 의한 주변마찰력 및 선단지지력 분석 .....	118
5.1.3 설계기준 분석 .....	119
5.1.4 지지력 산정식 결정 .....	122
5.2 시공중 회전토크(T)를 고려한 지지력 산정식 .....	125
5.2.1 검토개요 .....	125
5.2.2 시험시공에 의한 회전토크(T)-N의 상관관계 분석 .....	125
5.3 회전토크(T)와 극한지지력의 상관관계를 고려한 지지력 산정식 .....	130
제 6 장 결론 .....	135
참고문헌 .....	137



## 표 목 차

표 2.1	이음부 축하중 실험 결과 .....	31
표 2.2	나선형 원판의 제원 및 목표 지지하중 .....	33
표 2.3	나선형 원판의 두께 적용 문헌조사 결과 .....	36
표 2.4	나선형 원판의 제원 및 목표 지지하중 .....	37
표 2.5	나선형 원판의 축하중 실험결과 .....	42
표 3.1	Site-1 현장시험시공 계획 .....	44
표 3.2	Site-2 현장시험시공 계획 .....	45
표 3.3	Site-1 공내 지하수위 측정결과 .....	48
표 3.4	Site-1 지층 개요 .....	49
표 3.5	Site-2 공내 지하수위 측정결과 .....	51
표 3.6	Site-2 지층 개요 .....	52
표 3.7	소음 측정 .....	58
표 3.8	기존 기초 보강공법 소음레벨 .....	59
표 3.9	국내시방기준(적용안) .....	61
표 3.10	국외시방기준 .....	62
표 3.11	압축재하시험 시 재하하중단계 .....	67
표 3.12	압축재하시험에서의 안전율 .....	75
표 3.13	Damping의 대략치 .....	83
표 3.14	동재하시험의 안전율 .....	89
표 3.15	재하시험 방법에 따른 안전율 .....	90
표 4.1	수직도 측정 결과 .....	94
표 4.2	회전관입말뚝 시공 시 소음 측정 결과 .....	96
표 4.3	Site 별 압축재하시험 결과 .....	106
표 4.4	CAPWAP 분석 결과 .....	108
표 4.5	허용지지력 평가결과 .....	109
표 4.6	Site별 인발재하시험 결과 .....	116
표 5.1	압축재하시험 결과에 의한 극한지지력 .....	118

표 5.2 동재하시험 결과에 의한 주면마찰력 및 선단지지력의 비율 ..... 119  
 표 5.3 재하시험 결과를 고려한 주면마찰력 및 선단지지력의 구분 ..... 119  
 표 5.4 Perko의 지지력 산정식 ..... 120  
 표 5.5 시공법에 따른 특징 및 지지력 산정식 ..... 121  
 표 5.6 선단 및 주면마찰력의 비교 ..... 123  
 표 5.7 회전관입말뚝의 지지력 산정식 ..... 124  
 표 5.8 Site-1에서 측정한 회전토크(T)-N 측정자료 ..... 126  
 표 5.9 Site-2에서 측정한 회전토크(T)-N 측정자료 ..... 127  
 표 5.10 회전토크(T)-극한지지력( $q_u$ ) 측정자료 ..... 130  
 표 5.11 Non 그라우트 말뚝에 대한 T- $q_u$  분석결과 ..... 132  
 표 5.12 그라우트 말뚝에 대한 T- $q_u$  분석결과 ..... 133

## 그림 목 차

그림 2.1 회전관입말뚝과지지 메커니즘 .....	10
그림 2.2 지지력 계수 .....	13
그림 2.3 점토지반에서 SPT 타격 횟수와 $q_{ult}$ 의 관계 .....	13
그림 2.4 모래지반에서 SPT 타격 횟수와 $q_{ult}$ 의 관계 .....	14
그림 2.5 풍화암에서 SPT 타격 횟수와 $q_{ult}$ 의 관계 .....	15
그림 2.6 Individual bearing method를 이용한 예측 지지력과 실측 지지력 비교 .....	16
그림 2.7 Cylindrical shear method를 이용한 예측 지지력과 실측 지지력 비교 .....	18
그림 2.8 축의 직경과 지지력-토크 계수의 관계 .....	20
그림 2.9 육각형 이음부(끼워 맞춤식) .....	25
그림 2.10 압축 및 인발말뚝의 하중전달 개념도 .....	27
그림 2.11 실험체 제작 계획도면 .....	29
그림 2.12 실험체 제작 전경 .....	30
그림 2.13 이음부 축하중 실험전경 .....	30
그림 2.14 회전관입말뚝의 선단부 상세도 .....	33
그림 2.15 나선형 원판의 실험방법별 모식도 .....	34
그림 2.16 실험체 제작 계획도면 .....	38
그림 2.17 실험체 제작 전경 .....	40
그림 2.18 나선형 원판의 축하중 실험전경 .....	41
그림 3.1 현장시험시공 위치 .....	43
그림 3.2 현장시험시공 말뚝 배치 .....	46
그림 3.3 Site-1 지층 단면도 .....	50
그림 3.4 Site-2 지층 단면도 .....	53
그림 3.5 자재 반입 및 야적 .....	54
그림 3.6 회전관입장치 연결 .....	55
그림 3.7 말뚝 연결 .....	56
그림 3.8 중력그라우트 .....	57
그림 3.9 소음 측정 .....	60
그림 3.10 육각형 이음부 개발 .....	61

그림 3.11 Torque값 측정 .....	63
그림 3.12 압축재하시험 개요도 .....	68
그림 3.13 하중-침하량 관계 .....	71
그림 3.14 P - S 곡선분석법 .....	72
그림 3.15 Log P - Log S 곡선분석법 .....	73
그림 3.16 S - Log t 곡선분석법 .....	74
그림 3.17 말뚝 향타 분석기의 구성 .....	79
그림 3.18 Proportionality .....	81
그림 3.19 회전관입말뚝 모형과 상이한 모델링 분석 .....	85
그림 3.20 지지거동에 따른 모델링 분석 .....	86
그림 4.1 수직도 측정 결과 .....	93
그림 4.2 암소음 측정 결과 .....	95
그림 4.3 회전관입말뚝 시공시 소음 측정 결과 .....	96
그림 4.4 말뚝 직경 기준에 따른 지지력 분석 .....	97
그림 4.5 나선형 원관 기준에 따른 지지력 분석 .....	98
그림 4.6 1Site - #7 말뚝 압축재하시험 결과 .....	99
그림 4.7 1Site - #8 말뚝 압축재하시험 결과 .....	100
그림 4.8 1Site - #9 말뚝 압축재하시험 결과 .....	101
그림 4.9 2Site - #7 말뚝 압축재하시험 결과 .....	102
그림 4.10 2Site - #8 말뚝 압축재하시험 결과 .....	103
그림 4.11 2Site - #9 말뚝 압축재하시험 결과 .....	104
그림 4.12 1Site - #1 말뚝 인발재하시험 결과 .....	110
그림 4.13 1Site - #5 말뚝 인발재하시험 결과 .....	111
그림 4.14 1Site - #15 말뚝 인발재하시험 결과 .....	112
그림 4.15 2Site - #1 말뚝 인발재하시험 결과 .....	113
그림 4.16 2Site - #5 말뚝 인발재하시험 결과 .....	114
그림 4.17 2Site - #11 말뚝 인발재하시험 결과 .....	115
그림 5.1 회전토크(T)-N 측정자료 .....	129
그림 5.2 회전토크(T)-극한지지력( $q_u$ ) .....	131
그림 5.3 회전토크(T)-극한지지력( $q_u$ )의 상관분석 결과 .....	134

## ABSTRACT

### Bearing Capacity Characteristics of Screw Rotary Pile with Hexagon Joints

Baek, Kye Moon

Advisor : Prof. Kim, Daehyeon, Ph. D.

Department of Civil Engineering

Graduate School of Chosun University

Helical pile is a pile foundation made of hollow axial pipe with one or more helical plates attached. It is inserted into the ground rotating to obtain required bearing capacity and no noise construction is available since it does not requires hammering and drilling process.

Helical pile can be constructed only by a rotary penetrator which leads rotating penetration up to the depth required and has following advantages: 1) relatively small equipment is needed, 2) easy to control, 3) can be constructed at site with limited area including commercial area or historic site. Also, helical pile is advantageous to the existing steel pipe pile in bearing capacity per material cost since each helical plate whose diameter is bigger than hollow axial pipe where it is attached can generate end bearing capacity.

Until 19th century, bearing capacity of pile was usually estimated empirically, while ultimate bearing capacity theories were introduced by Prandtl, Terzaghi and esc after the Rankine' searh pressure theory presented in 19th century.

In this study, a model of hollow shaft was improved to have a hexagonal form, which has a unique joint, so that it was improved to be a type that does not

require welding or bolts during the compression load. In addition, two fields consisting of the most common ground were selected to perform field tests for applying it to domestic ground. Then, this author examined whether a method of predicting bearing capacity is appropriate by comparing the results of dynamic load test, static load tests and pull-out tests at field loading tests with the bearing capacity predicted by measuring torque force at the field test construction.

According to the results of field loading tests, the bearing capacity of a pile grouted was more than 600kN during the dynamic load test and static load tests by AC 358 Code, and the bearing capacity of a non grouted pile was less than 600kN. It shows that grouting should be performed for the rotary penetration pile. Moreover, the bearing capacity was predicted by considering the field load tests and the rotational torque ( $T$ ) during construction. It is considered that this should be improved by securing data through continuous field loading tests and field test construction.

# 제 1 장 서 론

## 1.1 연구배경과 목적

회전관입말뚝(Helical pile)은 한 개 이상의 나선형 원판(Helix Plate)을 중공형 축(Shaft)에 부착한 후 지반에 회전 관입시켜 지지력을 발현하게 하는 비배토 말뚝기초로서, 저소음·저진동 시공이 가능하고, 목표 심도까지 회전관입을 유도하는 회전관입기(Torque machine)에 의해 시공이 이루어지는데 이는 비교적 소형의 장비로 장비의 조작이 간단하며, 상업적으로 사용되고 있는 건물 또는 유적지 등과 같이 시공부지가 한정된 곳에서 시공이 가능하다는 장점이 있는 말뚝이다. 또한 회전관입말뚝은 중공형 축에 축보다 큰 직경을 갖는 나선형 원판이 부착되어 있으므로 각각의 나선형 원판이 선단지지력을 발휘할 수 있어(Livneh and Naggar, 2008) 기존의 강관말뚝에 비해 재료비에 대한 지지력 측면에서 큰 이점을 갖는다.

이러한 회전관입말뚝은 급속한 산업화와 경제발전으로 인한 대도시의 형성이 가속화로 인해 국내 도심지 기존 구조물의 증축 등 도심지의 과밀도 해소를 위한 건설환경 변화가 지속적으로 발생하고 있다. 준공 후 15년이 경과한 아파트에 대해 수직 증축 리모델링(Remodeling)이 허용된 2013년을 기점으로 수직증축에 따른 기초 보강에 대한 필요성도 증가하고 있는 실정이다.

수직증축에 따른 기초의 보강공사는 대부분 협소한 공간에서의 작업이 진행되는 경우가 많은 관계로 사용장비가 제한되며, 기존 구조물 형태를 고려해야하는 등 일반적인 기초의 설계 및 시공 조건과는 차이를 보인다. 또한 600.0kN/EA 이하의 개소당 지지력을 요구하는 구조물이나, 대형장비의 운영이 어려운 조건에서도 소형장비의 운영을 통한 소구경 말뚝을 적용한 합리적인 설계 및 시공이 가능하다. 그러므로 소형장비를 사용하여 시공이 가능한 소구경 말뚝 형태의 기초보강방법의 적용이 주로 검토되어지고, 기성제품을 사용하여 시공 중에 품질관리 및 시공 완료 후 성능평가 방법 또한 그라우팅 공법 등에 비해 용이하다는 장점이 있다(이중범, 2017).

이와 같은 다양한 장점으로 인하여 미국 및 유럽에서는 회전관입말뚝을 오래전부터 다양한 현장에서 이용해왔다. 하지만 국내에는 회전관입말뚝의 장점이 충분히 소개되지 않았고, 다만 회전관입말뚝과 형상이 유사한 스크류 앵커 파일에 관한 연구(유충식, 2012), 현장 시공된 회전관입말뚝의 지지력에 관하여 기존의 지지력 예측 공식과 비교

분석한 사례 등이 있다(하태성 등, 2013). 이러한 회전관입말뚝은 대부분 정형화된 형상을 가지고 있으며, 중공형의 직경, 나선형 직경에 따른 지지력에 대한 연구가 진행되어 왔다. 그러나 이러한 회전관입말뚝은 대부분 시공방식을 단순화하기 위해 볼트(Bolt) 및 현장 용접방식을 취하고 있으나, 말뚝의 시공 시 수직도의 불량, 회전관입 중 볼트 파손에 따른 작업자의 안전 문제, 현장 용접에 의한 용접사 인건비와 용접공 중 추가에 의한 공사기간의 증가, 별도의 용접부 품질관리가 필요한 문제점 등이 대두되고 있으므로 이를 극복할 수 있는 새로운 방식의 이음부의 적용이 필요하다고 판단되었다.

일반적으로 회전관입말뚝의 지지력은 점토지반에서 200.0~500.0kN, 모래지반에서 500.0~1,000.0kN, 암반에서 최대 1,800.0kN까지 발휘할 수 있으며(Perko, 2009), 현재 회전관입말뚝의 지지력 예측은 기존 Terzaghi(1943)의 산정식이나 Meyerhof(1951)의 산정식을 사용하고 있다. 하지만 회전관입말뚝은 기존 말뚝과는 상이한 형상이므로 기존의 산정식에 대하여 높은 신뢰도를 기대할 수 없으며, 기존 산정식을 그대로 사용하기 위해서는 국내 지반에서 시공된 회전관입말뚝의 지지력에 대한 검토가 필요하다(이종원, 2014). 또한 미국에서 개발된 회전관입말뚝의 공법이 국내 적용성에 대한 검토 없이 무분별하게 적용되어 왔고, 미국 산정식에 근거한 설계로 국내 지반의 특성에 대한 반영이 미흡한 실정이므로 지반조건과 재하시험결과 등을 반영한 체계적인 연구로 국내 지반 특성을 고려한 설계법이 필요한 실정이다.

따라서 본 연구에서는 중공형 축의 모형을 육각형 이음부로 압연하여 압축재하 시 별도의 용접이나 볼트가 필요 없는 끼워 맞춤식으로 개선하였으며, 그에 따른 국내 지반에 적용하기 위해 가장 일반적인 지반(퇴적토, 풍화토, 풍화암, 연암)으로 구성된 현장 Site 2곳을 선택하여 현장시험시공 및 재하시험을 수행하였다. 현장재하시험 시 압축, 동재하시험 및 인발재하시험의 결과와 현장시험시공 중 회전력(Torque)을 측정하여 예측한 지지력을 비교분석함으로써 지지력 예측방법에 대한 적정성을 검토하고자 하였다.



## 1.2 연구 동향

말뚝은 재료에 따라 강말뚝, 콘크리트말뚝으로 구분할 수 있으며, 시공방법에 따라 타입, 매입, 현장타설공법 등에 의해 시공한다. 국내에서 사용되는 말뚝기초는 직경 350mm이상의 강관 또는 PHC말뚝, 직경 800mm 이상의 현장타설말뚝이 주를 이루고 있다. 그러나 설계조건 및 현장여건 상 이러한 말뚝이 시공이 어려운 경우 전통적으로 강소말뚝(Small strong pile)인 마이크로파일(Micro pile)이 사용되어 왔다(조천환과 김정환, 2013).

최근 리모델링, 보수보강, 간접시공 등 토목건축 구조물 현장 등에서 공기, 비용, 소음 및 진동, 천공으로 인한 비산먼지 발생, 환경성 등의 이유로 마이크로파일의 시공이 곤란함에 따라 대안공법이 필요하지만 찾기가 어려운 경우가 발생되고 있다. 따라서 이러한 경우 시공속도, 공사비, 저소음·저진동, 협소한 공간에서도 작업이 가능하며, 천공하지 않고 시공이 가능한 비배토 말뚝으로서 강점을 갖춘 회전관입말뚝이 도입·개발되어 사용되어지고 있다.

회전관입말뚝은 저소음·저진동 공법이며, 시공이 단순하고 지지력 및 인발력이 우수하기 때문에 미국과 유럽지역을 중심으로 보급되어 왔지만 국내의 경우, 시공사례가 작고, 시공장비의 부족, 화강풍화토가 주 지지층인 국내 지반조건에 맞는 설계법이 확립되어 있지 않아 널리 보급되지 못하고 있는 실정이다. 회전관입말뚝의 연구 역시 국내보다는 국외를 중심으로 이루어져 왔으며, 주로 회전관입말뚝을 시공하는 회사별로 현장 재하시험 및 현장 측정자료를 중심으로 설계 및 시공자료가 축적되어 왔다(이종원, 2014).

회전관입말뚝의 사용이 처음 기록된 것은 1836년 아일랜드의 토목공학자 Alexander Mitchell에 의해 주택의 기초를 보강하는데 사용된 것이다. 이후 1853년 영국에 알려져 사용되기 시작하였고, 미국에서는 1850~1890년대에 경량 주택의 기초로 빈번하게 사용되었다. 이후 1920년대까지는 주로 울타리의 기초용으로, 1985년까지는 앵커와 유사한 기능으로 사용되었다. 현재는 송전탑의 기초, 중소형 건물 및 도로의 기초, 사면 안정 등의 목적으로 널리 사용되고 있다(Perko, 2009).

## 1.2.1 국내 연구동향

말뚝들의 구경이 작고 여러 가지 장점을 갖추었다는 의미에서 강소말뚝으로 칭하고 있으며, 강소말뚝 중 회전력을 통하여 비배토로 지반에 관입하여 지지력을 나타내는 말뚝을 일명 스크류말뚝(Screw pile), 회전관입말뚝 등으로도 불리고 있다.

국내에서 이런 강소말뚝 중 저소음·저진동을 위한 PHC 스크류말뚝에 대한 연구를 수행하였는데 김영필과 최용규(2010)은 수치해석을 통하여 말뚝의 지지력과 침하량을 분석하였고, 이수진 등(2010), 김동철과 최용규(2013)은 친환경 공법을 확인하기 위하여 시험시공 시 소음도 및 진동 레벨(Level)을 측정하였고, 기존 말뚝시공법과 비교를 통하여 평가하였으며, 최용규 등(2010)은 시험시공 결과를 토대로 근입깊이와 지반조건에 따라 지중에 관입시키는 시공방법에 대한 연구를 수행하였다.

PHC 스크류말뚝은 양호준 등(2011)에 의해 현장시험을 통한 인발거동 특성을 확인하였으며, 그 결과 300.0kN을 상회하는 인발저항능력을 가지고 있음을 확인하였고, 향후 인발력에 대한 대책공법으로 활용될 수 있을 것으로 평가하였다.

김동철과 최용규(2010)은 선행굴착방식으로 시공된 PHC 스크류말뚝이 선단분출형수 방식으로 시공된 말뚝보다 지지력이 크게 나타남을 연직하중지지거동 분석을 통해 확인하였다.

이러한 PHC 스크류말뚝의 경우 회전관입 시 비틀림에 의한 재료파괴, 선단부 수방식의 연결 문제, 말뚝 길이 조절이 불가능 등의 단점을 갖고 있다. 이러한 단점을 보완하기 위해서 강관말뚝으로 개선된 회전관입말뚝을 많이 사용하고 있으며, 그에 대한 선행연구는 다음과 같다.

이민주 등(2010)은 나선형 강관말뚝의 날개 유효면적 산정을 위해 실내실험을 실시한 바 있으며, 이봉직 등(2010)은 마이크로파일은 연암층 이상을 지지층으로 설계되어야 하므로 말뚝의 길이가 길어지는 단점이 있어 회전관입말뚝이 좋은 대안이 될 수 있다고 발표하였고, 김용섭(2012)는 소구경파일의 실내외실험을 통하여 나선형 원관의 최적제원 결정과 시공성 향상, 지지력 증대효과를 검증한 바 있다.

유충식(2012)는 스크류 앵커 말뚝의 인발저항 특성을 연구하였는데 나선형 원관(Helix)의 직경 및 간격(Pitch) 등 기하학적 특성을 달리하여 실내실험을 수행하였다. 실험결과, 일정한 나선형 원관 간격의 조건에서 나선형 원관 크기가 증가하면 인발저항력은 증가하다 일정 크기 이상에서 일정해지는 것을 확인하였다.

김대현과 유충식(2013), 유충식과 김대현(2014)는 스크류 앵커 말뚝의 인발저항특성을 분석하기 위해 나선형 원판 사이의 간격과 나선형 원판의 직경을 변경하여 실험을 수행하였다. 나선형 원판 간격 변화에 따른 인발저항력의 차이는 미미하였으며, 나선형 원판의 직경 변화에 따라 인발저항력이 큰 상관관계가 있음을 확인하였다. 또한 나선형 원판이 없는 말뚝에 비해 현저히 큰 인발저항력을 발휘하는 것으로 검토되었다.

조천희 등(2013)은 회전관입말뚝의 지지거동 규명을 위해 풍화도를 대상으로 실내실험을 통해 나선형 판의 직경, 간격, 개수, 제원 등을 변화시켜가며 실내실험을 하였으며, 기존이론과의 비교분석 결과를 발표하였다.

이종원(2014)는 회전관입말뚝의 장점인 간편한 시공성의 장점을 극대화 하고자 별도의 재하장비 없이 지지력을 측정할 수 있도록 개선하였으며, 압축재하시험을 통해 측정된 지지력과 비교분석하여 현장에의 적용가능성을 규명하였다.

이종원 등(2014)는 현장 재하시험 결과와 Individual bearing method, Cylindrical shear method, Torque correlation method의 지지력을 비교하였다. 실험결과, Torque correlation method가 가장 상관성이 높음을 확인하였다.

이동섭 등(2014)는 중공형 중심축에 유압식 셀(Cell)을 삽입한 후 가압하여 지지력을 측정하는 방법으로 양방향 재하시험을 도입하였다. 실험결과 압축재하시험으로 산정한 지지력과 양방향 재하시험으로 산정한 지지력이 유사함을 확인하였다.

박기호와 김규보(2015)는 회전관입말뚝이 경질(암반)의 지반에 안착되었을 경우 1,000.0kN의 지지력을 확보할 수 있을 것으로 평가하였으며, 나경욱 등(2015)은 회전관입말뚝의 요구 지지력을 최소의 자재비용과 최적의 회전관입말뚝 형상으로 하모니서치 알고리즘(Harmony search algorithm)을 적용하여 최적화된 설계법을 나타냈다.

이봉직과 이종규(2016)은 현장 적용성 평가를 통하여 Individual bearing method 방식이 현장재하시험 값과 유사하게 나타남을 확인하였다.

서은석(2016)은 헬리컬 앵커 말뚝을 설계·제작하여 앵커의 현장 시공성 및 거동을 확인하였고, AASHTO 규정에 의거하여 수행한 현장시험으로 하중-변형 관계를 파악하여 Davisson 방법으로 극한하중을 결정함으로써 다양한 이론식을 비교한 결과, Cylindrical shear method에 의한 설계식이 가장 잘 일치함을 확인하였다.

회전관입말뚝의 국내 선행연구 조사결과, 2010년부터 회전관입말뚝에 대한 연구가 진행되어진 바 있으며, 회전관입말뚝의 기하학적인 특성에 대한 연구와 실내시험 및 현장시험시공의 사례들을 통하여 회전관입말뚝의 지지거동에 대한 연구가 지속적으로 진행되어 왔다. 그러나 기존 연구에서는 이음부에 대한 연구는 미미하였으며, Torque

correlation method를 이용한 지지거동에 대한 평가도 미미하였다. 따라서 본 연구에서는 육각형 이음부에 대한 압축시험과 나선형 원판의 두께를 설계하였으며, 국내지반을 대표하는 2 Site에서 30개소의 회전관입말뚝 현장시험시공을 통해 현장재하시험 결과와 Torque력을 측정하여 회전관입말뚝의 지지거동을 확인하고자 하였다.

## 1.2.2 국외 연구동향

회전관입말뚝에 대한 연구는 주로 앵커로 활용하기 위한 인발력 평가를 중심으로 이루어져 왔다. Mitch and Clemence(1985)는 극한하중하의 회전관입 앵커 주위의 지반 거동에 관하여 연구하고 앵커의 인발력을 산정하는 근사식을 산정하였다. Clemence and Pepe(1984)는 실내모형 실험을 통하여 앵커의 깊이에 따른 최대전단 변형의 성질에 관하여 연구하고 깊은 파괴의 조건과 얕은 앵커의 파괴 조건에 관하여 연구하였으며, Dames and Moore(1990)은 현장에서 인발실험을 통한 극한 인발력을 산정하였다.

Das(1980)은 한계근입비가 비점착 전단강도의 함수임을 발견하고 이론식을 제시하였다. 회전관입 앵커의 설치 또는 인발 중 토압의 변화를 측정하기 위하여 Clemence and Pepe(1984)는 여러 가지 실내 모형실험을 하였으며, 이를 근거로 하여 앵커의 설치 동안에 흙의 분산 때문에 토압의 감소현상이 발생한다는 사실을 밝혔다.

Clemence(1985)는 실내실험을 통하여 헬릭스(Helix) 사이의 토체가 일체로 거동할 수 있는 최적 간격비를 나타냈다.

Mooney et al.(1985)는 각각 사질토와 점성토에 근입되어 있는 단일 및 다중 회전관입 앵커의 인발저항 특성에 대한 연구를 수행하고 그 결과를 토대로 회전관입 앵커의 관입깊이, 스크류 날개의 직경, 그리고 지반 조건에 따른 인발저항력을 산정할 수 있는 경험식을 발표한 바 있다.

Narasimha et al.(1991)은 회전관입 앵커의 인발력을 결정하는 영향인자가 인발력에 미치는 영향에 대한 연구를 실시하였으며, Merifield and Smith(2010)은 점토에 설치되는 회전관입 앵커의 극한 인발저항에 관한 수치해석적 연구를 수행하고 그 결과를 토대로 극한 인발저항과 회전관입 말뚝의 설치 제원과의 관계를 고찰하였다.

나선형 회전관입말뚝의 지지력 거동에 대해서는 비교적 최근 연구가 이루어지고 있다. Narasimha et al.(1991), Seider(1993)은 회전관입말뚝의 지지력과 나선형 판의 간격비에 대한 거동특성을 평가하였으며, Mooney et al.(1985)는 다중 나선형 회전관입말뚝

의 지지력 평가 시 원형전단방법을 우선적으로 추천하였다.

Perko(2009)는 나선형 회전관입말뚝의 한계깊이를 나선형 회전관입말뚝의 평균 직경과 단위중량과의 관계식으로 나타냈으며, Parry(1977)은 조립토의 극한지지력을 표준관입시험 결과 값의 관계식을 이용하여 산정하였다.

Mitch and Clemence(1985)는 나선형 회전관입말뚝에 작용하는 측면토압의 크기는 지반의 초기 상대밀도와 관련이 있다고 보고 실험을 통하여 측면토압계수를 산정하였다.

나선형 회전관입말뚝의 축에 발생하는 마찰력에 대한 연구로 Ghaly and Clemence(1998)은 깨끗한 조립의 모래질 지반에서 회전관입말뚝의 축에 발생하는 부착력을 확인하였으며, Narasimha et al.(1993)에 의하면 축 부착력은 사용될 수 있지만 제한적이어야 한다고 밝혔으며, Zhang(1999)는 유효축깊이를 결정하였다.

회전관입형 말뚝의 회전저항력과 지지력의 관계는 공공기관의 보고서로 처음 발표되었으며, Hoyt and Clemence(1989)는 회전저항력과 지지력의 관계는 축 직경에 가장 의존적인 것으로 고려하였다. 또한 Hargrave and Thornsten(1992)은 나선형 판의 인발 및 압축거동에 대해 평가하였으며, Perko(2000)은 에너지 보존의 원리를 이용하여 설치시 회전저항력과 지지력의 관계를 평가하였다.

국외선행연구 조사결과, 국내 선행연구와 마찬가지로 기존 적용되어 왔던 볼트, 용접 및 플랜지(Flange) 방식의 이음부 연결방식을 끼워 맞춤식인 육각형 이음부를 개발하여 접목하였고, 국내지반 특성을 고려한 현장 Site 2곳을 선택하여 현장시험시공 및 재하시험을 수행하였으며, 현장재하시험 결과와 현장시험시공 중 Torque력을 측정하여 예측한 지지력을 비교분석함으로써 지지력 예측방법에 대한 적정성을 검토하고자 하였다.

또한 회전관입말뚝은 중공형 축에 서로 다른 크기의 나선형 원판을 갖고 있으며, 원판의 간격에 따라 지지력거동이 다른 모습을 나타낸다. 일반적으로 나선형 원판 크기의 2~3D 이상의 간격을 유지할 경우 Individual bearing method, 나선형 원판 크기의 2~3D 이하의 간격일 경우 Cylindrical shear method로 지지거동을 나타낼 수 있다. 따라서 본 연구에서는 선행연구를 참고하여 나선형 원판의 간격은 2~3D 이상의 간격을 결정하여 연구를 수행하였다.

### 1.3 연구 내용

본 연구에서는 대표적인 지층구조를 이루는 국내지반 2 Site를 선정하여 육각형 이음부를 갖는 회전관입말뚝에 대한 회전관입력 및 지지력 특성을 평가하기 위하여 1, 2 Site에 각각 압축재하시험 3회, 동재하시험 5회 및 인발재하시험 3회에 대한 현장재하시험을 수행하여 경험적 지지력을 산정하였으며, 회전관입 시 Torque력을 측정하여 지지력 검증을 수행하고자 하였다.

현장시험시공 시 저소음 친환경 공법을 확인하기 위하여 소음측정을 수행하였으며, 말뚝 1개소 당 수직도를 평가하여 수직도를 검증하고자 하였다.

- (1) 회전관입말뚝의 이음부인 중공형 축에 기존 볼트와 용접 방식이 아닌 육각형 이음부를 개발하여 끼워 맞춤식 이음부를 회전관입말뚝에 적용하였으며, 개발 이음부에 대한 검증을 위해 이음부 압축실험과 원판 압축실험을 수행하였다.
- (2) 대표적인 지층구조를 이루는 국내지반 2 Site를 선정하여 육각형 이음부를 갖는 회전관입말뚝을 시험시공 하였고, 현장시험시공 시 소음측정, 수직도 개선을 평가하고자 1 Site 당 15개소의 회전관입말뚝을 시공하여 검증하였다.
- (3) 압축재하시험, 동재하시험 및 인발재하시험으로 현장검증을 수행하였으며, 경험적 지지력을 산정하였다. 또한 Torque력으로 국내지반에 적합한 산정식을 개선하였다. 제한된 시험 수량에 의한 결과이므로 추후 현장에서 수행된 품질관리시험 결과를 지속적으로 수집하여 설계법의 신뢰성을 높여갈 수 있을 것으로 판단된다.

## 제 2 장 회전관입말뚝 기본개념

### 2.1 말뚝의 지지력 이론

상부지반의 지지력이 충분하지 못하거나 침하가 과도하게 일어나는 경우에는 깊은기초를 설치하여 지지력이 충분히 큰 하부의 토층이나 암반층에 상부구조물의 하중을 전달하게 하며, 이러한 깊은기초에서 가장 일반적인 방법이 말뚝기초이다.

말뚝은 타입이나 매입 등의 방법으로 주위의 지반을 배제하면서 지반내부에 설치하는 길이가 긴 기둥모양의 부재를 말하며, 기초 슬래브(Slab)가 말뚝으로 지지된 기초를 말뚝기초라 한다.

말뚝기초의 지지층이 암반 또는 매우 조밀한 모래나 자갈과 같이 단단하고 굳은 지반인 경우에는 말뚝지지력의 대부분은 선단에 있는 토층의 저항으로부터 얻어지며, 이러한 말뚝을 선단지지 말뚝(End-bearing pile)이라 한다. 반대로 말뚝을 견고한 지지층까지 도달시키지 않고 관입이 가능한 토층의 일부 깊이까지만 타입하면 말뚝지지력은 선단지지력과 주면마찰력에 의해 얻어지며, 이러한 말뚝을 마찰 말뚝(Friction pile)이라 한다.

말뚝의 극한파괴를 유발하는 극한하중의 상태에서는 구조물의 침하량이 허용한도를 초과하기 때문에 공학적인 의미에서의 파괴는 극한하중에 도달하기 전에 발생하는 것으로 한다. 따라서 말뚝의 축방향 허용지지력은 말뚝의 축방향 극한지지력을 소정의 안전율로 나눈 값을 기준으로 한다. 이 때 말뚝의 축방향 극한지지력을 결정하는 방법으로는 정역학적 지지력공식에 의한 방법, 동역학적 항타공식에 의한 방법 및 재하시험에 의한 방법 등이 있다.

말뚝의 극한지지력은 이론적으로 지반의 전단강도 정수( $c$ ), 내부마찰각( $\phi$ ) 및 흙의 단위중량( $\gamma$ ) 등을 고려하여 말뚝기초와 구조물간에 정역학적 힘의 평형조건을 적용시켜 추정하게 된다. 즉, 말뚝상부에 가해지는 하중은 말뚝선단 저항력과 주면마찰저항력에 의해 평형상태를 이루게 되며, 말뚝의 축방향 극한지지력은 말뚝선단저항력과 주면마찰저항력이 상호 독립적으로 작용한다고 간주하여 산술적으로 합한 값으로 계산하게 된다(서종원, 2015).

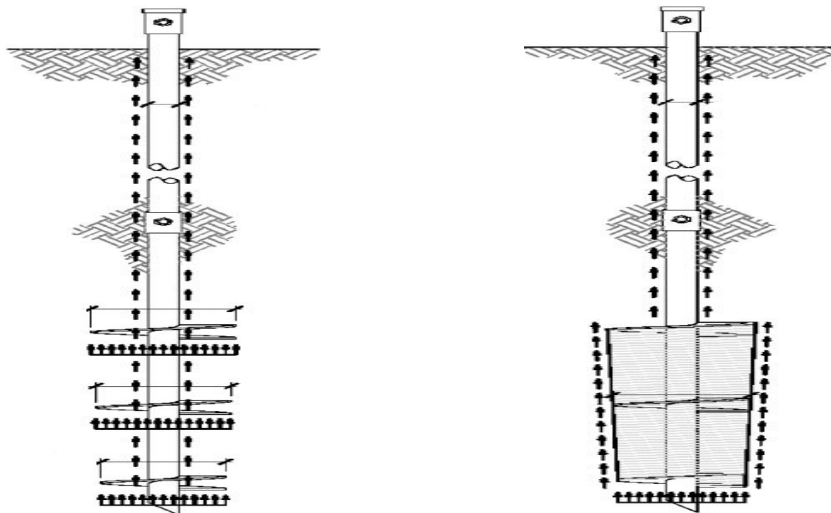
## 2.2 회전관입말뚝의 지지력 이론

회전관입말뚝은 중공형 축에 축보다 큰 직경을 갖는 나선형원판이 부착되어 있는 형상으로, 지지력을 발현하는데 있어 축의 주면마찰력 이외에 각각의 나선형 원판이 선단지지력을 발휘할 수 있다.

현재 회전관입말뚝의 지지력 산정법으로는 Individual bearing method, Cylindrical shear method, Torque correlation method가 널리 적용되고 있다.

Individual bearing method는 축에 부착된 나선형 원판이 각각 선단지지력을 발현하여 회전관입말뚝의 지지력을 각 원판의 선단지지력과 축의 주면마찰력의 합으로 산정하는 방법이며, Terzaghi(1943)의 산정식이나 Meyerhof(1951)의 산정식을 사용하고 있다.

Cylindrical shear method는 나선형 원판 사이의 지반전체가 동일하게 저항하여, 원판 사이의 지반에 원통형으로 전단력이 발생하는 것을 가정하여 지지력을 산정하는 방법이다(Mooney et al., 1985). 따라서 Cylindrical shear method에서는 회전관입말뚝의 지지력을 최하단 원판의 선단지지력과 원통형 지반의 전단력, 그리고 원통 상부 축의 주면마찰력의 합으로 산정하고 있다. 또한 Torque correlation method는 시공 중 지반에 회전관입하는 힘을 통해 지지력계수를 결정하며, 극한지지력을 산정하는 방법이다.



(a) Individual bearing method

(b) Cylindrical shear method

그림 2.1 회전관입말뚝과 지지 메커니즘(이종원, 2014)



## 2.2.1 Individual bearing method(개별선단지지 방법)

Individual bearing method는 회전관입말뚝의 각각의 원관에 하중이 분포하여 선단지지를 받던, 회전관입말뚝의 지지력을 각 원관의 선단지지력과 축의 주변 마찰력의 합으로 산정하는 방법으로 식 (2.1)과 같이 표현된다.

$$P_u = \sum_n q_{ult} A_n + \alpha H(\pi D) \quad (2.1)$$

여기서,  $q_{ult}$  : 극한지지력(kN/m<sup>2</sup>)

$A_n$  : n번째 나선형 원관의 면적(m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 지반과 축 사이의 부착력(kN/m<sup>2</sup>)

$H$  : 최상부 나선형 원판까지의 축 길이(m)

$D$  : 축의 직경(m)

일반적으로 선단의 극한지지력은 Terzaghi(1943)나, Meyerhof(1951)의 산정식을 사용하며, Terzaghi(1943)의 산정식을 수정한 Meyerhof(1951)의 산정식이 보편적으로 사용되고 있다. Meyerhof(1951)의 산정식을 사용하여 각 원판의 선단 지지력을 산정하기 위한 개별 극한지지력의 산정 방법은 식 (2.2)와 같고, 지지력계수와 형상계수, 깊이계수는 각각 식 (2.3)에 나타내었다.

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + q' N_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_r s_r d_r \quad (2.2)$$

여기서,  $c$  : 점착력(kN/m<sup>2</sup>),  $q'$  : 유효응력(kN/m<sup>2</sup>)

$B$  : 기초의 폭(m)

$\gamma$  : 지반의 단위중량(kN/m<sup>3</sup>)

$N_c, N_q, N_r$  : 지지력계수

$s_c, s_q, s_r$  : 형상계수

$d_c, d_q, d_r$  : 깊이계수

$$N_c = (N_q - 1)\cot(\phi) \quad (2.3.a)$$

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi)} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$N_r = (N_q - 1)\tan(1.4(\phi))$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L} \quad (2.3.b)$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\phi)$$

$$s_r = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4K \quad (2.3.c)$$

$$d_q = 1 + 2K \tan(\phi)(1 - \sin(\phi))^2$$

$$d_r = 1$$

여기서,  $\phi$  : 지반의 내부마찰각(°)

$$K : \tan^{-1}\left(\frac{H}{B}\right)$$

Hansen(1970)과 Vesic(1963)은 기존의 산정식에서 사용되었던 형상 및 깊이 계수를 수정하여 측정된 지지력과 예측한 지지력의 오차의 폭을 감소시켰다. 수정된 계수와 기존 계수의 차이를 그림 2.2에 나타냈다.

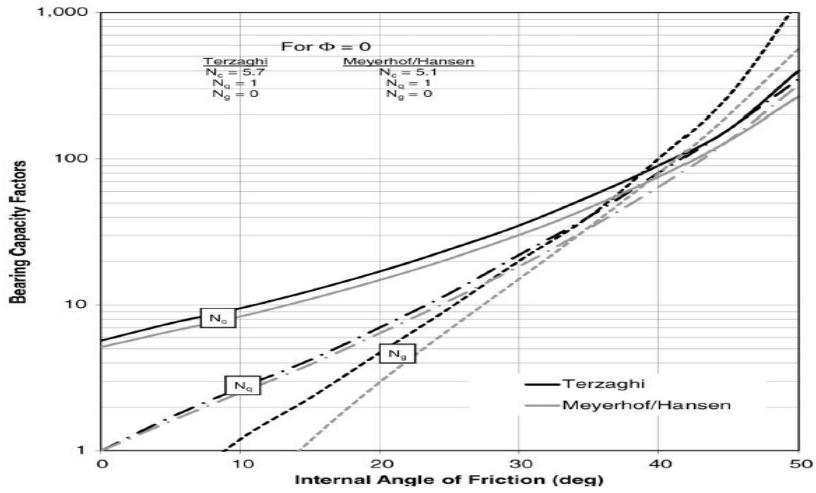


그림 2.2 지지력 계수(Perko, 2009)

식 (2.2)에서  $q_{ult}$ 를 산정하는데 있어, Terzaghi(1943)의 산정식이나 Meyerhof(1951)의 산정식 이외에도 현장 시공에서 표준관입시험에서 예측하는 경험식이 다양하게 제시되었다. 점토지반에서  $q_{ult}$ 를 예측하는 경험식은 식 (2.4)와 같으며, 현장시공 사례에서 에너지 효율 70%에서의 SPT 타격 횟수( $N_{70}$ )와  $q_{ult}$ 의 관계를 그림 2.3에 나타냈다.

$$q_{ult} = 11\lambda_{SPT}N_{70} \quad (2.4)$$

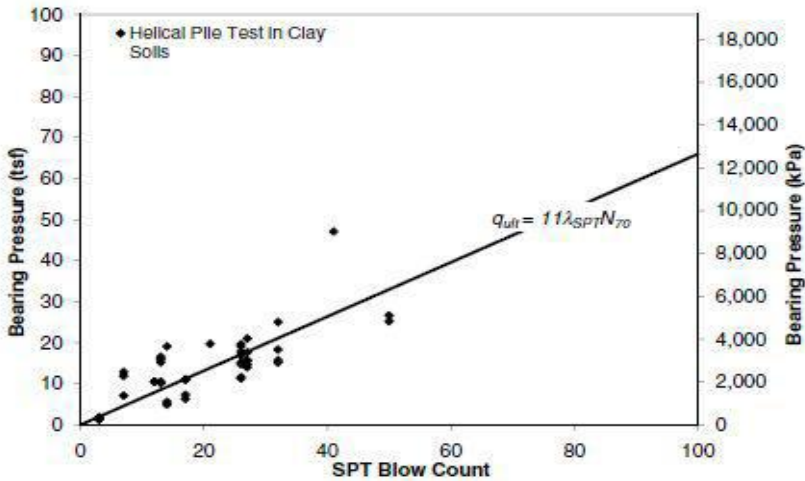


그림 2.3 점토지반에서 SPT 타격 횟수와  $q_{ult}$ 의 관계(Perko, 2009)

모래지반에서  $q_{ult}$  를 예측하는데 적용되는 경험식은 Parry(1977)이 산정한 경험식이 있으나, 회전관입말뚝에 적용하기에 적절하지 않기 때문에, Perko(2009)에 의해 수정된 경험식이 산정되었고, 이를 식 (2.5)에 나타냈다. 모래지반에의 시공 사례에서 SPT 타격 횟수( $N_{70}$ )와  $q_{ult}$  의 관계는 그림 2.4에 나타냈다.

$$q_{ult(max)} = 12\lambda_{SPT}N_{70} \quad (2.5a)$$

$$q_{ult(min)} = 6\lambda_{SPT}N_{70} \quad (2.5b)$$

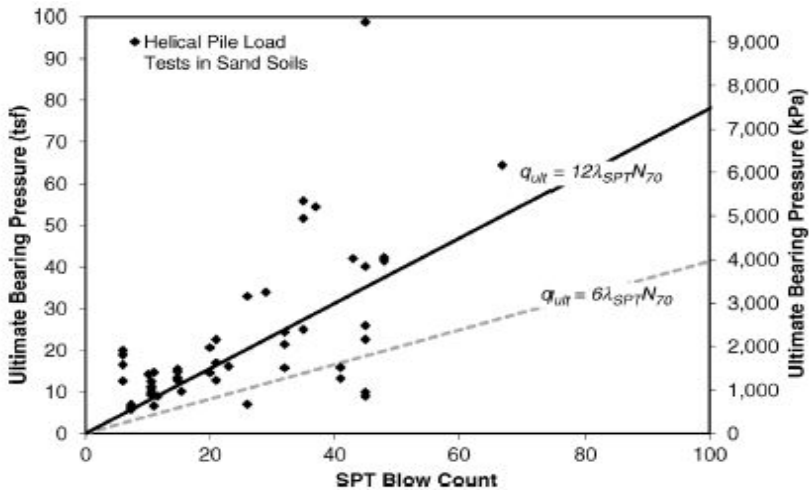


그림 2.4 모래지반에서 SPT 타격 횟수와  $q_{ult}$  의 관계(Perko, 2009)

또한 풍화암에 설치된 회전관입말뚝의 지지력에 대한 경험식은 Perko(2009)에 의해 산정되었다. 산정식은 식 (2.6)과 같으며, SPT 타격 횟수( $N_{70}$ )와  $q_{ult}$  의 관계는 그림 2.5에 나타냈다.

$$q_{ult} = 13\lambda_{SPT}N_{70} \quad (2.6)$$

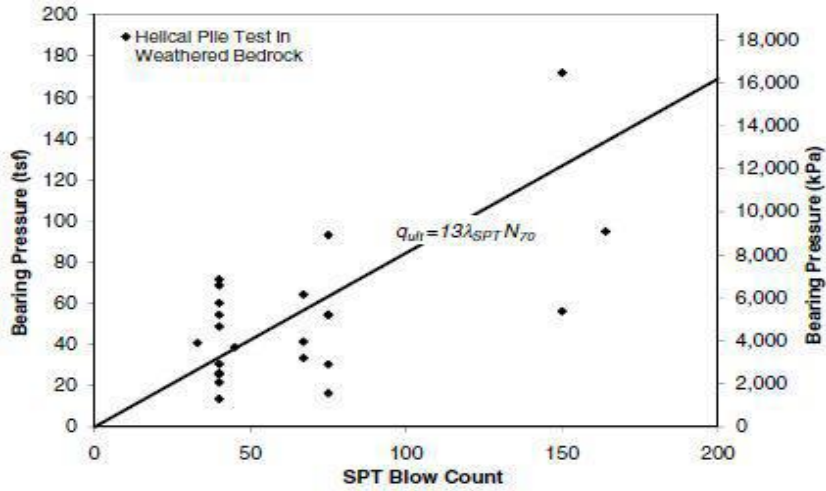
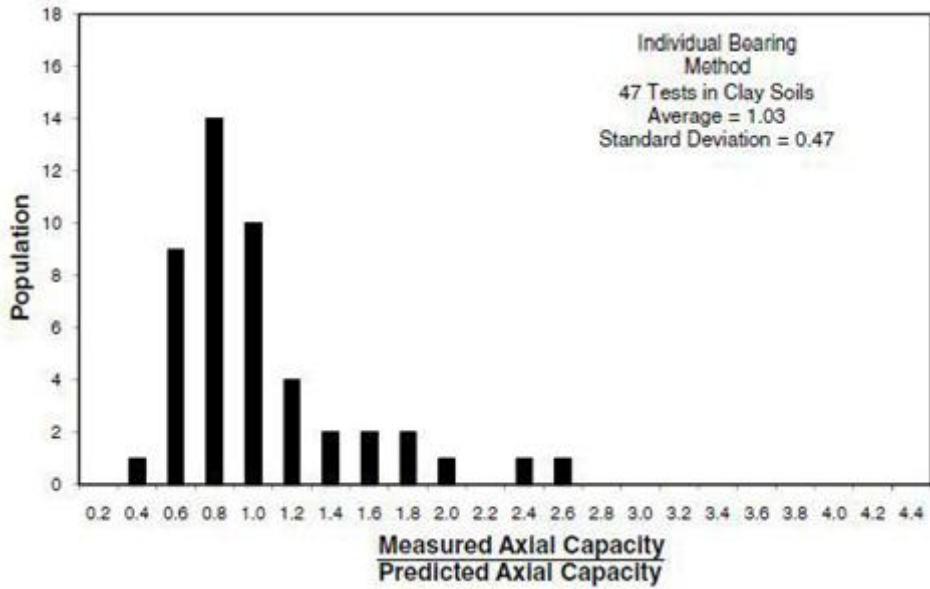


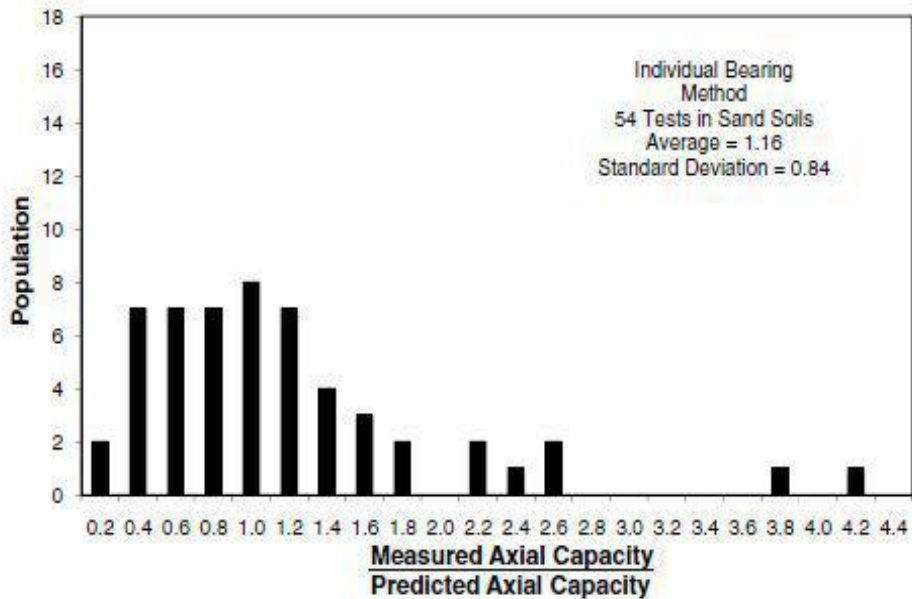
그림 2.5 풍화암에서 SPT 타격 횟수와  $q_{ult}$ 의 관계(Perko, 2009)

Individual bearing method의 적용성을 평가하기 위해 Perko(2009)는 그림 2.6(a)와 같이 점토지반에서의 47개의 시공사례에서 실측 지지력과 Individual bearing method를 사용하여 예측한 지지력을 비교하였다.

측정 지지력에 대한 예측지지력의 비는 평균적으로 1.03, 표준편차는 0.47이었다. 또한 그림 2.6(b)와 같이 모래지반에서의 54개의 시공사례에서는 측정 지지력에 대한 예측 지지력의 비가 1.16, 표준편차는 0.84로 나타났다.



(a) 점토지반의 지지력 예측비교



(b) 모래지반의 지지력 예측비교

그림 2.6 Individual bearing method를 이용한 예측 지지력과 실측 지지력 비교(Perko, 2009)

## 2.2.2 Cylindrical shear method(원통형 지지 방법)

Cylindrical shear method는 원판 사이의 지반 전체가 동일하게 저항한다고 가정하여 지지력을 산정하는 방법이다. 따라서 지지력은 최하단 원판의 선단지지력, 원통형 지반의 전단력, 그리고 축의 주변마찰력의 합으로 식(2.7)과 같이 산정할 수 있다.

$$P_u = q_p A_1 + T(n-1)s\pi D_{ave} + \alpha H(\pi D) \quad (2.7)$$

여기서,  $P_u$  : 지지력(kN)

$q_p$  : 최하단 원판의 선단지지력(kN/m<sup>2</sup>)

$A_1$  : 최하부 나선형 원판의 면적(m<sup>2</sup>)

$T$  : 원통형 지반의 전단강도(kN/m<sup>2</sup>)

$(n-1)s$  : 나선형 원판 사이에 형성된 원통형 지반의 높이(m)

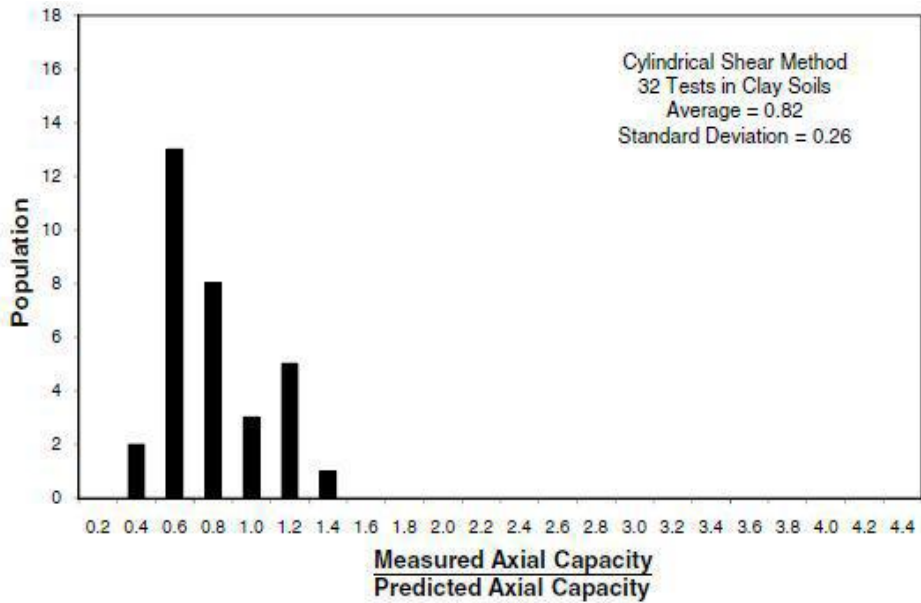
$D_{ave}$  : 나선형 원판 직경의 평균(m)

$\alpha$  : 지반과 축 사이의 부착력(kN/m<sup>2</sup>)

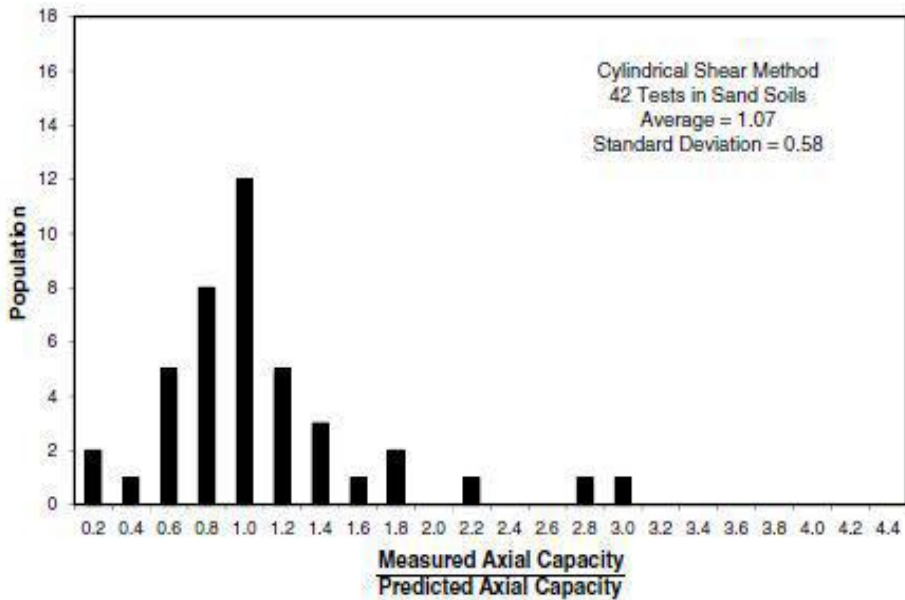
$H$  : 최상부 나선형 원판까지의 축 길이(m)

$D$  : 축의 직경(m)

Perko(2009)는 그림 2.7(a)와 같이 점토지반에서의 32개의 시공사례에서 실측 지지력과 Cylindrical shear method로 예측한 지지력의 비율의 평균을 0.82(표준편차 0.26), 그림 2.7(b)와 같이 모래지반에서 42개의 시험결과를 바탕으로 산정된 평균값은 1.07(표준편차 0.58)임을 기술하였으며, 일반적으로 Individual bearing method와 Cylindrical shear method를 통해 산정한 지지력 예측값 중에서 작은 값을 사용하는 것이 적절하다고 제시하였다.



(a) 점토지반의 지지력 예측비교



(b) 모래지반의 지지력 예측비교

그림 2.7 Cylindrical shear method를 이용한 예측 지지력과 실측 지지력 비교(Perko, 2009)



### 2.2.3 Torque correlation method(Torque력을 이용한 방법)

Torque correlation method는 현장에서 측정할 수 있는 시공 장비의 최종Torque를 측정하고 지지력-Torque 계수를 이용하여 간편하게 지지력을 예측하는 경험적인 방법이다. Hoyt and Clemence(1989)는 Individual bearing method, Cylindrical shear method 그리고 기존에 경험적으로 사용되던 Torque와 지지력의 관계에 대해 실측지지력과 예측 지지력을 비교 분석하였다.

Torque correlation method는 시공 시의 최종Torque로 인한 지지력( $P_u$ )을 예측하는 방법으로 관계식은 식 (2.8)과 같다.

$$P_u = K_t T \quad (2.8)$$

여기서,  $P_u$  : 최종Torque로 인한 지지력(kN)

$K_t$  : 지지력-Torque 계수( $m^{-1}$ )

$T$  : 시공 시 측정된 최종Torque(kN·m)

Hoyt and Clemence(1989)는 세 가지 방법 중에서 상대적으로 Torque correlation method가 실측 지지력과 예측 지지력의 차이가 적다고 언급하였다. Perko(2009)는 141개의 현장시험을 바탕으로 축의 직경과 지지력-Torque상수의 관계를 나타냈으며, 국내에서도 Torque correlation method가 상대적으로 타당하다고 분석한 사례가 있다.

현장에서 측정된 최종Torque는 이론적으로 식 (2.9)와 같이 나타낼 수 있으며, 각 Torque 요소는 그림 2.8에 나타냈다.

$$T = T_{shaft} + T_{plate} + T_B \quad (2.9)$$

여기서,  $T$  : 관입에 필요한 Torque(kN·m)

$T_{shaft}$  : 축을 관입하는데 필요한 Torque(kN·m)

$T_{plate}$  : 원판을 관입하는데 필요한 Torque(kN·m)

$T_B$  : 나선형 원판 전단면이 지반을 전단하는 Torque(kN·m)

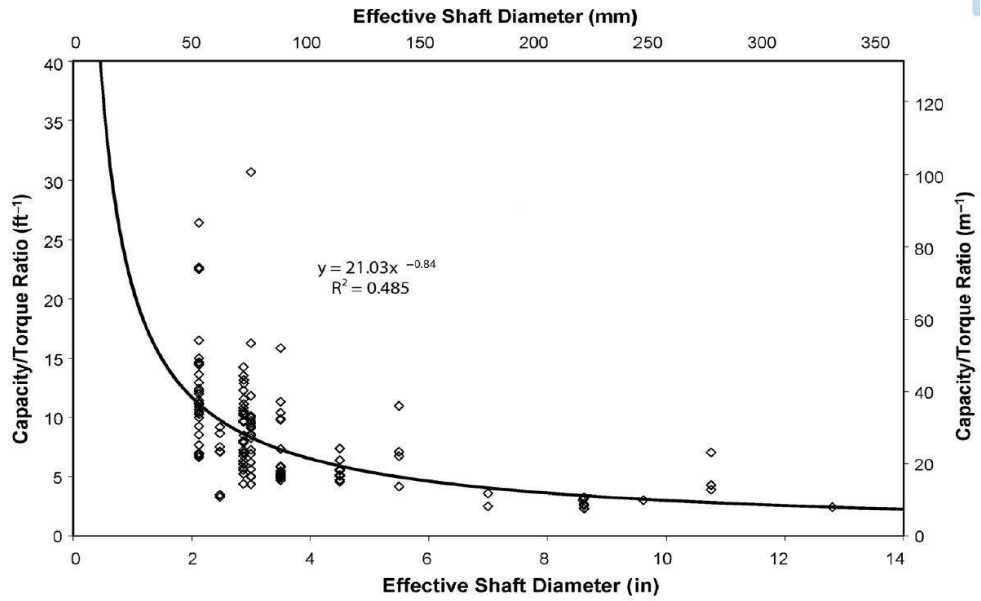


그림 2.8 축의 직경과 지지력-Torque 계수의 관계(Perko, 2009)

## 2.3 회전관입말뚝의 문제점 및 개선 방안

### 2.3.1 회전관입말뚝의 문제점

(1) 자재 내력 대비 낮은 지지력 성능 사용 및 소구경으로 자원낭비 심각

국내의 경우, 직경 73mm 및 88.9mm로 소구경이며, 고강도 강종인 API 5CT N80 & P110(항복강도=552 & 758MPa)를 관행적으로 사용하고 말뚝내력 대비 50% 미만의 매우 낮은 지지력을 적용하고 있어 자원낭비가 심각하다.

해외의 경우, 국내보다는 항복강도가 작은 ASTM-A500 Grade C(항복강도=448MPa)를 사용하고 있어 말뚝내력 대비 73~93%로 국내에 비해 최적화된 자재를 사용하고 있다.

따라서 강종 및 규격의 적정성에 대한 검토 없이 관행적으로 사용되고 있어 미국 강종 대비 23~69% 강도가 큰 고강도 강종을 사용하여 자재 내력 대비 지지력 성능이 저하되어 자원 낭비가 심각하며, 미국 두께 대비 43~72% 두꺼운 강재 사용으로 강재의 자원 낭비가 심각하다.

(2) 국내지반의 특성이 고려되지 않는 지지력 산정식 적용의 문제점

국내의 기반암 깊이가 대부분 심도 30m 이내에 존재하며, 대표적인 암반은 화강암 및 편마암 등이 있으며 화산활동에 의하여 생성된 암반이 대부분이다. 그러나 미국의 경우 기반암이 지하 100m~300m 정도에 존재하는 서부해안지역 등 대부분의 지역에서 매우 깊은 심도에서 기반암이 발견되고 있다. 지층의 대다수는 이암(Claystone), 셰일(Shale) 및 사암(Sandstone) 등 순수 점토 및 모래계열로 자연적인 퇴적활동에 의하여 생성된 퇴적암반이 대부분이다. 또한 미국은 토사와 암반의 중간특성을 지닌 전이지반을 IGM으로 구분하였고(O'Neill and Reese, 1999), 국내에서도 토사와 암반의 중간특성을 지닌 전이지반을 중간지반이라고 정의하고 있으나, 국내 설계기준인 도로교설계기준 해설(2008)에서는 회전관입말뚝의 지지층인 중간지반에 대하여 ㉠ N>50인 토사지반, ㉡ 자갈지반, ㉢ 풍화대지반(풍화토 및 풍화암) 등이 포함될 수 있으나, 미국에서 분류하고 있는 IGM과는 판이하게 다른 특성을 가지고 있으므로 “미국 IGM에 사용되는 공식을 국내 중간지반에 적용하는 것은 어렵다”고 명기되어 있는데, 이는 국내와 미국의 기반암 특성이 상이하기 때문인 것으로 판단된다.

따라서 미국 지반의 특성에 맞춰진 기존 지지력 산정식을 국내에 적용할 경우 설계법에 대한 신뢰성이 매우 떨어지며, 국내 지반은 일축압축강도가 큰 기반암의 풍화대인 풍화토 및 풍화암에 지지되는 특성을 고려하면 실제 말뚝의 지지력은 산정식보다 클 것으로 판단된다.

### (3) 말뚝 수직도에 대한 문제점

기존 회전관입말뚝은 강관 모재와 연결구가 밀착되지 못하여 발생하는 이격으로 인하여 이음부 자재 제작 시 발생하는 수직도 불량, 현장에서 이음부 볼트 체결 시 볼트 조임 불량이 빈번하게 발생하고 있으며, 이로 인하여 말뚝 시공완료 후 수직도에 대한 시방기준을 준수하지 못하는 문제점이 나타나고 있다.

따라서 본 연구에서는 육각형 이음부를 개발하여 유압잭과 금형 및 압연에 의하여 제작되는 이음부를 정밀 가공함으로써 이격의 발생을 최소화함으로써 말뚝의 수직도에 대한 문제점을 해결하고자 하였다. 또한 이음부 제작 및 이를 이용한 시공방법에 대한 시방기준을 구체화한 시방서 작성으로 시공 중 수직도에 대한 문제가 발생하지 않도록 하였다.

### (4) 그라우트 주입 방법의 문제점

상기의 말뚝 직경(73mm 및 88.9mm) 및 나선형 원판(240~300mm)를 적용하는 이유로 지지력이 과소하게 측정되는 바, 이를 극복하기 위하여 강관에 가공된 홀을 통하여 나선형 원판사이 샤프트(Shaft)구간에 압력그라우트를 실시하여 지지력을 향상시키는 공법을 적용하고 있다. 그러나 압력그라우트는 느슨한 토사지반에서 효과가 크고, 지지층인 풍화토 및 풍화암 지반에서는 그 효과가 미미하므로 지지력의 향상은 크지 않은 것으로 판단되므로 지지개념 및 지지층의 특성상 잘못된 시공방법으로 판단하였다.

### 2.3.2 회전관입말뚝의 개선 방안

(1) 강관 강종의 변경에 의한 자재비 절감 및 직경 변경에 따른 말뚝본 수 감소

본 연구에서는 국내에서 수급이 용이하며, 비교적 저강도(항복강도=325MPa)인 소구경 구조용 강재 중 수요가 많은 직경 165.2mm(말뚝내력 대비 95~97%로 최적화된 자재)를 사용하여 자원의 효율화를 추구하고자 하였다.

직경 73.0mm 또는 88.9mm인 소구경 강관은 본 연구에서 적용하려는 직경 165.2mm에 비해 선단 면적 및 주면 마찰장이 작아 본당 지지력이 33~50% 작고, 단면강성(EI)이 작아 수평방향 저항력이 57~70% 작게 나타나며, 회전관입 저항력(비틀림 모멘트)가 43~68% 작다. 또한 동일한 지지층 깊이에 시공시 말뚝 직경을 변경(73mm 또는 88.9mm ⇒165.2mm)할 경우, 기존 기술 대비 지지력이 400.0kN에서 600.0kN으로 향상되어 말뚝 본수가 약 33% 절감된다.

기존 기술은 API 5CT N80 & P110 고강도 강종을 사용하기 때문에 자재 수급이 어려우며, 자재 단가가 고가이고, 가공이 어려우므로 가공비가 증가하는 등의 문제점이 있다. 따라서 비교적 저강도 강종인 STK 490를 사용한다면 자재 수급이 용이하며, 자재 단가가 저가이고, 가공이 용이하므로 가공비가 낮아지는 장점이 있고, 자재 단가는 기존 자재 대비 약 20% 정도 절감이 가능하다.

따라서 강종 변경에 따른 자재비 절감(20%, 시공비 환산 시 약 10%)과 말뚝 직경 변경에 따른 말뚝 본수 절감(33%)을 고려 시 회전관입말뚝 공사비는 약 40% 절감이 가능하다.

(2) 국내 지반 특성을 고려한 설계법

국내와 미국지반의 차이점은 기반암의 심도 및 대표적인 암반의 특성 차이로 기반암의 깊이는 국내의 경우 대부분 30m 이내에 분포하나, 미국의 경우 100m~300m 정도에 존재한다. 대표 암반의 차이는 국내 기반암의 경우 화강암 및 편마암으로 이루어져 있으나, 미국 기반암의 경우 이암, 셰일 및 사암의 퇴적암이 주를 이룬다. 지지층의 경우, 국내에서는 회전관입말뚝을 중간지반인 풍화대에 시공하고 있으나, 국내의 풍화대와 유사한 미국의 IGM과는 상이한 특성을 나타낸다. 이러한 기반암 및 지지층의 특성을 고려하지 않은 무분별한 기술도입으로 인하여, 회전관입말뚝은 국내 지반의 특성을 고려한 적정 설계법이 없는 실정이다.

위와 같은 문제점들을 해결하기 위해 본 연구에서는 국내의 대표 암반인 화강암이 분포하는 지역에서 시험시공을 수행하였으며, 이는 국내 대표지반의 특성을 고려할 수 있는 지반에 해당한다.

국내 대표지반인 화강암의 풍화대에 시험시공을 실시한 결과, 회전관입말뚝의 선단 팁(Tip)과 최하단 나선형 원판은 목표하중인 600.0kN의 지지력확보가 가능한 지지층인 풍화대(풍화도( $N < 50/10$ ) 및 풍화암)에 관입된 것을 확인하였다.

따라서 본 연구에서는 현장시험시공을 완료한 말뚝에 대하여 재하시험을 수행하였고, 재하시험 결과를 분석하여 경험적 지지력 산정식을 도출하였다. 이는 회전관입에 의하여 시공되는 회전관입말뚝에 대한 국내 지반의 특성을 고려한 지지력 산정식은 큰 의미가 있으나, 제한된 시험 수량에 의해 도출된 결과이므로 추후 기초자료로 활용될 것으로 판단되며, 품질관리시험 결과를 지속적으로 수집하여 신뢰성 있는 설계법이 될 수 있도록 하고자 한다.

### (3) 수직도 개선을 위한 육각형 이음부 개발

기존 기술의 이음부는 강관 모재와 이음부를 핀(Pin) 또는 고장력 볼트, 현장용접에 의하여 연결하는 방식으로 강관과 이음부가 밀착·체결 되지 않아 말뚝의 수직도 확보가 어렵고, 소요지지력 확보를 위한 과도한 회전Torque 발생 시 핀 또는 고장력 볼트의 절단되는 사고가 종종 발생하므로 안전사고 발생의 우려가 있으며, 현장 용접에 의한 인건비 증가와 용접공정 추가에 의한 공사기간의 증가 및 별도의 용접부 품질관리 등 기술적으로나 경제적 측면에서 문제점이 많다.

따라서 위와 같은 문제점들을 해결하기 위해 선행연구를 진행해온 바, 획기적인 방식의 이음부가 필요하다는 결론에 이르렀으며, 그 결과를 토대로 원형 강관 말뚝 이음부에 대한 개선방안을 그림 2.9와 같이 고안하였다.

본 연구에서는 원형 강관말뚝 이음부에 대한 개선사항을 반영한 이음부 제작을 위하여 이음부 가공장비를 제작한 후 자재의 시작품을 생산하고, 이음부 압축시험을 수행하여 이음부의 검증을 완료하였다.

육각형 이음부로 강관 모재의 손실이 없어 축하중 전달이 우수해지고, 이음부에 육각모재가 겹쳐지므로 비틀림 모멘트(Moment)에 대한 회전저항력이 약 2배 증가하여 우수해질 수 있다. 또한 유압잭(Jack) 및 금형을 이용하여 강관의 형태만 변형시키므로 연결부 제작비용이 커플러(Coupler), 볼트, 플랜지 방식에 비해 상당히 절감될 것으로 판단된다.

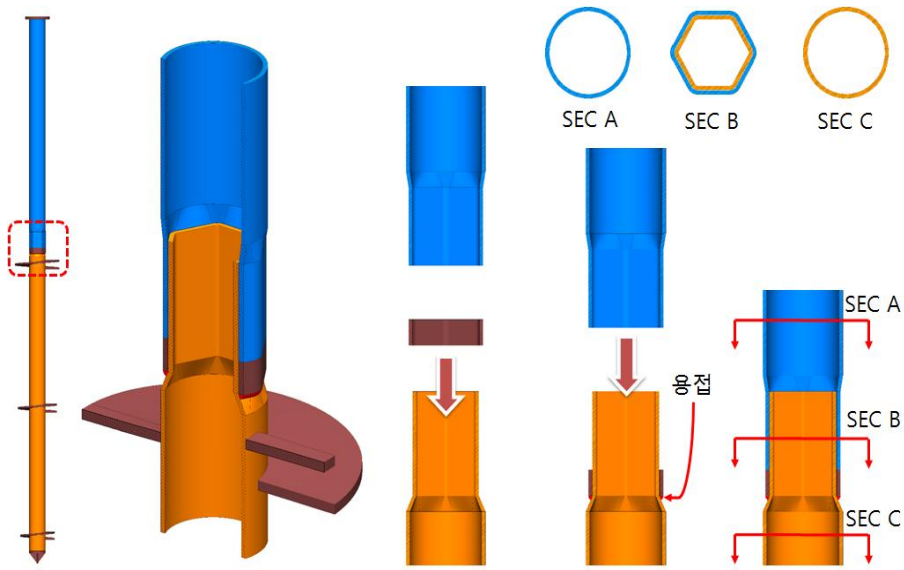


그림 2.9 육각형 이음부(기워 맞춤식)

#### (4) 그라우팅(Grouting) 방식의 차별화

기존 그라우팅의 말뚝 직경은 73mm 또는 88.9mm를 사용하므로 샤프트구간의 주변 마찰장이 과소하므로 지지력이 상당히 작은 문제가 있다. 이에 일부 시공업체에서는 말뚝 내부를 통하여 나선형 원판사이 샤프트구간에 압력그라우트를 실시하여 주변마찰력을 향상시키려고 하나, 풍화토 및 풍화암 지반에서는 압력그라우트의 효과가 없으므로 지지력 향상은 불가능하다.

본 연구에서는 샤프트 구간의 주변마찰력을 증대시키기 위해 말뚝 직경보다 큰 약 250mm의 중력그라우팅을 계획하여 주변마찰력의 향상이 가능하도록 계획하고 있다.

## 2.4 육각형 이음부를 갖는 회전관입말뚝의 적정성 검증

### 2.4.1 이음부 압축시험

#### 2.4.1.1 이음부 압축시험 개요

본 연구에서 회전관입말뚝의 중공형 축의 이음부는 기존 볼트, 커플러, 용접방식이 아닌 유압의 힘으로 원형강관을 압연 후 가압에 의한 육각강관으로 성형하여 이음부를 고안함으로써 다음과 같은 장점을 확보할 수 있도록 계획하였다.

- ① 상부하중을 하부말뚝에 원활히 전달
- ② 자재의 경제성 확보
- ③ 자재의 수직도 확보
- ④ 회전관입 저항력의 확보

이음부 모형은 사각일 경우 회전 저항력이 약하여 회전관입 중 원형화 되는 현상이 발생하는 문제가 있었으며, 팔각 이음부일 경우 각이 많아지면 강관을 압연하는데 상당한 압력이 발생되기 때문에 제작과정에서 문제가 있었다. 따라서 가장 안정적으로 압연할 수 있으며, 비틀림 모멘트 증가로 회전저항력이 우수한 육각형 이음부를 결정하였다.

상기의 장점 중 상부하중을 하부말뚝에 원활히 전달하고자 이음부 압축시험을 계획하여 진행하였다. 본 연구에 의하여 제작되는 회전관입말뚝은 압축, 인발부재에 따라서 구분되어질 수 있다. 압축을 받는 회전관입말뚝에서는 육각형 이음부를 사용할 수 있으며, 인발을 받는 회전관입말뚝에서는 기존 방식과 같이 육각형 이음부에 타공을 하여 볼트체결 방식을 사용한다. 압축 및 인발말뚝의 상부하중 전달은 그림 2.10과 같은 흐름을 나타내었으며 자재의 압축실험을 통하여 안정성을 검토하였다.

그림 2.10(a)는 압축말뚝일 경우 상부하중이 가해지면 하중전달이 외측말뚝을 통하여 내측말뚝으로 이동하게 되는데 중력그라우트 PL(=Plate)이 없으면 외측말뚝이 내측말뚝의 곡면부를 타고 넘어와 발생되지 않아야 할 침하가 발생하게 된다. 따라서 이를 보완하면서 중력그라우트를 수행할 수 있도록 중력그라우트 PL를 만들었으며, 예비실



힘을 통해 중력 그라우트 PL을 설치하여도 고정되지 않으면 하중재하 시 침하가 증가하게 된다. 이를 방지하기 위해 중력그라우트 PL과 내측말뚝 곡면부 상단에 용접을 하게 되는데 용접방식을 검토하고자 전 둘레 용접과 중력그라우트 PL 내측 육각부와 내측말뚝 곡면부 상단 육각부가 맞닿는 직선부 용접 방식을 비교하기 위하여 이음부 압축시험을 수행하였다.

그림 2.10(b)는 인발말뚝일 경우 내측말뚝과 외측말뚝이 연결구조로 되어있지 않으면 외측말뚝이 뽑혀 올라가기 때문에 육각형 이음부에 고장력 볼트를 체결함으로써 일체화를 시켰다. 즉 압축하중이 작용하는 구조물에서는 육각형 이음부가 효율적이지만 인발하중이 작용하는 구조물에서는 기존 볼트 방식과 동일하나, 본 회전관입말뚝은 저층 구조물에 적용하는 말뚝으로 대부분 압축말뚝으로 사용되며, 인발말뚝의 경우 태양광 발전기초, 송전탑 등 수평력이 크거나 인발력을 받는 구조물에서 적용될 수 있다.

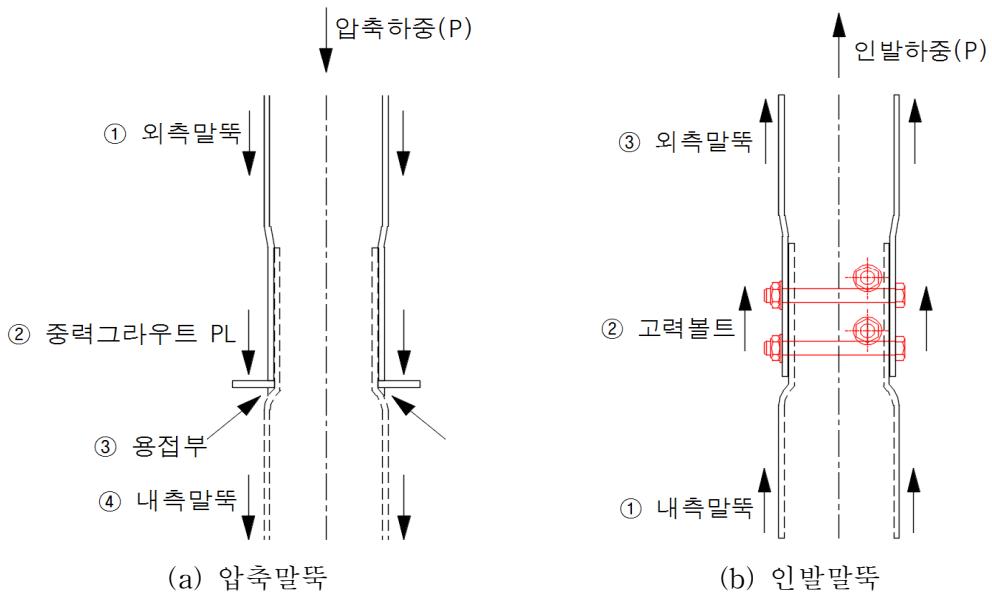


그림 2.10 압축 및 인발말뚝의 하중전달 개념도

육각형 이음부는 공장에서 상·하부 육각형으로 10분 압연 후 중력그라우트 PL이 내측말뚝에 용접되어 출하되기 때문에 현장에서 시공 시 끼워 맞춰 시공하므로 단시간에 시공이 가능하나, 기존 회전관입말뚝은 인발말뚝과 같이 원형화된 강관 상·하부 말뚝을

끼워 맞춤 후 타공 구멍을 맞춰 볼트체결을 해야 하므로 15m 말뚝 기준 약 5번 이상의 볼트 체결과정으로 시공하는데 시간이 많이 든다. 또한 플랜지방식의 경우 상·하부 말뚝을 서로 맞닿아 플랜지 둘레만큼 전 둘레용접을 수행해야 하므로 볼트방식 보다 시간과 비용이 증가하는 단점이 있다.

### 2.4.1.2 이음부 축하중 실험계획

#### (1) 실험체 제작계획

##### 1) 압축말뚝의 이음부

본 연구에서 사용한 끼워 맞춤식 이음부는 볼트나 용접으로 고정을 시키는 방식이 아니기 때문에 외측말뚝이 하중재하시 내측말뚝을 타고 들어가는 문제점을 해결하기 위해 중력그라우트 PL을 설치하였다. 이때 중력그라우트 PL을 내측말뚝에 고정시키기 위해서 전 둘레용접방식, 중력그라우트 PL과 내측말뚝 절곡부의 접지면을 통한 하중전달을 일부 고려하여 육각 이음부 중 직선부만 용접하는 방식으로 2가지 실험체에 대하여 제작하였다(그림 2.11 참고).

##### 2) 인발말뚝의 이음부

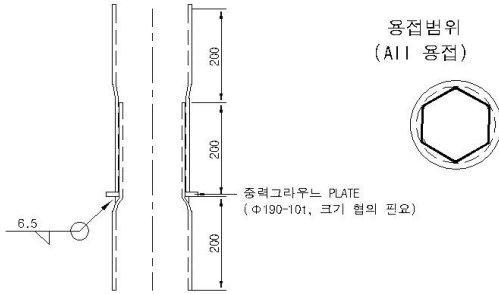
대상 지반에 따라서 인장말뚝이 포함되어야 하는 지반에서는 일반적으로 회전관입말뚝에서 사용하는 볼트방식을 사용한다. 본 연구에서도 인발말뚝의 경우 볼트방식을 접목하였으며, 볼트는 F10T M20, 4EA와 5EA를 사용하여 실험체를 제작하였다.

#### (2) 실험체 제작

실험체 제작 계획도면은 그림 2.11과 같으며, 실험체 제작 사진은 그림 2.12와 같다.

압축이음부 실험체 중 전 둘레용접은 1개, 직선부 용접은 2개, 인발이음 실험체 중 5EA는 볼트 1개, 4EA는 볼트 2개로 총 6개의 실험체를 제작하여 일축압축시험을 수행하였다.

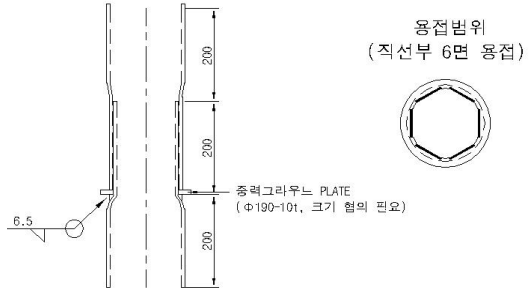
압축이음 실험체 #1 (All 용접)



구분	단위수량	소재
내측 이음부 400mm	1EA	STK490, 7.5t
외측 이음부 400mm	1EA	STK490, 7.5t
PL-φ190×10t	1EA	SM490

(a) 압축이음 실험체(전 둘레용접)

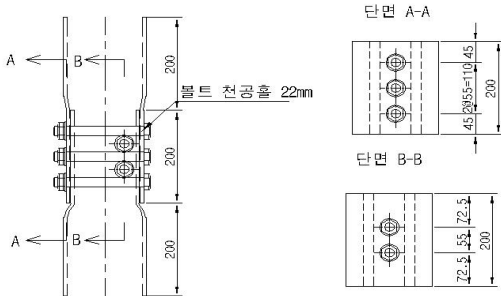
압축이음 실험체 #2~3 (직선부 용접)



구분	단위수량	소재
내측 이음부 400mm	2EA	STK490, 7.5t
외측 이음부 400mm	2EA	STK490, 7.5t
PL-φ190×10t	2EA	SM490

(b) 압축이음 실험체(직선부 용접)

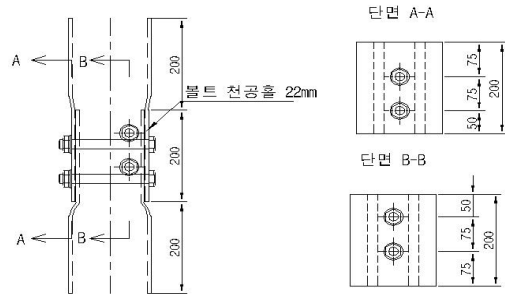
인발이음 실험체 #1 (볼트 5EA)



구분	단위수량	소재
내측 이음부 400mm	1EA	STK490, 7.5t
외측 이음부 400mm	1EA	STK490, 7.5t
M20, L=180이상	5EA	F10T

(c) 인발이음 실험체(볼트 5EA)

인발이음 실험체 #2~3 (볼트 4EA)



구분	단위수량	소재
내측 이음부 400mm	2EA	STK490, 7.5t
외측 이음부 400mm	2EA	STK490, 7.5t
M20, L=180이상	8EA	F10T

(d) 인발이음 실험체(볼트 4EA)

그림 2.11 실험체 제작 계획도면



그림 2.12 제작 완료된 압축 및 인발 실험체

### 2.4.1.3 이음부 축하중 실험결과

그림 2.12와 같이 제작된 실험체는 한국건설생활환경시험연구원(KCL)에서 압축시험을 수행하였으며, 그림 2.13은 실험 전경이다. 목표하중은 현장시험시공 지역의 지반조사내용을 토대로 중공형 축 직경 165.2mm, 원판크기 350mm, 400mm, 450mm 적용할 경우 Individual bearing method 방식으로 600.0kN으로 나타났다. 따라서 최대 재하하중은 목표하중의 약 3배인 1,800.0kN까지 재하되는 것으로 계획하였고, 결과는 표 2.1과 같다.



(a) 실험 중



(b) 실험 완료

그림 2.13 이음부 축하중 실험전경

압축이음부 실험체 실험결과, #1의 경우 허용하중은 863kN, #2의 경우 허용하중은 821kN, #3의 경우 허용하중은 831kN으로 목표하중 600.0kN 이상 나타나 중력그라우트 PL과 내측말뚝 절곡부의 접지면과 직선부 용접에 의해 상부하중의 안전한 하중전달이 가능한 것으로 나타났다.

인발이음부 실험체 실험결과, #1의 경우 허용하중 753kN, #2의 경우 허용하중 774kN, #3의 경우 허용하중 773kN으로 목표하중 500.0kN 이상 나타나 볼트 4EA를 적용하여도 원활한 하중전달이 가능한 것으로 나타났다.

**표 2.1 이음부 축하중 실험 결과**

구분		극한하중(kN)	허용하중(kN)	목표하중(kN)	비고
압 축 이 음 부	실험체 #1 (전돌레 용접)	1,725	863	600.0	O.K
	실험체 #2 (직선부 용접)	1,642	821	600.0	O.K
	실험체 #3 (직선부 용접)	1,663	831	600.0	O.K
인 발 이 음 부	실험체 #1 (볼트 5EA)	1,505	753	500.0	O.K
	실험체 #2 (볼트 4EA)	1,547	774	500.0	O.K
	실험체 #3 (볼트 4EA)	1,545	773	500.0	O.K

## 2.4.2 나선형 원판(Helix)의 압축시험

### 2.4.2.1 나선형 원판의 압축시험 개요

회전관입말뚝의 지지거동은 크게 선단지지력과 주변마찰력으로 구분된다. 특히 선단 지지력은 Individual bearing method과 Cylindrical shear method에 의하여 산정할 수 있으며, 이는 나선형 원판 간격에 의해서 결정되어지며 나선형 원판 직경  $D$ 의 2~3D 이상의 간격을 유지할 경우 Individual bearing method의 지지거동을 나타내며, 나선형 원판 직경  $D$ 의 2~3 이하의 간격을 유지할 경우 Cylindrical shear method의 지지거동을 나타낸다고 하였다(Perko, 2009; AC 358, 2007; Andina and Lenoids, 2010). 또한 주변마찰력은 나선형 원판 상부 샤프트와 지반의 주변마찰력에 의하여 산정할 수 있다.

본 연구에서는 그림 2.14와 같이 나선형 원판의 간격을 3D로 결정하였으며, 철저한 현장 지반조사를 통하여 Individual bearing method로 설계하였으며 목표하중 600.0kN을 결정하였다. 목표하중 600.0kN은 선단지지력과 주변마찰력에 의하여 지지하게 되나, 지반조건에 따라 선단지지력과 주변마찰력의 지지력 비율은 상이하다.

따라서 본 나선형 원판의 두께 검토에서는 안전측으로 주변마찰력에 의한 하중감소를 고려하지 않고(주변마찰력에 의한 지지력 미고려), 3개의 나선형 원판이 면적비로 지지하는 개념인 Individual bearing method로 검토하였다. 나선형 원판의 Pitch의 간격이 높을수록 더 많은 깊이를 회전관입하여 들어갈 수 있으나, 지반에서 그만큼 회전저항력이 커지므로 Chance Civil Construction(2014)가 제시하는 75mm(3in) 기준을 준용하여 사용하였고, 나선형 원판은 중공형 축의 직각방향으로 설치하여 사용하였다.

회전관입말뚝 나선형 원판의 제원 및 목표 목표하중은 표 2.2와 같으며, 상세도는 그림 2.14와 같다.

표 2.2 나선형 원판의 제원 및 목표 목표하중

구분	원판의 직경 (D)	강관의 직경 (d)	원판의 순단면적	원판의 면적비 (%)	항복강도 (MPa)	목표하중 (kN)	팔거리 (mm)
D1	350mm	165.2mm	0.075m <sup>2</sup>	23.7	315	142	92.4
D2	400mm		0.104m <sup>2</sup>	32.8	315	197	117.4
D3	450mm		0.138m <sup>2</sup>	43.5	315	261	142.4

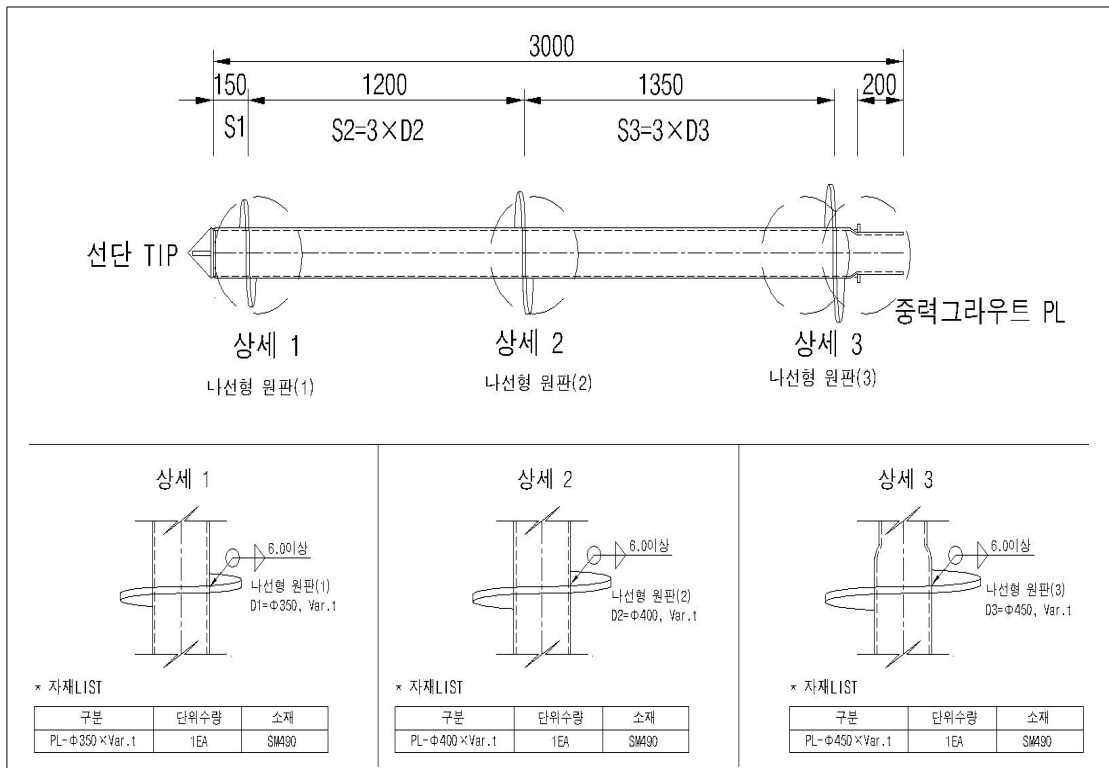


그림 2.14 회전관입말뚝의 선단부 상세도

### 2.4.2.2 나선형 원판의 두께 검토

- (1) 문헌조사에 의한 나선형 원판의 두께 검토
  - 1) 나선형 원판의 축하중 실험방법 및 결과의 적용

나선형 원판의 축하중 시험방법은 AC 358(2007)에 2가지 방법으로 명기되어 있으며, 실험방법별 모식도는 그림 2.15와 같다.

- ㉠ Case 1. 나선형 원판을 “Mandrill with five or more pins”에 거치 후 실험
- ㉡ Case 2. 나선형 원판을 “Mandrill with helix-shaped fixture”에 거치 후 실험

나선형 원판의 축하중 실험 시 재하되는 하중은 Pin 또는 Fixture에 의하여 나선형 원판에 재하되며, 재하위치는 나선형 원판의 중심점이다(ex. 재하위치 =  $1/2(R_b+R_s)$ ) 여기서,  $R_b$  : 나선형 원판의 반경,  $R_s$  : Pile Shaft의 반경).

AC 358(2007)에서 실험방법으로 제시된 그림 2.15는 나선형 원판의 하부에 지반반력이 없는 상태이므로, 실제 지반에 근입된 나선형 원판하부의 지반의 강도(지반반력계수)를 고려하지 않은 상태에서 제시된 실험방법이다. 따라서 실제 나선형 원판의 거동을 고려한 실험방법이 아님을 인식할 필요가 있으며, AC 358(2007)의 방법에 의한 실험결과는 구조적인 개념을 고려한 나선형 원판의 직경과 두께에 따른 최대 허용하중의 최소 가이드라인(Guide line)이다. 또한 하중재하 시 나선형 원판에는 등분포하중이 재하되므로, 실제 거동과 실험방법은 상이한 것으로 판단된다.

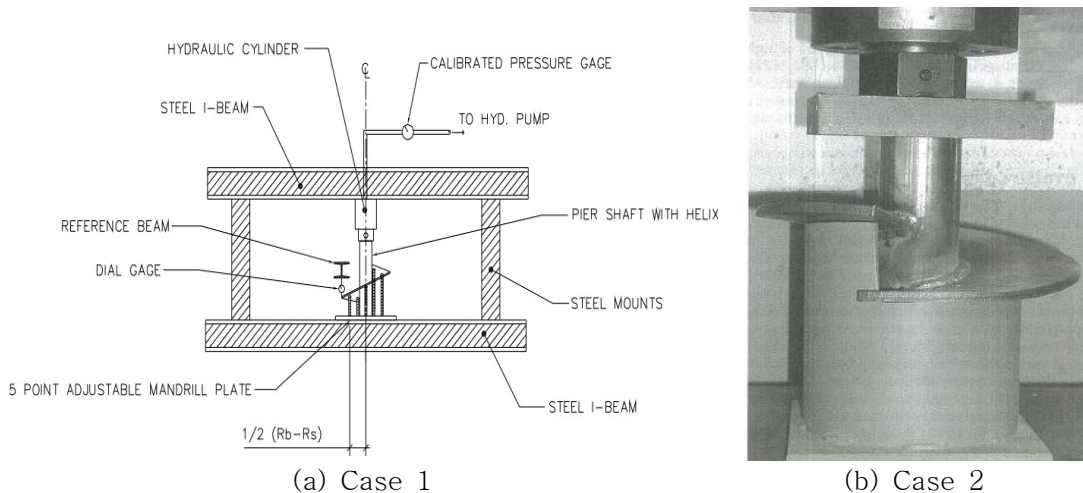


그림 2.15 나선형 원판의 실험방법별 모식도

주) 시험방법에 대한 근거자료

- (a) Case 1 : AC 358(2007) p.21
- (b) Case 2 : Perko(2009) p.169



2) 문헌조사에 의한 나선형 원판의 두께 적용 사례분석

문헌조사로 나선형 원판의 직경 및 두께, 항복강도를 확인할 수 있으며, AC 358(2007)의 축하중 시험 Data 또는 그 결과에 의한 허용하중으로 명기된 자료와 설계기준서를 중점적으로 조사하였으며, 신뢰할 수 있는 문헌자료를 다음과 같이 선정하였다.

Ⓐ Helical Anchors, INC.

⇒ Engineering Design Manual, 2014, Appendix B. 시험성적서, p.54

Ⓑ MacLean Dixie HFS, INC.

⇒ Helical Foundation Systems Engineering Reference Manual, 2010, Section pp.10-13

ⓒ ICC-ES Report

⇒ Geotech Enterprises Helical Pile Foundation Systems, 2016, p.6

문헌조사 자료를 정리한 결과는 표 2.3과 같다.

문헌조사 검토결과, 항복강도가 크면 허용하중이 커지며, 원판의 직경이 크면 허용하중이 작아진다. 즉, 팔거리(강관에서 원판 끝까지의 거리)가 길수록 모멘트가 커지므로 허용하중이 감소하는 것을 알 수 있다. 따라서 회전관입말뚝의 제원 표 2.2를 고려 시 Ⓐ-5~7조건이 회전관입말뚝 원판의 조건과 유사한 것으로 판단되므로, 원판의 축하중 실험계획서 참고하여 계획하였다.

따라서 회전관입말뚝의 원판 조건과 유사한 Ⓐ-5~7를 이용하여 두께 예비검토를 실시한 후 AC 358(2007)에 의하여 허용하중을 도출하는 것이 합리적일 것으로 판단되었다.

표 2.3 나선형 원판의 두께 적용 문헌조사 결과

구 분	원판의 두께 mm(in)	원판의 직경 mm(in)	항복강도 MPa (ksi)	강관말뚝 직경 mm(in)	허용하중 (kN)	팔거리 (mm)	비 고
A	1	12.7 (0.5)	345 (50)	88.9 (3.5)	240	82.6	
	2				251	108.0	
	3				231	133.4	
	4				182	158.8	
	5	12.7 (0.5)	345 (50)	114.3 (4.5)	234	95.3	D1조건과 유사
	6				214	120.7	D2조건과 유사
	7				227	146.1	D3조건과 유사
B	1	12.7 (0.5)	379 (55)	88.9 (3.5)	347	57.2	
	2				329	82.6	
	3				311	108.0	
	4				249	133.4	
C	1	12.7 (0.5)	248 (36)	88.9 (3.5)	211	57.2	
	2				210	82.6	
	3				177	108.0	
	4				176	133.4	

(2) 문헌조사 사례분석 및 해석적 접근에 의한 나선형 원판의 두께 검토

1) 문헌조사 사례분석 결과를 고려한 나선형 원판의 두께 검토

문헌조사 결과, 회전관입말뚝의 제원 표 2.2와 표 2.3을 고려 시 A-5~7조건이 회전관입말뚝 원판의 조건과 유사한 것으로 확인되었다. 특히 상부하중에 의하여 모멘트 계산 시 가장 중요한 설계인자인 팔거리가 거의 유사하므로 허용하중과 항복강도의 변화를 고려한 원판의 두께를 간접적으로 수치화할 수 있을 것으로 판단되었다. 따라서 표 2.4와 같이 계획하고자 하는 나선형 원판의 두께를 간접적으로 산정할 수 있었다.

표 2.4 나선형 원판의 제원 및 목표 지지하중

구 분		유사조건 1		유사조건 2		유사조건 3	
		Ⓐ-5	D1	Ⓐ-6	D2	Ⓐ-7	D3
항복 강도	적용값	345 MPa	315 MPa	345 MPa	315 MPa	345 MPa	315 MPa
	비율	D1/Ⓐ-5 = 91%		D2/Ⓐ-6 = 91%		D3/Ⓐ-7 = 91%	
	상관 관계	▲ 5%		▲ 5%		▲ 5%	
최대 허용 하중	적용값	234 kN	142 kN	214 kN	197 kN	227 kN	261 kN
	비율	D1/Ⓐ-5 = 61%		D2/Ⓐ-6 = 92%		D3/Ⓐ-7 = 115%	
	상관 관계	▽ 22.1%		▽ 4.1%		▲ 7.2%	
상관관계 합		▽ 17.1%		▲ 0.9%		▲ 12.2%	
원판의 두께		12.7mm		12.7mm		12.7mm	
상관관계를 고려한 두께		▽ 2.2mm		▲ 0.1mm		▲ 1.5mm	
적용 두께		10.5mm		12.8mm		14.2mm	
검토의견		유사조건인 Ⓐ-5~7과 D1~3을 비교한 결과, 10.5~14.2mm를 적용할 수 있을 것으로 검토됨					

2) 나선형 원판의 두께 결정

Helical Anchors(2014)에서 사용하는 표 2.3의 Ⓐ-5~7이 본 연구에서 적용하고자 하는 나선형 원판의 조건과 유사하며, AC 358(2007)의 축하중 시험방법에 의한 시험성적서를 확인할 수 있으므로 신뢰할 수 있는 결과로 판단된다.

표 2.4와 같이 항복강도와 최대허용하중을 고려하여 나선형 원판의 두께를 추정된 결과, 최소 14.2mm의 적용이 필요한 것으로 검토되었다. 따라서 상부 하중을 안전하게 지지하기 위한 나선형 원판의 최소 두께는 14mm로 적용하였으며, 건축물의 내구연한 50년을 고려하여 부식두께 1mm(양방향) 적용 시 최소 16mm는 필요할 것으로 판단된다.

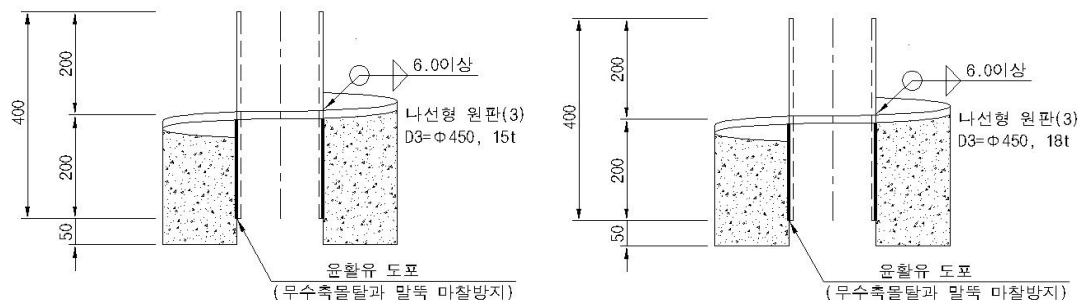
### 2.4.2.3 나선형 원판의 축하중 실험계획

#### (1) 실험체 제작 계획

나선형 원판의 축하중 실험은 ① 문헌조사 사례분석 및 해석적 접근에 의한 나선형 원판의 두께 검토를 고려한 적용두께(부식두께를 공제한 14mm)와 ② 국내에서 주로 사용하고 있는 두께 20mm(부식두께를 공제한 18mm)를 고려하여 실험체를 제작하는 것으로 계획하였다. 그러나 ① 방법에 의한 실험체 제작 중 14mm의 철판 소재 수급이 어려워 부득이하게 15mm로 변경하여 실험체를 제작하였다.

#### (2) 실험체 제작

실험체 제작 계획도면은 그림 2.16과 같으며, 실험체 제작 사진은 그림 2.17과 같다.



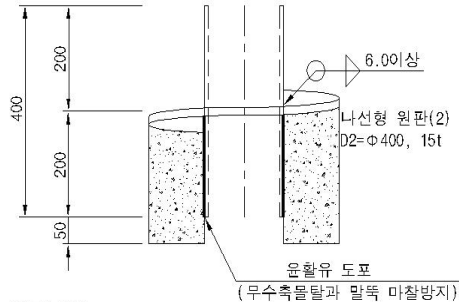
구분	단위수량	소재
PL- $\phi 450 \times 15t$	1EA	SM490
$\phi 165.2-450mm$	1EA	STK490, 15t
무수축물탈	$0.035m^3$	$f_{ck}=70MPa$
윤활유	$0.104m^3$	

(a) 실험체 #1 D450-15t

구분	단위수량	소재
PL- $\phi 450 \times 18t$	1EA	SM490
$\phi 165.2-450mm$	1EA	STK490, 18t
무수축물탈	$0.035m^3$	$f_{ck}=70MPa$
윤활유	$0.104m^3$	

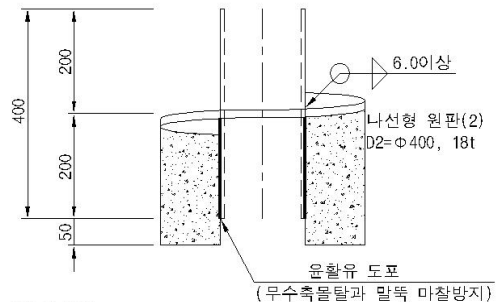
(b) 실험체 #2 D450-18t

그림 2.16 실험체 제작 계획도면



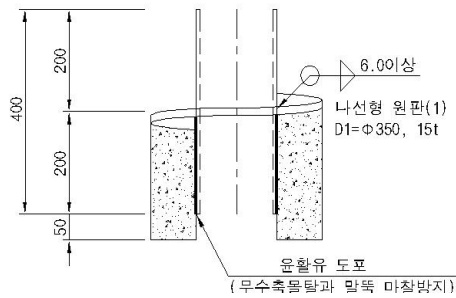
구분	단위수량	소재
PL- $\phi 400 \times 15t$	1EA	SM490
$\phi 165.2-400mm$	1EA	STK490, 15t
무수축물탈	$0.026m^3$	$f_{ck}=70MPa$
윤활유	$0.104m^3$	

(c) 실험체 #3 D400-15t



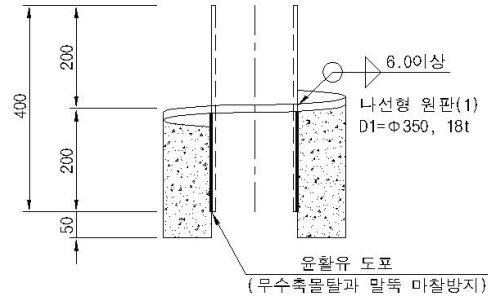
구분	단위수량	소재
PL- $\phi 400 \times 18t$	1EA	SM490
$\phi 165.2-400mm$	1EA	STK490, 18t
무수축물탈	$0.026m^3$	$f_{ck}=70MPa$
윤활유	$0.104m^3$	

(d) 실험체 #4 D400-18t



구분	단위수량	소재
PL- $\phi 350 \times 15t$	1EA	SM490
$\phi 165.2-350mm$	1EA	STK490, 15t
무수축물탈	$0.026m^3$	$f_{ck}=70MPa$
윤활유	$0.104m^3$	

(e) 실험체 #5 D350-15t



구분	단위수량	소재
PL- $\phi 350 \times 18t$	1EA	SM490
$\phi 165.2-350mm$	1EA	STK490, 18t
무수축물탈	$0.026m^3$	$f_{ck}=70MPa$
윤활유	$0.104m^3$	

(f) 실험체 #6 D350-18t

그림 2.16(계속) 실험체 제작 계획도면



(a) 무수축 몰탈 양생 중



(b) 거푸집 제거 후 바닥면 수평 면치기



(c) 시편 제작 전경



(d) 실험체 제작완료(실험체 #1~6)

그림 2.17 실험체 제작 전경

#### 2.4.2.4 나선형 원판의 축하중 실험전경 및 실험결과

그림 2.17과 같이 제작된 실험체를 이용하여 한국건설생활환경시험연구원에서 압축실험을 수행하였으며, 실험전경은 그림 2.18과 같다.

최대 재하하중은 원판 규격에 따라 차이는 있으나, 목표하중의 약 4배인 1,050.0kN 정도까지 재하하는 것으로 계획하였고, 결과는 표 2.5와 같다.



(a) 실험 전



(b) 실험 완료

그림 2.18 나선형 원판의 축하중 실험전경

나선형 원판의 축하중 압축실험결과, 실험체 #1(D 450mm-15t)의 경우 허용하중은 510.0kN, 실험체 #2(D 450mm-18t)의 경우 허용하중은 515.0kN로 목표하중인 261.0kN을 상회하므로 상부하중에 대한 안전한 지지가 가능할 것으로 판단되었다.

실험체 #3(D 400mm-15t)의 경우 허용하중은 514.0kN, 실험체 #4(D 400mm-18t)의 경우 허용하중은 514.0kN으로 목표하중인 197.0kN를 상회하므로 상부하중에 대한 안전한 지지가 가능할 것으로 판단되었다.

실험체 #5(D 350mm-15t)의 경우 허용하중은 513.0kN, 실험체 #6(D 350mm-18t)의 경우 허용하중은 512.0kN로 목표하중인 142.0kN를 상회하므로 상부하중에 대한 안전한 지지가 가능할 것으로 판단되었다.

표 2.5 나선형 원판의 축하중 실험 결과

구분	극한하중(kN)	허용하중(kN)	목표하중(kN)	비고
실험체 #1 (D 450mm-15t)	1,020.0	510.0	261.0	O.K
실험체 #2 (D 450mm-18t)	1,030.0	515.0	261.0	O.K
실험체 #3 (D 400mm-15t)	1,027.0	514.0	197.0	O.K
실험체 #4 (D 400mm-18t)	1,027.0	514.0	197.0	O.K
실험체 #5 (D 350mm-18t)	1,025.0	513.0	142.0	O.K
실험체 #6 (D 350mm-15t)	1,204.0	512.0	142.0	O.K



## 제 3 장 현장실험

### 3.1 현장실험 개요

#### 3.1.1 현장시험시공 개요

본 연구는 육각형 이음부와 중공형 축(D) 165.2mm 및 원관(D) 450mm, 400mm, 350mm의 원관날개를 갖는 회전관입말뚝을 활용하여 현장 적용성 평가와 국내 지반특성을 고려한 지지력 계산법과 검증을 위해 수행하였다.

대상지역은 Site-1의 경우 전북 정읍시 영원면과 Site-2의 경우 전북 부안군 백산면에 위치한 지방도로건설 현장에서 현장시험시공을 수행하였으며, 시공성 및 지지력을 평가하였다. Site-1과 Site-2의 지질구성을 살펴보면 퇴적토(매립토), 층적층, 풍화토, 풍화암으로 구성되어 있는 대표적인 국내 지반형상으로 해당지역을 현장시험시공 지역으로 선정하였다.



(a) Site-1 : 전북 정읍시 영원면



(b) Site-2 : 전북 부안군 백산면

그림 3.1 현장시험시공 위치

### 3.1.2 현장 시험시공 계획

#### (1) 현장 시험시공 개요

말뚝의 종류와 그라우트 유무에 따른 지지력 거동을 확인하기 위하여 현장 시험부지에 각각 15본의 말뚝을 시공하였으며, 그라우트시 물-시멘트비(W/C)는 80%로 계획하였고, 그라우트 시공성 확인을 위하여 물-시멘트비를 100%로 1-8 말뚝을 시공하였다. 지지력 거동을 확인하기 위하여 압축, 동재하시험 및 인발재하시험을 수행하였다.

또한 Site-1, 2 지반조사 결과, Individual bearing method를 통하여 본당 지지력 600.0kN를 설계하여 현장시험을 수행하였다.

**표 3.1 Site-1 현장시험시공 계획**

말뚝 번호	말뚝 종류	연결부 Type	그라우트 유무	재하시험 종류	비고
1-1	인발말뚝	볼트체결	○	인발재하시험	W/C=80%
1-2	인발말뚝	볼트체결	○		W/C=80%
1-3	인발말뚝	볼트체결	○	동재하시험	W/C=80%
1-4	인발말뚝	볼트체결	○		W/C=80%
1-5	인발말뚝	볼트체결	○	인발재하시험	W/C=80%
1-6	압축말뚝	육각이음	○		W/C=80%
1-7	압축말뚝	육각이음	X	압축/동재하시험	
1-8	압축말뚝	육각이음	○	압축/동재하시험	W/C=100%
1-9	압축말뚝	육각이음	○	압축/동재하시험	W/C=80%
1-10	압축말뚝	육각이음	X		
1-11	인발말뚝	볼트체결	X	인발재하시험	
1-12	인발말뚝	볼트체결	X		
1-13	인발말뚝	볼트체결	X	동재하시험	
1-14	인발말뚝	볼트체결	X		
1-15	인발말뚝	볼트체결	X		

표 3.2 Site-2 현장시험시공 계획

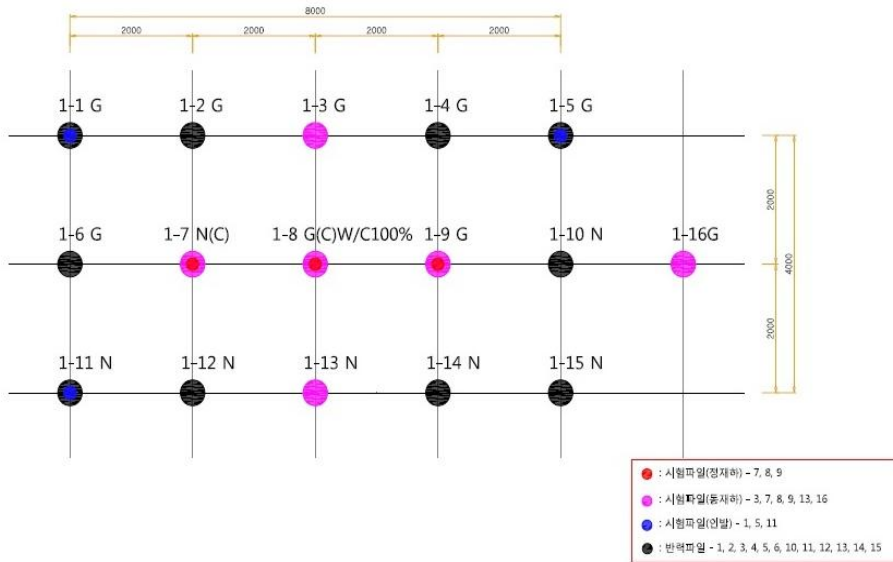
말뚝 번호	말뚝 종류	연결부 Type	그라우트 유무	재하시험 종류	비고
2-1	인발말뚝	볼트체결	○	인발재하시험	W/C=80%
2-2	인발말뚝	볼트체결	○	동재하시험	W/C=80%
2-3	인발말뚝	볼트체결	○	동재하시험	W/C=80%
2-4	인발말뚝	볼트체결	○		W/C=80%
2-5	인발말뚝	볼트체결	○	인발재하시험	W/C=80%
2-6	압축말뚝	육각이음	○		W/C=80%
2-7	압축말뚝	육각이음	X	압축/동재하시험	
2-8	압축말뚝	육각이음	○	압축재하시험	W/C=80%
2-9	압축말뚝	육각이음	○	압축재하시험	W/C=80%
2-10	압축말뚝	육각이음	X		
2-11	인발말뚝	볼트체결	X	인발재하시험	
2-12	인발말뚝	볼트체결	X	동재하시험	
2-13	인발말뚝	볼트체결	X	동재하시험	
2-14	인발말뚝	볼트체결	X		
2-15	인발말뚝	볼트체결	X		

(2) 현장시험시공 말뚝 배치

그림 3.2는 현장시험시공 말뚝 배치 계획이다. 말뚝은 각 시험부지에 15본(3X5 배열)을 시공하였으며, 말뚝 사이의 간격은 2m, 압축재하시험 수행 시 인발말뚝을 반력 말뚝으로 사용하기 위하여 가운데 열에 압축말뚝을 시공하고 첫 번째 열과 마지막 열에 인발말뚝을 시공하였다.

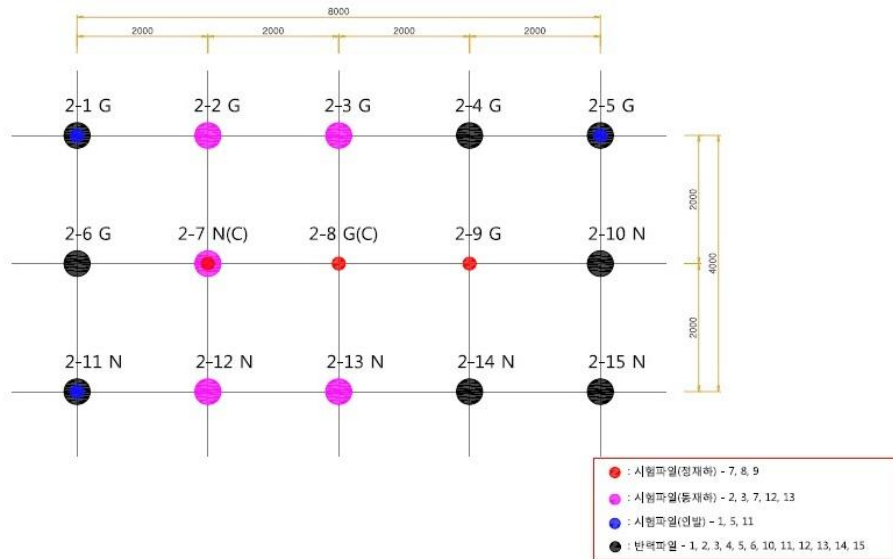
1-16G는 W/C비를 확인하고자 추가적으로 시공하였으며, 본 연구에서는 제외하였다.

<현장시험시공 W/C 배합비>  
W/C = 80%



(a) Site-1(15개소)

<현장시험시공 W/C 배합비>  
W/C = 80%



(b) Site-2(15개소)

그림 3.2 현장시험시공 말뚝 배치

## 3.2 대상지반의 조건

본 조사부지는 대체로 층적평야와 함께 낮은 고도의 구릉지가 넓게 펼쳐져 있으며, 정읍도폭의 경우 정읍시 산내면과 순창군 쌍치면의 경계부에 위치한 국사봉(△656m)에서 북서방향의 이어진 능선은 491m 고지에서 북동-남서 방향의 능선으로 방향을 바꾸어 고당산(△641.4m), 두들재로 연결된다.

고당산에서 서북서 방향으로 이어진 능선은 칠보산(△474m)에 이르러 다시 북동 방향의 능선을 이루면서 연화재로 연결된다. 조사지역의 남측으로 국사봉(△250.6m)과 태봉(△148.8m)이 역시 북동-남서 방향의 능선을 형성하고 있으며, 북서측에서는 두승산(△444.2m)과 동죽산(△223m), 망제봉(△257m)이 동서 방향의 능선을 형성하고 두승산에서 천치(△183m), 천태산(△197m)이 남북 방향의 능선을 형성하고 있다.

본 역의 수계로는 부지 동측에서 북서측으로 흐르는 동진강과 남서측에서 북측으로 흐르는 고부천이 가장 뚜렷한 하천이며, 동진강은 칠보면 송산리에서 태인면 거산리를 거쳐 낙양리까지 북서 방향을 유지하며 서해로 유입되고 있으며, 고부천은 정읍시 고부면에서 영월면 장제리, 부안군 백산면 죽림리 및 대죽리를 거쳐 동진면 장등리까지 북측으로 흘러 동진강에 합류하여 서해로 유입되고 있다.

본 역에서 북측으로 갈수록 풍화심도가 깊어져 화강암류의 풍화에 의한 낮은 구릉지와 하천 퇴적물에 의한 평야지대가 발달하고 있다. 하천 퇴적물에 의한 평야지대는 동진강 및 고부천 주변지역에 제4기 하성 퇴적물에 의한 평야지대가 발달하였다.

### 3.2.1 Site-1 정읍

#### (1) 지질도

Site-1의 경우 백운모-흑운모 화강암(Muscovite-Biotite Granite)은 정읍도폭 일대에 넓게 분포한다. 부지 서측의 흑운모 화강암과 접하고 있으나, 두 암체가 백운모를 제외하고는 거의 비슷한 조성으로 이루어져 있고, 경계부의 풍화심도가 깊어 직접적인 관계를 보이는 곳은 없다.

대부분 중립질의 흑운모 화강암이 일반적인 암상이고, 많은 곳에서 1cm 내외 크기의 반자형 장식반정이 관찰되며, 장식반정은 옅은 홍색을 띠거나 유백색인 알칼리장석이다. 하지만 부분적으로 3~5cm 크기의 자형 장식반정이 몰려 있는 거반상 조립질을 보

이기도 하고, 반정이 전혀 없으며 유색광물인 흑운모의 양이 많은 부분과 반대로 흑운모가 적어 우백질 형태 등 매우 다양한 형태로 산출되기도 한다.

외견상 전반적으로 괴상으로 산출되고 부분적으로 북동 방향의 미약한 엽리가 간혹 관찰되기도 하지만 대체로 엽리가 없는 편이다. 주 구성광물은 정장석, 석영, 사장석, 흑운모, 갈럼석, 저어콘, 티타나이트와 불투명 광물로 구성되어 있으며, 암석의 조성성분상 알칼리화강암의 조성이 우세한 편이다. 흑운모 화강암과 광물 조성상 거의 차이가 없지만, 이 화강암에는 1차 기원과 2차 기원의 백운모가 미량의 부수광물로 함유되어 있는 특징이 있다.

(2) 지하수위 측정결과

지하수위의 정확한 특성과약은 지하구조물의 설계 및 시공에 매우 중요한 사항으로 시추조사 완료 후 24시간 이상 경과한 후에 정수위 상태에서 측정하여야 한다. 지하수위는 지형, 지질상태, 계절, 즉 홍수기 및 갈수기, 공급수원의 원근에 따라 변화되며, 이를 고려하여 설계 및 시공에 반영하여야 할 것이다.

공내지하수위를 측정한 결과, 지하수위는 지표하 6.00~6.20m로 풍화토층에 분포하는 것으로 나타났다.

표 3.3은 Site-1 공내 지하수위 측정 결과이다.

**표 3.3 Site-1 공내 지하수위 측정결과**

공 번	지하수위 (m)	
	G.L 기준	E.L 기준
NH-1	(-)6.00	(+)6.33
NH-2	(-)6.20	(+)6.29

(3) 지층 개요 및 단면도

Site-1의 시추조사 결과, 상부로부터 대략 퇴적층, 풍화토층, 풍화암층 순으로 비교적 단순한 지층구조로 분포하고 있다.

각 지층에 따른 분포특성은 표 3.4와 같고, 지층의 단면도는 그림 3.3과 같다.

표 3.4 Site-1 지층 개요

지 층	분포 심도 (현지표하.m)	두께 (m)	구성 상태 및 지층 기술	N치 (TCR/ RQD)
퇴적층	0.0~0.7	0.6~0.7	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 실트질 모래로 구성</li> <li>- 소량의 점토 혼재</li> <li>- 느슨함</li> <li>- 습윤 상태</li> <li>- 전 역에서 확인</li> </ul>	-
풍화토층	0.6~17.1	15.1~16.4	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 실트질 모래로 구성</li> <li>- 상부로 모암의 구조가 거의 없으며 (0.6~1.8m), 적갈색의 색조를 보임</li> <li>- 느슨~매우 조밀함</li> <li>- 습윤 상태</li> <li>- 완전 풍화(CW)</li> <li>- 부분적으로 차별풍화로 인한 연경의 기복(NH-1번공)</li> <li>- 전 역에서 확인</li> </ul>	4/30 ~ 50/14
풍화암층	15.7~18.0	0.9~1.6	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 실트질 모래(NH-1전공) 및 풍화암상(NH-2번공)으로 구성</li> <li>- 풍화암편 내재</li> <li>- 부분적으로 파쇄대 형성(NH-2번공)</li> <li>- 매우 조밀함</li> <li>- 습윤 상태</li> <li>- 높은 풍화(HW)</li> <li>- 전 역에서 확인</li> </ul>	50/7 ~ 50/5

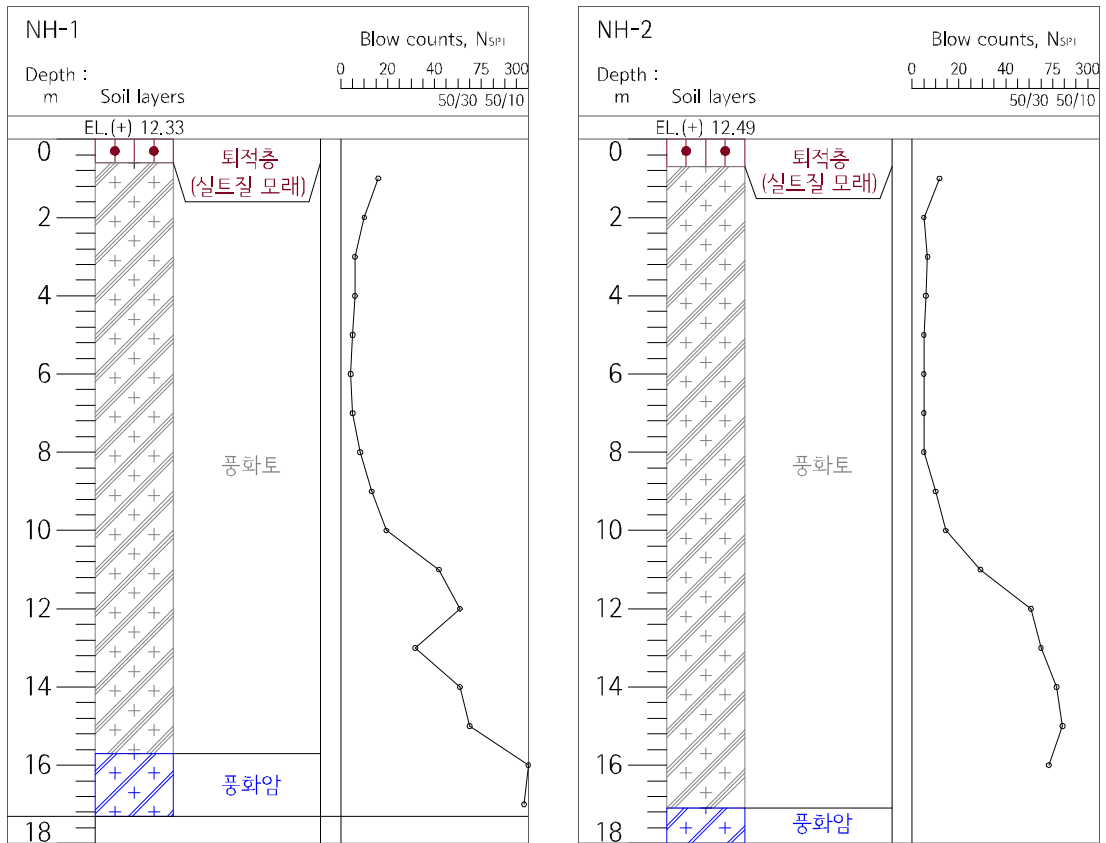


그림 3.3 Site-1 지층 단면도

### 3.2.2 Site-2 부안

#### (1) 지질도

Site-2의 경우 반상 화강섬록암(Porphyritic Granodiorite)은 부안군 백산면과 정읍 이 평면 서부지역에 소규모 암주상(Stock) 관입체로서 분포하며, 암색은 전반적으로 옅은 홍색을 띠는 미사장석 반정에 의해 담홍색 내지 담회색이다.

신선한 노두가 분포하지 않는 지역, 즉 풍화가 심한 지역에서도 석기에 비해 상대적으로 풍화가 강한 알칼리장석 반정이 상대적으로 비교적 잘 보존되어 있어 반상 화강섬록암의 분포지 임을 지시한다.

중립질 내지 조립질로서 장축의 길이가 3~5cm(최대 10cm)의 알칼리장석 반정을 함유한다. 주구성광물은 석영, 사장석, 미사장석이나 퍼다이드 및 사장석이며, 반정은 퍼



다이드 및 미사장석으로 구성되어 있다.

알칼리장석(미사장석) 반정은 중립 내지 미립의 사장석, 흑운모와 석영 결정들에 둘러싸여 뚜렷한 반상조직을 보여준다. 미량광물로는 2차 기원의 백운모와 흑운모 내에 포함되어 있는 자철석, 저어콘, 인회석과 녹염석이 관찰된다.

(2) 지하수위 측정결과

지하수위의 정확한 특성 파악은 지하구조물의 설계 및 시공에 매우 중요한 사항으로 시추조사 완료 후 24시간 이상 경과한 후에 정수위 상태에서 측정하여야 한다. 지하수위는 지형, 지질상태, 계절, 즉 홍수기 및 갈수기, 공급수원의 원근에 따라 변화되며, 이를 고려하여 설계 및 시공에 반영하여야 할 것이다.

공내지하수위를 측정한 결과, 지하수위는 지표하 0.70~0.72m로 매립층에 분포하는 것으로 나타났다.

표 3.5는 Site-2 공내 지하수위 측정 결과이다.

**표 3.5 Site-2 공내 지하수위 측정결과**

공 번	지하수위 (m)	
	G.L 기준	E.L 기준
NH-3	(-)0.70	(+)5.47
NH-4	(-)0.72	(+)5.36

(3) 지층 개요 및 단면도

Site-2의 시추조사 결과, 상부로부터 대략 매립층, 충적층, 풍화토층, 풍화암층 순으로 비교적 단순한 지층구조로 분포하고 있다.

각 지층에 따른 분포특성은 표 3.6과 같고, 지층의 단면도는 그림 3.4와 같다.

**표 3.6 Site-2 지층 개요**

지 층	분포 심도 (현지표하_m)	두께 (m)	구성 상태 및 지층 기술	N치 (TCR/ RQD)
매립층	0.0~1.4	1.2~1.4	- 실트질 모래로 구성 - 매우 느슨함 - 습윤 상태 - 전 역에서 확인	0/30 ~ 3/30
충적층 (전답토)	1.2~2.3	0.7~0.9	- 실트질 점토로 구성(전답토) - 유기물 혼재 - 매우 연약함 - 습윤~젖음 상태 - 전 역에서 확인	0/30
충적층 (실트질 점토)	1.9~6.8	4.5~4.8	- 실트질 점토로 구성 - 소량의 유기물 혼재 - 매우 연약함 - 포화 상태 - 전 역에서 확인	0/30 ~ 1/30
충적층 (모래)	6.7~8.0	1.1~1.3	- 모래(세립~중립질)로 구성 - 소량의 실트 혼재 - 매우 느슨~약간 조밀함 - 젖음 상태 - 전 역에서 확인	4/30 ~ 10/30
풍화토층	7.9~19.0	10.0~11.1	- 실트질 모래로 구성 - 상부로 실트 우세(부분적으로) - 매우 느슨~매우 조밀함 - 습윤상태 - 색조의 변화가 심함 - 완전 풍화(CW) - 전 역에서 확인	2/30 ~ 50/18
풍화암층	18.0~19.5	0.5~1.3	- 실트질 모래로 구성 - 매우 조밀함 - 습윤 상태 - 높은 풍화(HW) - 전 역에서 확인	50/10 ~ 50/8

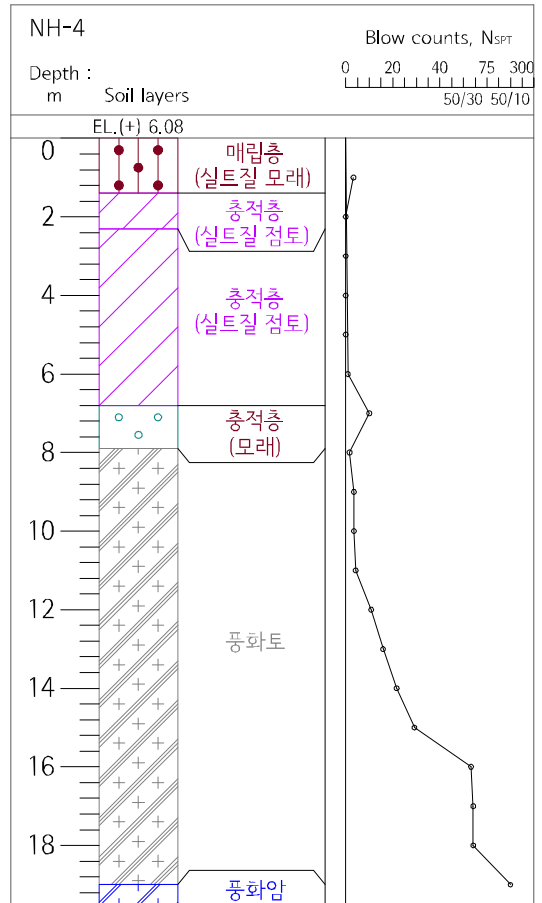
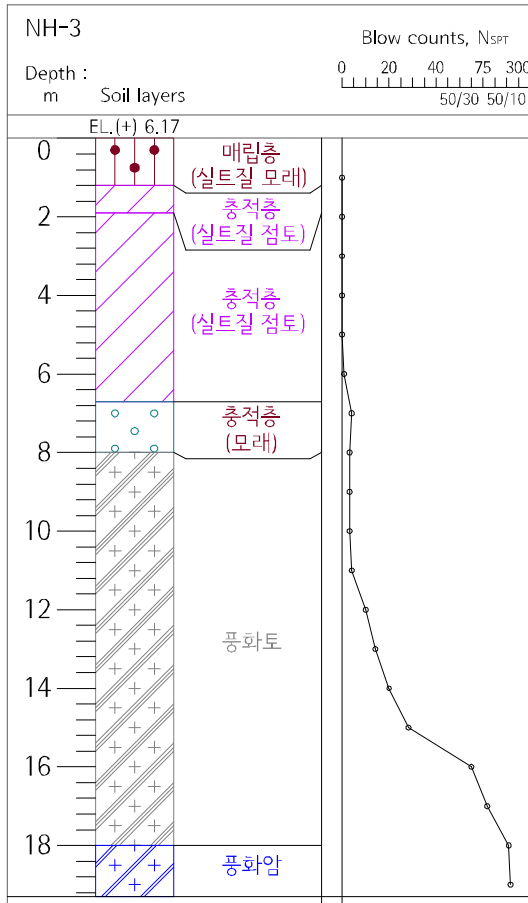


그림 3.4 Site-2 지층 단면도

### 3.3 현장 시험시공 전경

#### 3.3.1 현장 부지 정리 및 자재반입

본 연구에서 사용된 장비는 08m<sup>3</sup> 버킷(Bucket) 용량의 Back/Hoe(이하 B/H)를 사용하였으며, 회전관입 시 회전력을 주기위한 Earth Drill 50,000Max와 회전 Torque력 측정을 위한 Torque Indicator, 수직계를 사용하여 회전관입말뚝을 시공하였다.

그림 3.5는 현장 시험시공 전 현장 부지의 평탄화 작업을 실시한 전경이며, 시공의 편의성을 위하여 말뚝 시공 위치 주변에 자재를 야적시켰다.



(a) 현장부지 정리 중



(b) 현장부지 정리 후



(c) 자재반입



(d) 자재야적

그림 3.5 자재 반입 및 야적

### 3.3.2 회전관입말뚝 시공 방법

그림 3.6은 회전관입장치(Earth Drill 50,000Max) 연결 모습이다. 본 연구에서 사용한 회전관입장치는 08~10m<sup>3</sup> 버킷 용량의 B/H에서 작동이 가능하며, 유압호스(Hose)를 B/H에 연결하여 사용할 수 있다.



(a) 유압호스 연결



(b) 말뚝 연결부(척) 고정

그림 3.6 회전관입장치 연결

그림 3.7은 말뚝 시공 전경이다. 나선형 원관이 부착된 선단부 말뚝을 시공하고, 연결부 말뚝을 연결하여 시공한다. 압축말뚝의 경우는 육각형 이음부를 끼워 맞춤식 방법으로 시공하며, 인발말뚝의 경우는 볼트 체결식으로 시공하였다.

육각형 이음부를 갖는 끼워 맞춤식 방법과 기존 볼트방식의 연결시간 측정결과, 육각형 이음부를 갖는 회전관입말뚝이 3m 길이당 약 5min 이상의 공사시간을 절약할 수 있었다. 이는 전체적인 공기의 영향에 미치며 일반적인 회전관입말뚝 시공량은 200m/day으로 육각형 이음부로 개선된 회전관입말뚝의 시공량은 약 250m/day 이상으로 수행할 수 있다.



(a) 선단부 말뚝 결합



(b) 선단부 말뚝 관입



(c) 압축말뚝(육각형 이음부-끼워 넣기)



(d) 인발말뚝(볼트체결)

**그림 3.7 말뚝 연결**

그림 3.8은 말뚝 시공 시 그라우트 효과를 확인하기 위하여 실시한 중력 그라우트 시공전경이다. 배합은 물-시멘트비(W/C) 80%로 하였고, 말뚝 시공 시 시멘트 페이스트(Cement paste)를 천공 홀(Hole) 위에서 붓는 중력 그라우트 방법으로 수행하였다.



(a) 시멘트 배합



(b) 중력 그라우트

그림 3.8 중력 그라우트

### 3.3.3 말뚝 시공 시 확인사항

#### 3.3.3.1 소음측정

회전관입말뚝은 저소음 공법으로 알려져 있으나, 굴삭기의 지반 굴착 시 발생하는 소음(76dB(A))은 생활소음 규제기준인 65dB(A) 이상이지만, 회전관입 시 발생하는 소음에 대한 측정이 이루어지지 않아 이에 대한 검증이 필요할 것으로 판단되어 시공 시 소음을 측정하였다. 회전관입말뚝 공법으로 말뚝시공 시 소음을 측정하여 65dB(A) 이내로 관리하고자 하였다.

##### (1) 생활소음 규제기준 및 기존 기초 보강공법의 소음 측정 값

기존 기초 보강공법인 마이크로파일은 지반굴착을 위하여 어스오거(Earth auger), 크롤러드릴(Crawler drill) 및 (소구경)천공기를 사용하고 있으며, 이들 장비에 대한 소음측정 값은 중앙환경분쟁조정위원회에서 제시한 자료를 활용하였다.

##### 1) 생활소음 규제기준

소음의 측정 및 평가기준은 환경분야 시험·검사 등에 관한 법률, 생활소음·진동의 규제기준(제20조 제3항 관련)을 따라 표 3.7과 같이 생활소음을 규제한다.

본 연구에서 사용되는 회전관입말뚝은 일반적으로 도심지에서 신축이나 증축 등에 많이 사용되고 있는 말뚝이기 때문에 그에 따른 적합한 소음규제가 이루어져야 한다.

**표 3.7 소음 측정**

대상지역	시간대별		주간 (07:00~18:00)
	소음원		
주거지역, 녹지지역, 관리지역 중 취락지구 · 주거개발진흥지구 및 관광·휴양개발진흥지구, 자연환경보전지역, 그 밖의 지역 에 있는 학교·종합병원·공 공도서관	확성기	옥외설치	65dB(A) 이하
	공사장		65dB(A) 이하



2) 기존 기초 보강공법의 소음레벨

표 3.8은 중앙환경분쟁조정위원회(2007)을 참고하여 정리한 기존 기초 보강공법에 대한 소음레벨이다.

**표 3.8 기존 기초 보강공법 소음레벨**

장비명	가동상태	거리별 소음레벨, dB(A)		검토결과
		7.5m	15.0m	
어스오거	무부하	71.5	67.8	생활소음 규제기준인 65dB를 상회하므로 도심지 공사 시 민원발생이 우려됨
	작업	80.9	76.6	
크롤러드릴	무부하	80.1	77.6	
	작업	86.3	80.9	
천공기	무부하	77.0	69.5	
	작업	95.5	86.8	

주) 공사장 환경분쟁사건 소음·진동도 산출방법 개선연구, 2007.11, 중앙환경분쟁조정위원회

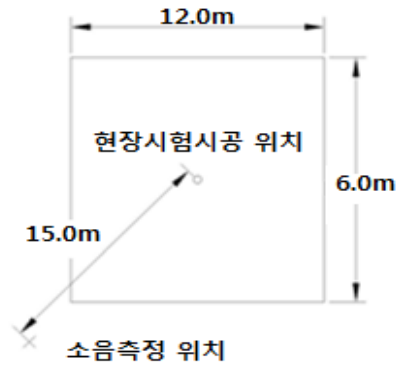
소음 측정방법은 그림 3.9(a)와 같이 B/H가 회전관입말뚝 1공을 시공할 때까지 소음 측정을 수행하여 평균값을 야장에 기록하였다.

소음측정 시기는 2017년 1월 16일 ~ 20일(5일간)간 수행하였으며, 소음측정 장소는 정읍시 Site-1과 부안군 Site-2에서 각각 수행하였으나, Site-1의 경우 날씨의 영향과 기기오작동으로 암소음 수준의 소음이 측정되어 이를 배제하였다.

그림 3.9(b)와 같이 중앙환경분쟁조정위원회(2007)에 제시된 15m를 기준으로 적용하였다.



(a) 소음 측정 진경



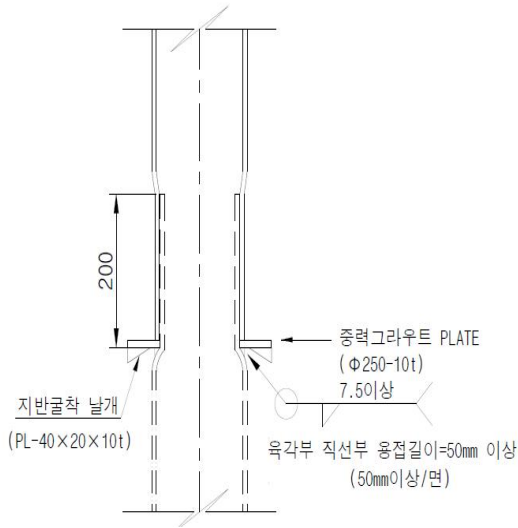
(b) 소음 측정 위치

그림 3.9 소음 측정

### 3.3.3.2 말뚝의 수직도

#### (1) 시험목적

기존 기술의 이음부는 강관 모재와 연결구를 핀 또는 고장력 볼트에 의하여 연결하는 방식으로 강관 모재와 연결구가 밀착되지 않아 말뚝의 수직도 확보가 어려웠으며, 소요지지력을 확보를 위한 과도한 회전Torque에 의한 회전관입 중 핀 또는 고장력 볼트가 절단되는 사고가 종종 발생하여 시공 중 작업자의 안전을 위협하는 요인이 되고 있다. 따라서 본 연구에서는 육각형 이음부 그림 3.10을 개발하여 이음부의 볼트 조임 불량 및 부재간 유격에 의한 수직도 불량의 문제를 해결하고자 하였으며, 말뚝 수직도에 대한 시방기준을 준수할 수 있도록 하는데 그 목적이 있다.



(a) 상세도



(b) 이음부 사진

그림 3.10 육각형 이음부 개발

(2) 말뚝 수직도에 대한 시방기준

회전관입말뚝 시공과정에서 허용기준을 초과하면 말뚝의 추가시공, 구조검토에 의한 말뚝 내력의 검토 및 별도의 품질시험을 통한 지지력 확보여부 확인 등의 대책이 필요하고, 문헌 및 각종 시방서에서 규정하는 시공오차에 대한 국내·외 허용기준은 표 3.9와 표 3.10과 같다.

해외시방기준과 국내시방기준을 비교하면 수직도에 대한 국내의 허용기준은 비교적 적정하게 적용한 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서 말뚝의 수직도는 토목공사 표준일반시방서의 기준을 준용하여, 1/50 미만(88.9°)으로 관리하도록 하였다.

표 3.9 국내시방기준(적용안)

구 분	위치이동	수직도	비고
토목공사 표준일반시방서	150mm 미만	1/50 미만	0.02rad 이내 (88.9°)

주) 토목공사 표준일반시방서, 2016, 1.4.1 설치허용오차, 03120-3쪽

**표 3.10 국외시방기준**

구 분		위치이동	수직도	비고
B.S	8004	75mm	1/75	국내 기준보다 강화된 기준
	해양구조	100mm(육상) 75mm(해상)	1/100(육상) 1/75(해상)	
D.T.U No. 132		60mm(매입) 120mm(현타) 150mm(항타)	3%(Isolate pile) 2%(Group pile)	국내 기준보다 완화된 기준
New York City Building Code		75mm	4%	
ACI		75mm~150mm	2%~4%	

**(3) 수직도 측정방법 및 결과**

회전관입말뚝의 시공은 대부분 B/H를 사용하나, 특수한 경우는 자체적으로 제작한 보링(Boring)장비를 개조하여 사용한다. B/H는 이동성이 용이하며, 시공현장 어디서든 장비를 수급하기 쉽기 때문에 사용성이 용이한 장점을 갖고 있다.

08m<sup>3</sup> 버킷 용량의 B/H가 회전관입말뚝 1개소(3m/분) 시공 후 0점이 맞춰져 있는 디지털 수직계를 회전관입말뚝에 부착하여 수직도를 측정하고 값을 야장에 기록하였다.

**3.3.3.3 말뚝 관입 Torque값 확인**

회전관입말뚝의 Torque 확인은 그림 3.7(a)에서 B/H에서 유압을 가하면 어스드릴 50,000Max로 힘이 전달되어 회전력 일으키고, 그림 3.11(a)의 Torque 트랜듀서(Tranducer)가 어스드릴과 결합되어 발생하는 회전력을 읽어 그림 3.11(b)와 같이 PDA로 회전력을 송출하는 방법으로 Toruqe를 확인할 수 있다.

이러한 회전력은 관입시공 시 발생되기 때문에 시공 중 회전력을 이용한 시공관리(풍화토, 풍화암 지지대 식별 가능)가 가능하며, 이를 토대로 경험적인 지지력을 확인할 수 있으므로 시공 중 회전관입말뚝의 지지력을 예측할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 Site-1, 2 총 30개소의 회전관입말뚝 시공 시 Torque값을 PDA로 읽어 야장에 기

록하였다.



(a) Torque 트랜듀서(Torque 값 입력)



(b) PDA(Torque 값 출력)

그림 3.11 Torque값 측정

### 3.4 재하시험 시험계획

재하시험 방법은 표준재하, 급속재하, 하중증가평형, 일정침하율, 일정침하량, 반복하중재하, 스웨덴 반복하중재하 방법 등 다양한 방법들이 있다. 상기 방법들 중 어떤 방법을 선택할 것인지는 말뚝재하시험 실시목적에 따라 결정되어야 한다. 말뚝기초의 극한 또는 항복하중 결정에는 여러 가지 해석법들이 있으며, 다양한 해석법을 적용하기 위해서는 하중-시간-전체침하량-잔류침하량 관계를 해석할 수 있는데 충분한 재하시험 절차가 요구된다.

재하시험 방법을 정리하면 다음과 같다.

#### (1) 표준재하 시험방법(Standard loading test)

- ① 총 시험하중을 8단계, 즉 목표하중의 25%, 50%, 75%, 100%, 125%, 150%, 175%, 200%로 나누어 재하한다.
- ② 각 하중단계에서 말뚝머리의 침하율(Settlement ratio)이 시간당 0.25mm이하가 될 때까지(단, 2시간을 넘지 않도록) 재하하중을 유지한다.
- ③ 목표하중의 200%, 총시험하중 재하단계에서 하중을 유지하되 시간당 침하량이 0.25mm 이하일 경우 12시간, 그렇지 않을 경우 24시간 유지시킨다.
- ④ 총 시험하중을 목표하중의 25%씩 각 단계별로 1시간씩 간격을 두어 제한한다.
- ⑤ 만약 시험도중 말뚝의 파괴가 발생할 경우 총 침하량이 말뚝두부의 직경 또는 대각선 길이의 15%에 달할 때까지 재하를 계속한다.

#### (2) 반복하중재하방법(Cyclic loading test)

- ① 재하하중의 하중단계는 표준재하 방법에서와 같이 정한다.
- ② 재하하중단계가 설계 하중의 50%, 100%, 150%에 도달하였을 때 재하하중을 각각 1시간동안 유지시킨 후 표준재하방법의 재하 시와 같은 단계를 거쳐 단계별로 20분 간격을 두면서 제하(Unloading)한다.
- ③ 하중을 완전히 제하한 후 목표하중의 50%씩 단계적으로 다시 재하하고 표준시험방법에 따라 다음 단계로 재하한다.
- ④ 재하하중이 총 시험하중에 도달하게되면 12시간 또는 24시간동안 하중을 유지

시킨 후 재하하되 그 절차는 표준재하 방법과 같다.

(3) 급속하중재하 시험방법(Quick loading test method)

- ① 재하하중단계를 목표하중의 10% 내지 15%로 정하고 각 하중단계의 재하간격을 2.5분 내지 15분으로 하여 재하한다.
- ② 각 재하하중 단계마다 2~4차례(예 : 재하간격 5분일 경우 0, 2.5, 4.0, 5.0분) 침하량을 읽어 기록한다.
- ③ 시험은 재하하중을 계속 증가시켜 말뚝의 극한하중에 이를 때까지 또는 재하장치의 재하용량이 허용하는 범위까지 재하한 후 최종단계에서 2.5내지 15분간 하중을 유지시킨 후 재하한다. 일반적으로 총 시험하중을 표준재하시험 방법에서와 마찬가지로 목표하중의 200% 혹은 300%까지로 제한하는 것이 권장되고 있다.

(4) 하중증가평형 시험방법(Incremental equilibrium loading test method)

- ① 재하하중 단계를 목표하중의 15 내지 25%로 정한다.
- ② 각 재하하중단계에서 재하하중을 일정시간(5~15분)동안 유지시킨 후 하중-침하량이 평형상태에 도달할 때까지 재하하중이 감소하도록 방지한다.
- ③ 평형상태에 도달하면 다음 단계의 하중을 재하하는 식으로 되풀이하여 재하하중이 총시험하중에 이를 때까지 시험을 계속한다.

(5) 일정침하율 시험방법(Constant rate of penetration loading test)

- ① 말뚝의 침하율이 통상 0.25mm/min 내지 2.5mm/min가 되도록 재하하중을 조절하면서 매 2분마다 하중과 침하량을 기록한다.
- ② 말뚝의 총침하량이 50~70mm에 달할 때까지 또는 총 시험하중에 도달할 때까지 시험을 계속한다. 또는 총 침하량이 말뚝 두부의 직경 또는 대각선 길이의 15%에 달할 때까지 시험을 계속할 것을 권장하고 있다.

### 3.4.1 압축재하시험

#### (1) 압축재하시험 시 하중재하 단계

회전관입말뚝의 현장적용성 평가를 위해 시공된 말뚝에 대한 압축재하시험으로, 회전관입말뚝의 지지력 및 침하거동 등을 확인하고, 분석된 자료와 설계 자료를 상호 비교분석하여, 설계 자료의 적정성을 확인하고자 하였다.

본 연구에서 개발한 직경 165.2mm(t=7.5mm)의 현장 적용성 평가를 위해 회전관입말뚝을 2개의 시험시공부지에 각각 15본씩을 시험시공하고 재하시험을 실시하였다. 시험말뚝은 일반구조용 탄소강관(KS D 3566)의 STK490을 사용하였으며, 직경은 165.2mm, 두께는 7.5mm, 나선형 원판의 직경은 각각 450mm, 400mm, 350mm, 나선형 원판의 두께는 20mm이다. 이 때의 원판 두께는 이론상 14mm가 적정하게 나타났으나, 철판두께를 14mm로 가공할 수 없어 15mm 두께를 사용하였고, 일반적으로 현장에서 사용하고 있는 18mm(부식두께 공제) 또한 비교분석하고자 원판압축시험을 수행하였다. 원판압축시험을 통하여 15mm, 18mm가 충분한 지지력을 나타낼 수 있는 것으로 확인함에 따라 본 연구에서는 안전측으로 시공하기 위해 일반적으로 현장에서 사용하고 있는 18mm(부식두께 고려 : 20mm)를 선정하여 적용하였다.

말뚝의 시공은 Auger Torque사의 Earth Drill 50,000Max로 회전 관입하여 시공하였으며, 최종 시험시공 종료심도는 회전관입기가 회전을 정지한 상태(최대 Torque Energy 작용시)까지를 고려하여 산정하였다.

압축재하시험을 위해서는 말뚝 목표하중의 2~3배에 달하는 재하하중이 필요하다. 재하방법으로는 사하중을 재하하는 방법, 반력말뚝의 주변마찰력을 이용하는 방법, Earth Anchor의 인발저항력을 이용하는 방법이 있으나, 본 연구에서는 반력말뚝의 주변마찰력을 이용하는 방법으로 수행하였으며, 파괴하중을 결정하기 위해 목표하중의 3배 하중을 최대 시험하중으로 결정하였으며, 하중의 재하 및 제하방법은 KS 2445 및 ASTM D1143 규정에 근거한 급속재하시험 방법으로 수행되었다.

재하시험은 총 3 Cycle로 계획하였으며, 각 단계별 재하하중 유지시간은 5분으로 하여 1분 간격으로 침하량을 기록하였으며, Creep를 고려하여야 하는 경우 목표하중의 100%, 200%에서 60분간의 침하량을 기록하였다.

표 3.11은 압축재하시험 시 재하하중단계 표이다.



표 3.11 압축재하시험 시 재하하중단계

Cycle	상태	하중 (ton)	하중유지시간 (min)
1 Cycle	0	0.0	-
	25%	15.0	5분간 침하량 측정
	50%	30.0	5분간 침하량 측정
	75%	45.0	5분간 침하량 측정
	100%	60.0	60분간 침하량 측정
	75%	45.0	5분간 침하량 측정
	50%	30.0	5분간 침하량 측정
	25%	15.0	5분간 침하량 측정
	0%	0.0	5분간 침하량 측정
2 Cycle	50%	30.0	5분간 침하량 측정
	100%	60.0	5분간 침하량 측정
	125%	75.0	5분간 침하량 측정
	150%	90.0	5분간 침하량 측정
	175%	105.0	5분간 침하량 측정
	200%	120.0	60분간 침하량 측정
	150%	90.0	5분간 침하량 측정
	100%	60.0	5분간 침하량 측정
	50%	30.0	5분간 침하량 측정
	0%	0.0	5분간 침하량 측정
3 Cycle	100%	60.0	5분간 침하량 측정
	200%	120.0	5분간 침하량 측정
	225%	135.0	5분간 침하량 측정
	250%	150.0	5분간 침하량 측정
	275%	165.0	5분간 침하량 측정
	300%	180.0	5분간 침하량 측정
	225%	135.0	5분간 침하량 측정
	150%	90.0	5분간 침하량 측정
	75%	45.0	5분간 침하량 측정
	0%	0.0	5분간 침하량 측정

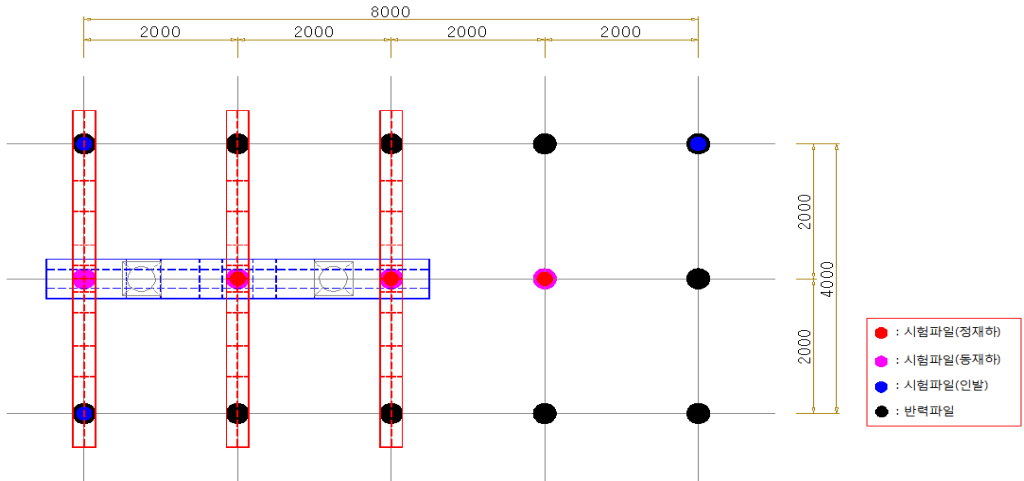
단계별 시험하중의 재하에는 5,000.0kN용량의 유압 Jack을 이용하며, 재하하중의 측정은 5,000.0kN 용량의 Load cell 1조를 사용하여 측정하였다.

재하하중에 의한 말뚝 침하량은 Steel band 및 Magnetic base를 사용하여 말뚝 몸체에 180°간격으로 2개의 LVDT gauge를 부착하고 시험말뚝 주위에 2개의 Reference beam을 설치하여 측정하며, 측정시간은 각 하중단계에서 재하가 완료된 후 0, 1, 2, 3,

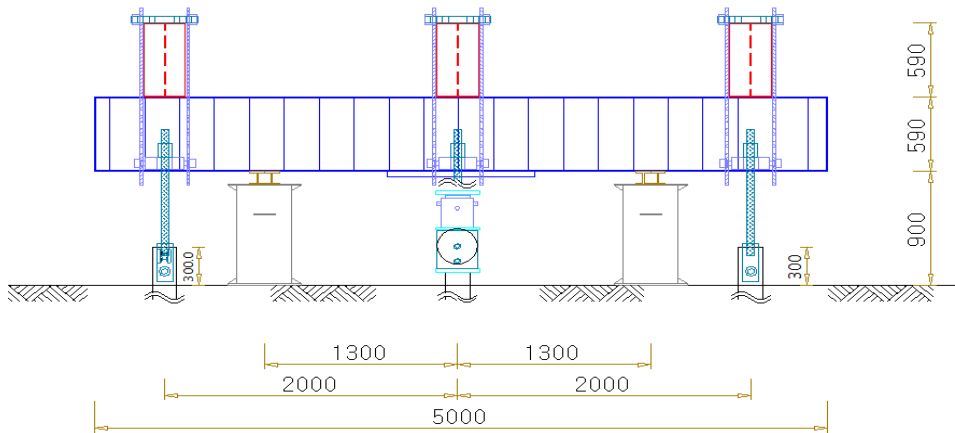
4, 5분 측정 후 다음단계 진행하였다. 사용하는 Dial gauge는 최대 100mm까지 측정이 가능한 것으로서 실제 최소 측정단위는 1/100mm까지로 하였다.

(2) 압축재하시험 개념도

그림 3.12는 주변말뚝이용한 압축재하시험 개념도이다.



(a) 주변말뚝이용한 압축재하시험 개념도



(b) 압축재하시험 정면도

그림 3.12 압축재하시험 개요도

### (3) 압축재하시험 분석기준

재하시험 결과로부터 허용하중을 결정하기 위해서는 항복하중을 적절한 안전율로 나누어 주어야 한다. 이때 하중-침하 거동을 잘 분석하여 목표하중 범위에서 과도한 침하가 일어나지 않도록 허용하중을 결정하여야 한다.

#### 1) 전침하량 기준

구조물의 기초를 설계하는 데에는 파괴에 대하여 안전할 것과 허용된 침하 범위 이상의 침하가 발생하지 말아야 할 것 등 두 가지 기준에 의한다.

파괴에 대하여 안전하도록 하는 지지력(Bearing capacity) 개념의 설계에서는 파괴를 유발하는 지지력(Ultimate bearing capacity)을 구하고 비교적 높은 2.0~3.0의 안전율을 적용한다. 지지력 개념의 설계는 따라서 극한 지지력의 확인에 의하는 것이 가장 바람직하며 이 개념은 우리나라 건설부 제정 구조물 기초설계 기준(2016)에도 명시되어 있다. 또한 각종 문헌에서도 극한지지력을 기준으로 할 것을 나타내고 있다.

극한상태의 정의는 하중의 증가 없이 침하량이 무한대로 증가하는 상태이지만 대부분의 말뚝 재하시험에서는 이와 같은 이론적인 극한지지력은 확인이 되지 않는다. 따라서 인위적인 침하량에 도달하면 그때의 하중을 극한하중으로 인정하는 방법이 보다 폭넓게 적용되고 있다. 전 침하량 기준으로는 Singapore 지하철 설계기준에서 규정한 목표하중에서 6~9mm, 목표하중의 1.5배 하중에서 9~20mm와 같은 엄격한 기준에서부터 일본 토질공학회의 25mm, 러시아에서 적용되는 40~80mm등 광범위한 기준들이 있다.

BS규정에서는 말뚝직경의 10% 침하량을 기준으로 하며, Terzaghi and Peck이 제시한 25mm의 기준도 많이 채용되고 있다. 인위적인 기준 값은 말뚝의 설치 방법과도 밀접한 관계가 있어 De Beer는 항타 말뚝의 경우에는 말뚝 직경의 10%, 현장타설 콘크리트 말뚝에서는 말뚝 직경의 30% 침하를 기준 값으로 할 것을 나타내고 있다.

#### 2) 순침하량 기준

순 침하량은 하중 제거 시의 탄성 침하량을 배제한 잔류 침하량을 기준으로 하여 지반 특성을 보다 잘 반영하므로 많은 설계기준에서 채택되고 있다. 대표적인 기준으로는 DIN의 말뚝 직경의 2.5% 순침하량 기준, New York City, BOCA, Uniform

Building 기준에서 채택한 0.01inch/ton의 순침하량 기준이 있다.

### 3) 항복하중에 의한 지지력 산정법

말뚝에 하중이 재하 되었을때 하중(P)-시간(T)-침하량(S)의 거동 특성에 의하여 소위 항복하중(Yield point)를 구하여 판정하는 방법이 있으며, 여기에 P-S 곡선분석, LogP-LogS 곡선분석, S-LogT 곡선분석, P-ds/d(LogT) 곡선분석, 다중 Cycle 방식에 의한 하중-잔류변형량 곡선법 등 다양한 방법이 있다.

건설부 제정 구조물 기초 설계기준(2016) 해설편에서는 극한하중이 확인되면 문제가 없으나 그렇지 못할 경우 항복하중에 의하도록 하고 있다.

항복하중 판정은 하중(P)-시간(T)-침하량(S) 거동특성으로 부터 이루어진다. 따라서 보다 신뢰도 높은 항복하중 판정을 위해서는 재하에 의한 말뚝의 거동을 합리적으로 분석할 필요가 있다. 말뚝에 하중이 재하되면 재하된 하중은 말뚝의 주면마찰력으로 저항되며 주면마찰의 침하가 된 결과는 선단부에 하중전달 및 선단부 침하를 유발하게 된다. 따라서 하중재하 초기에는 대부분의 하중은 주면마찰로 저항되며 선단부에는 하중이 거의 전달되지 않거나 극히 일부의 하중만이 전달된다. 재하하중이 증가하여 극한 주면마찰력 이상의 재하상태가 되면 말뚝주면부는 극한상태에 도달하게 되어(재하하중-극한 주면마찰력)이 선단부에만 전달되게 된다.

그림 3.13은 주면마찰력이 작은 경우에는 전체 지지력의 하중-침하량 관계는 선단지 지력에 대한 관계와 크게 상이하지 않으나, 주면마찰력 성분이 큰 경우에는 하중-침하량 관계곡선을 아래 3가지 구간으로 나누어 고려하여야 한다.

제1구간 : 하중재하 초기의 단계로 주면마찰 특성이 위주가 된다.

제2구간 : 주면마찰의 극한을 초과하여 증가된 하중이 선단지지력으로만 저항된다.

그러나 선단지지력의 항복상태까지는 도달하지 않은 하중구간까지이므로 급격한 침하는 발생하지 않는다.

제3구간 : 선단지지력의 항복하중을 초과하여 전체 하중-침하량 곡선은 전형적인 극한상태와 유사한 관계를 나타내어 준다.

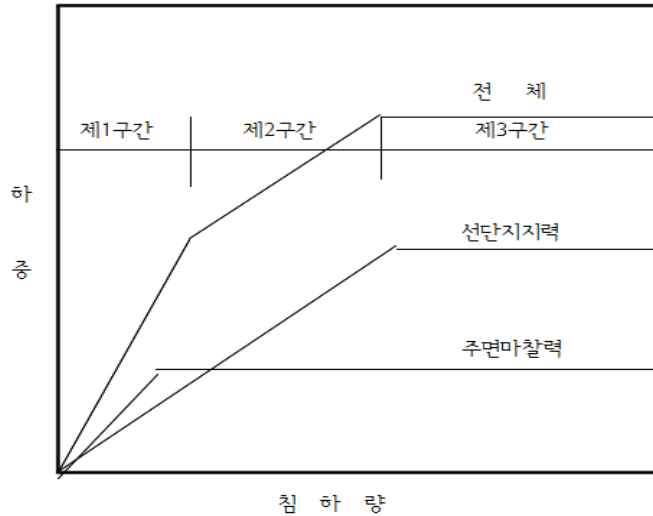


그림 3.13 하중-침하량 관계

말뚝의 하중(P)-시간(T)-침하량(S) 관계는 주변마찰 성분과 선단지지 성분에 있어 그 특성이 상이하다. 선단지지력과 주변마찰력을 분리하여 측정하는 재하시험 결과에 의하면 주변마찰력은 하중증가에 거의 정비례하는 침하량을 보여주며 말뚝직경과 관계 없이 대부분 4~6mm의 침하량에 도달하면 극한 상태가 된다. 반면 선단지지력은 Vesic의 구분과 같이 파괴의 조건에 따라 하중-침하량 관계가 다양하게 나타난다.

일정한 하중재하 상태에서 시간 경과에 따른 침하량-시간 관계에 있어서도 주변마찰의 경우 재하 후 비교적 짧은 시간에 안정되는 특성과 극한 상태에서는 비교적 급격한 침하량 증가를 나타내어 극한 하중 판단에 어려움이 없다. 반면 선단지지력은 재하 하중의 크기가 증대 할수록 침하속도가 안정되는데 많은 시간을 요하는 특성이 있으며, 항복하중에서는 시간경과에 따라 침하속도가 증가하는 관계를 나타내 준다.

실제로 말뚝에 제1구간에 해당되는 하중이 재하되면 침하량-시간관계도 주변 마찰의 특성이 위주가 된다. 극한 주변마찰력을 초과하는 하중상태인 제 2구간에서는 선단 저항의 침하량-시간관계가 위주가 되어 S-LOG T 관계가 변화하게 된다. 제 3구간에서는 선단저항의 침하량-시간 관계만이 나타나게 되며 S-LOG T 관계가 변하게 된다.

S-LOG T 분석으로 항복하중을 판정할 때, 주변마찰력의 비율이 높은 경우에는 제 1구간과 제 2구간의 경계부와 항복하중의 2가지 하중에서 요형상태가 판정되기도 하여 항복하중 판정이 애매해 질 수도 있다. 같은 이유에서, 제 3구간까지 재하를 하지 않고 말뚝재하시험을 중단하면 S-LOG T 분석은 물론 S-P 분석, LOG S-LOG P 분석은

진짜 항복하중이 아닌 주변마찰 특성과 선단지지 특성의 교차점인 가항복하중만을 분석할 가능성도 있다.

① P-S 곡선분석법

그림 3.14는 P-S 곡선분석방법이다. 하중 P와 말뚝머리의 침하량 S를 산술눈금으로 표시하고 각 점을 연결하여 구해진 곡선에서 초기의 직선부분의 기울기와 말기의 직선부분의 기울기를 작도하여 그 교점을 항복하중( $Q_t$ )으로 한다.

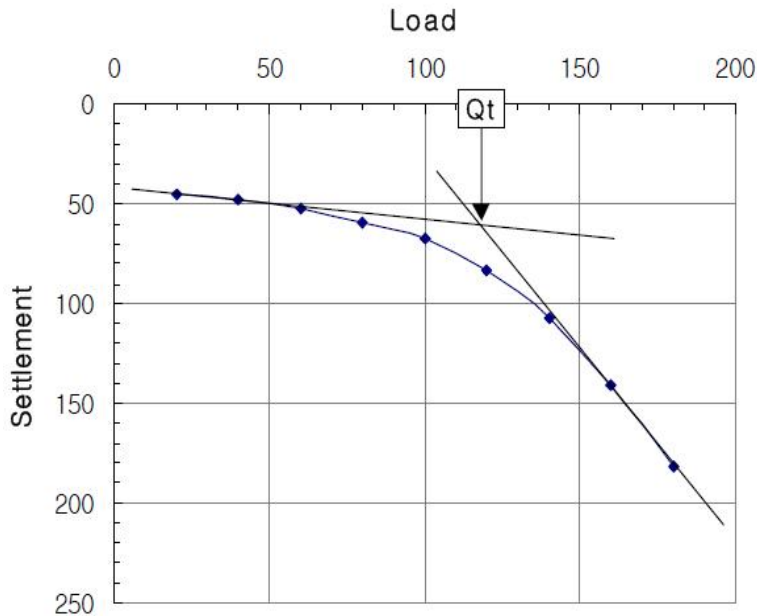


그림 3.14 P-S 곡선분석법

② Log P-Log S 곡선분석법

그림 3.15는 Log P - Log S 곡선분석법이다. 하중 P와 말뚝머리의 침하량 S를 반대수눈금으로 표시하고 각 점을 연결하여 구해진 곡선에서 초기의 직선부분의 기울기와 말기의 직선부분의 기울기를 작도하여 그 교점을 항복하중( $Q_t$ )으로 한다.

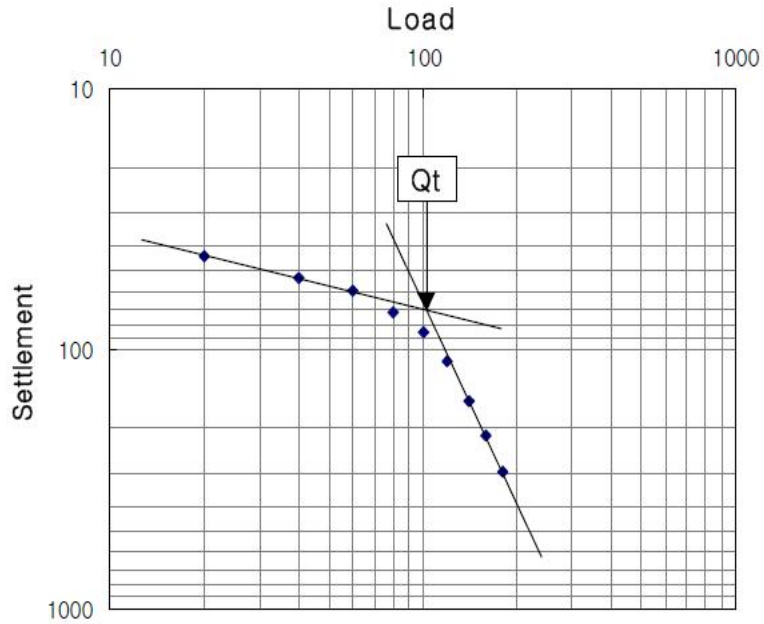


그림 3.15 Log P-Log S 곡선분석법

③ S-Log t 곡선분석법

그림 3.16은 S - Log t 곡선분석법이다. 각 재하단계에 대해 경과시간을 대수 눈금에 말뚝머리의 침하량을 산술눈금에 표시하여 각 하중단계의 관계선이 직선적으로 되지 않는 점의 하중을 항복하중( $Q_t$ )으로 한다.

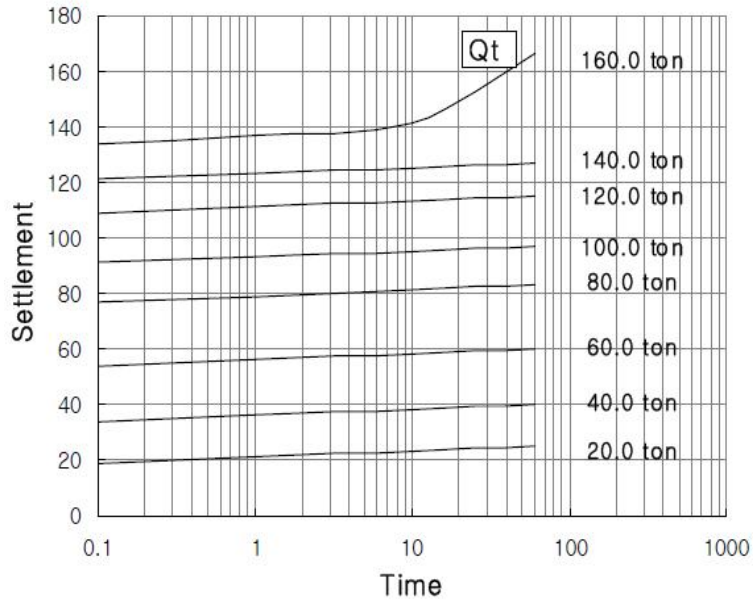


그림 3.16 S-Logt 곡선분석법

4) 압축재하시험 분석 시 적용한 안전율

압축재하시험을 이용한 허용지지력 평가 시 적용되는 안전율(Factor of safety)에 대한 각 국가별 적용기준은 표 3.12와 같으며, 특히 회전관입말뚝에 대한 안전율 규정은 BS Code, AC 358 등에 의해 1.6~2.0범위 내에서 확인되었다.



**표 3.12 압축재하시험에서의 안전율**

구 분		기준 침하량 (mm)	안전율 (Factor of Safety)	비 고
기준	제안자/제안국			
전침하량 기준	Terzaghi & Peck	25.4	2.0	
	BS Code(8004)	10%D	-	
	DIN 4026	2.5%D	2.0	
	O'Neill and Reese(1999)	5.0%D	-	
	Chen and Kulhawy(2002)	4%D(점성토) 10%D(사질토)		
	AC358	$\delta t = QL/EA + (10\%D_{ave})$	2.0	회전 관입말뚝
	Livneh and Naggar(2008)	$\delta t = QL/EA + (8\%D_{max})$	2.0	회전 관입말뚝
항복하중 기준	log P-log S	-	2.0	
	S-logT	-	2.0	
	P-dS/d(LogT)	-	2.0	
	Davisson's Method (1973)	$\delta t = QL/EA + (D/120+3.81)$	2.0	
		$\delta t = QL/EA + (D/120+4)$	1.8 (Proof-test)	

본 연구에서는 급속재하시험을 통하여 재하시험을 수행하였기 때문에 항복하중 기준 분석방법 중  $\log P - \log S$  곡선분석,  $S - \log T$  곡선분석,  $P - dS/d(\log T)$  곡선분석 기준은 제외하였다.

회전관입말뚝의 경우 항타, 매입, 현장타설 말뚝과는 시공방법, 말뚝의 형태가 상이하기 때문에 기존 사용되는 말뚝의 안전율과 침하량 기준을 적용하기에는 무리가 있을 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 국내외 소구경 및 회전관입말뚝에 대해 선행 연구결과, 기존 Davisson's method에서 순침하량을 변경하여 회전관입말뚝의 극한지지력을 결정하는 방법을 확인하였다.

가장 보편적으로 사용하는 방법은 나선형 원판 직경의 10%에 해당하는 순변위가 발생할 경우 극한지지력이 발휘되는 것으로 판단하는 AC 358 Code를 적용하며, 이 때의 순변위는 말뚝머리에서 발생하는 총변위에서 말뚝자체의 탄성침하량을 제외한 변위를 나타낸다. 따라서 AC 358 Code에 의해 결정된 극한지지력은 적정한 안전율(F.S=2.0)로 나누어 허용지지력을 산출하였다. 또한 Livneh and Naggar(2008)은 나선형 원판 직경 중 가장 큰 원판의 직경에 8%에 해당하는 순변위가 발생할 경우 극한지지력이 발휘되는 것으로 판단하였다.

### 3.4.2 동재하시험

동적재하시험 방법은 말뚝 항타 분석기(Pile driving analyzer)를 이용하여 항타로 인한 말뚝의 변위와 가속도를 항타 즉시 분석하여 항타기의 효율적인 작동 여부, 말뚝에 작용하는 압축력 및 인장력, 예상 지지력, 말뚝의 손상 여부를 출력한다. 따라서 말뚝이 손상되지 않는 범위 내에서 소정의 지지력을 얻을 수 있도록 항타관리가 가능하며, 항타기의 효율 및 적정성을 판단하여 항타장비 및 항타시스템, 말뚝의 적절한 조합을 유도할 수 있다.

말뚝 항타 분석기는 과동 방정식을 이용한 항타해석(Wave equation analysis of pile driving)과는 달리 말뚝 두부에서의 힘과 속도를 입력치로 사용하기 때문에 항타기의 모델링 또는 효율의 추정으로부터 생기는 오차를 제거하였다.

CAPWAP(Case Pile Wave Analysis Program, 이하 CAPWAP)은 말뚝 항타 분석기로 계산된 힘과 속도를 Wave matching technique으로 분석하여 말뚝의 극한 지지력, Quake 및 Damping 등을 추정하며, 이들을 이용하여 정적 재하 시험을 모사한 하중-변위 곡선, 주변 마찰력의 분포 및 크기, 선단 지지력을 예측한다.

과동 방정식에 의한 말뚝 해석 프로그램, 말뚝 항타 분석기, 정적 재하 시험을 적절히 조화하여 사용한다면 말뚝의 설계 및 시공성 향상, 시공 관리 및 품질 향상, 공비 절감 등 상당한 효과를 얻을 것으로 기대된다.

#### (1) 동재하시험 개요

1800년대 중반부터 전세계적으로 450개 이상의 동적 지지력 공식이 제시되어 왔으며 현재도 현장에서의 항타관리에 주로 사용되고 있는 실정이다. 이 공식들은 식 (3.2) 공식에 근거를 두고 있다.

$$W \times H = R \times S \quad (3.1)$$

여기서, W : 램의 무게(kN)

H : 램의 낙하고(mm)

R : 말뚝의 지지력(kN)

S : 항타 시 말뚝의 관입량(mm)

그러나 동적 지지력 공식들은 항타 시스템(System)과 에너지(Energy) 손실, 말뚝의 강성에 관한 고려가 되어 있지 않으며 흙의 저항이 일정하다고 가정하고 있다.

Hiley, ENR 공식 등 식 (3.1)로 부터 파생된 항타 공식들은 특정 지반 조건, 지역 및 시대의 항타 관습으로 부터 형성된 Data Base에 근거하여 1960년대 이전에 개발된 공식들이 대부분으로 항타현장의 지반조건, 말뚝 종류, 항타기 등이 다른 경우에는 적용에 신중을 기해야 한다. 그러므로 현재의 국내 현장과 같이 고강도 콘크리트 말뚝, 강관 말뚝, 유압 항타기 등이 많이 사용되는 경우 동적 지지력 공식으로 말뚝의 지지력을 추정하는 것은 상당히 신뢰도가 떨어진다.

항타과정의 수치적 해법인 과도 방정식에 의한 해석법은 Smith(1960)에 의해 최초로 소개되었다. 이 해석법에서는 항타기, 쿠션(Cushion), 헬멧(Helmet), 말뚝을 스프링(Spring)으로 연결된 일련의 Rigid Mass로 표현하였으며, 말뚝-흙의 거동은 정적 저항을 위해 탄소성 스프링을, 동적 저항을 위해 선형 감쇄기를 각각의 말뚝 요소에 연결하여 표현하였다. 이들 정적, 동적 저항 모델 중 중요한 Parameter는 Quake, Damping, 흙의 정적 저항력이다. 그 이후 과도 방정식에 의한 항타해석용 프로그램이 계속 개선되어 왔으며, 최근에 시판되고 있는 GRLWEAP은 545 종류의 항타기 모델링을 포함하고 있다.

과도 방정식에 의한 항타해석은 동적 지지력 공식에 의한 항타관리 보다 훨씬 우월하지만, 항타로 인해 말뚝에 전승되는 가속도, 속도, 힘, 변위 등을 항타기, 쿠션, 헬멧의 모델링으로 부터 계산하므로 항타기의 실제 거동과는 상이한 결과를 가져올 수 있다. 따라서 과도 방정식에 의한 항타 해석은 말뚝의 극한 지지력 추정보다는 Parametric study를 통한 항타장비 및 말뚝의 효율적인 선택을 위해 사용되는 것이 적절하다.

말뚝 항타 분석기 및 측정 장치들은 현장에서 일상적인 시험으로 쉽게 사용할 수 있도록 개발된 것으로 그림 3.17과 같이 구성되어 있다. 두 쌍의 변형률계(Strain Transducer)와 가속도계(Accelerometer)는 말뚝의 두부에 볼트로 고정되며 측정된 말뚝의 변형과 가속도는 힘과 속도로 변환되어 말뚝 항타 분석기의 화면에 항타와 동시에 나타난다.

변형률계는 4개의 Resistance Foil Gages를 부착한 Frame으로 재사용이 가능하며, 가속도계 Quartz crystal로 구성된 Piezoelectric 방식이 보통 사용된다. 항타 시 편타로 인해 동일 위치의 단면에 다른 크기의 압축력 또는 변위가 발생하는 것을 감지하고자

말뚝 주변의 180°방향으로 한쌍씩의 변형률계와 가속도계를 부착한다.

말뚝 향타 분석기는 변형률계와 가속도계로 부터 측정된 아날로그(Analogue) 신호에 대해 Signal conditioning을 실시하며, A/D 변환기를 통해 힘과 속도가 Digital data로 변환된다. 이와 함께 Case 방법으로 추정된 각종 계산치를 힘과 속도와 함께 말뚝 향타 분석기 화면에 보여준다.

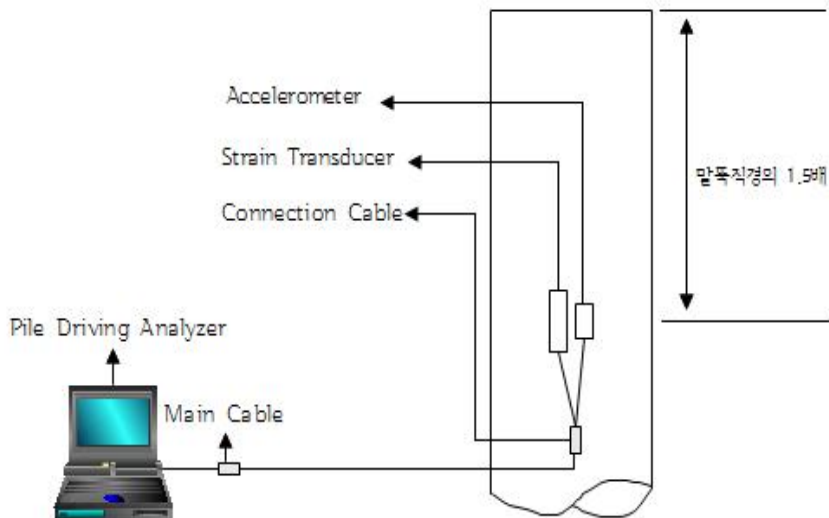


그림 3.17 말뚝 향타 분석기의 구성

## (2) 분석방법

### 1) Proportionality

향타 시 말뚝 두부에는 압축변형과 압축력이 발생한다. 이 힘은 다시 말뚝을 따라 아래 방향으로 전달되면서 압축변형을 발생시킨다. 이때 압축변형으로 인하여 말뚝내에 변위가 발생하며, 말뚝내에 어느 한 요소의 변위 속도를 입자속도(Particle velocity, 이하 V)라고 한다. 압축파 자체의 속도는 파속도(Wave speed, 이하 C)로 정의 할 수 있으며 말뚝을 통해 전파 된다고 가정한다.

그림 3.18에 보이는 바와 같이 시간  $\Delta t$  동안 압축파가  $\Delta L = (\Delta t) \cdot C$ 의 거리를 이동하면 말뚝내의 A점에서는  $\delta$  만큼의 변위가 발생한다. 변위  $\delta$ 로 인한 말뚝의 변형율( $\epsilon$ )은 다음과 같다.

$$\varepsilon = \frac{\delta}{\Delta L} = \frac{\delta}{\Delta t \cdot C} \quad (3.2)$$

이때 A점의 입자속도는,

$$V = \frac{\delta}{\Delta t} \quad (3.3)$$

이고, 상기 두 식으로부터 다음식이 얻어진다.

$$\varepsilon = \frac{V}{C} \quad (3.4)$$

식 (3.4)의 양변에 말뚝의 탄성계수(E)와 단면적(A)를 곱하면 식 (3.5)가 얻어진다.

$$F = \frac{EA}{C} V \quad (3.5)$$

식 (3.5)는 항타분석을 위한 측정의 기본이 되는 식으로 비례계수(EA/C)는 말뚝의 Impedance라고 한다.

말뚝내의 어느 한 점에서의 힘은 동일한 점에서의 입자속도에 비례한다는 것을 알 수 있으며, 항타분석기에서 측정된 속도에 말뚝의 Impedance를 곱한 값은 측정된 힘과 같아야 한다.

측정점에 반사파가 도달하지 않는 한 유효하며, 주면마찰력이나 선단지지로 인한 파가 반사되어 측정점에 도달하면 F는 증가하고 (EA/C)는 감소하게 되어 식 (3.5)는 성립하지 않게 된다. 일반적으로 항타분석기에 측정된 속도가 최대값에 도달할 때까지는 힘과 속도가 비례하며, 이를 Proportionality라고 한다.

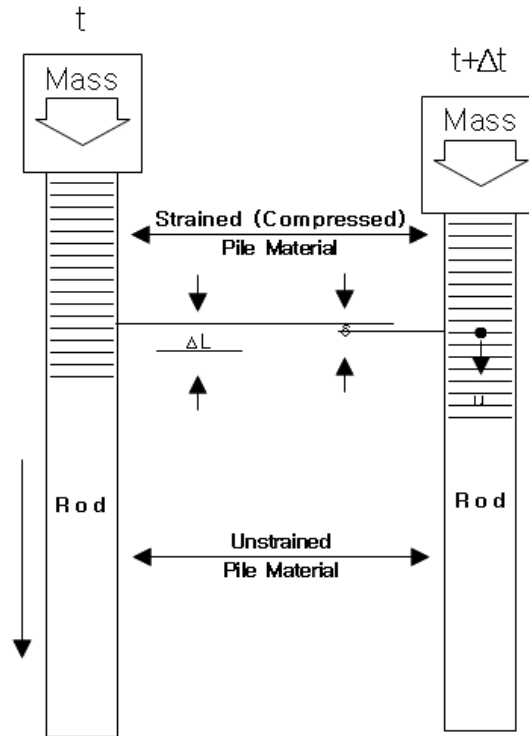


그림 3.18 Proportionality

2) CASE 방법

항타분석기는 1차원 파동전달 이론으로 부터 전체저항(Total driving resistance)과 정적저항(Static resistance)를 계산한다. Case 방법의 기본이 되는 항타저항력은 식 (3.6)과 같이 나타냈다.

$$RTL = \frac{1}{2}(FT_1 + FT_2) + \frac{1}{2} \frac{EA}{C}(VT_1 + VT_2) \quad (3.6)$$

여기서, RTL : 전체 저항력(kN)

$FT_1, FT_2$  : 시간  $t_1$  과  $t_2$ 에 말뚝두부에서 측정된 힘(kN)

$VT_1, VT_2$  : 시간  $t_1$  과  $t_2$ 에 말뚝두부에서 측정된 속도(m/s)

$\frac{EA}{C}$  : 말뚝의 Impedance(kN/m/s)

일반적으로 시간  $t_1$ 은 측정된 속도가 최대인 시간으로 하며, 시간  $t_2$ 는 시간  $t_1$ 으로부터  $(2L/C)$ 가 경과한 시간을 말한다. 항타 시 말뚝의 전체저항력(RTL)은 정적저항력과 Damping으로 인한 동적저항력으로 구성된다.

Case 방법에서는 동적저항력을 Case damping factor( $J_c$ ), 말뚝의 Impedance( $EA/C$ ), 말뚝 선단위치에서의 Particle velocity( $V_t$ )의 곱으로 정의하고 전체 저항력으로부터 동적저항력을 제거함으로써 말뚝의 정적 지지력을 추정한다.

$$\begin{aligned}
 RSP &= RTL - J_c \frac{EA}{C} V_t \\
 &= RTL - J_c V_{T_1} \left( \frac{EA}{C} \right) + FT_1 - RTL
 \end{aligned} \tag{3.7}$$

여기서, RSP : 말뚝의 정적저항력(kN)

RTL : 말뚝의 전체저항력(kN)

$J_c$  : Damping Ratio

$FT_1$  : 최대타격 시 ( $t_1$ ) 말뚝상단에 작용하는 힘(kN)

$FT_2$  : 시간  $t_2 = t_1 + 2L/C$  일 때 말뚝상단에 작용하는 힘(kN)

$VT_1$  :  $t_1$  시의 말뚝상단에서 파의 속도(m/s)

$VT_2$  :  $t_2 = t_1 + 2L/C$  시 ( $t_1$ )말뚝 상단의 파의 속도(m/s)

$\frac{EA}{C}$  : 말뚝의 Impedance(kN/m/s)



표 3.13 Damping의 대략치

지 반	Jc	비 고
모 래	0.05 ~ 0.20	Case Damping 상수 Jc는 원칙적으로 그 지역 지반특성에 따라 다르며, 정적지지력 시험결과와의 상관관계를 이용하여 구하여야 하나, 동재하시험 시 지반조건에 따른 계략적인 값을 이용한다.
모래실트	0.15 ~ 0.30	
실 트	0.20 ~ 0.45	
실트점토	0.40 ~ 0.70	
점 토	0.60 ~ 1.10	

Case 방법은 항타와 동시에 말뚝의 예상 지지력을 계산하므로 항타관리에 매우 편리하지만, 말뚝의 실제 지지력 추정 시 Case damping factor, Jc를 경험적으로 가정하여야 하고 FT와 VT의 계산을 위하여 시간 t1을 선택하여야 하는 등의 오차 유발을 포함하고 있다. 이러한 문제점을 개선하기 위해 개발된 것이 CAPWAP 방법이다.

### 3) CAPWAP 방법

CAPWAP 방법은 말뚝 항타 분석기로 얻어진 힘과 속도의 기록을 이용해 시행착오 방법으로 경계조건(말뚝 지지력, 흙의 저항 분포, Quake 및 Damping 특성)을 결정한다.

이 방법에서는 말뚝을 압축파의 이동 시간이 동일한 연속적인 Segment로 모델링하고, 가정된 경계조건을 이용하여 계산된 파를 측정된 파와 비교하면서 두 파형이 어느 정도 일치될 때의 경계조건을 결정한다. 입력치로 사용되는 말뚝두부의 거동은 힘, Wave Down, 속도 등이며, 이 경우 계산되는 출력치는 각각 속도, Wave Up, 힘이 된다. 계산된 파와 측정파를 일치시키기 위한 반복작업 시 조정되는 Modeling parameter 중 대표적인 것은 Quake, Unloading quake, 흙 및 말뚝의 Damping, Unloading level, Reloading level, Radiation damping을 위한 Parameter, Plug mass, 극한지지력, 흙의 저항 분포 등이다.

CAPWAP은 위에서 계산된 경계조건을 이용, 정적 재하 시험을 묘사하여 말뚝의 두 부에 하중을 작용시켜 말뚝의 관입과 이에 소요되는 흙의 정적 저항력의 관계를 얻을 수 있고, 선단지지력과 주변마찰력을 분리하여 지지력을 평가할 수 있으며, 또한 주변

마찰력 분포의 제시도 가능하다.

동적재하시험에서 측정된 힘-시간과 가속도-시간의 Data는 Wave equation pile driving program을 이용하여 Computer로 해석하여 힘-시간 측정치를 확보한다. 이때에 기초지반의 상태와 가속도-시간의 측정치 및 말뚝과 지반의 물성치를 이용하여 Wave equation 분석을 실시하여 힘-시간 계산치를 확보한다. 말뚝두부에서 계산된 힘-시간 계산치와 Strain signal로 얻어진 힘-시간 측정치를 비교한다. 힘-시간의 계산치와 측정치가 일치하지 않으면 흙의 상태를 나타내는 토질변수를 바꾸어 가면서 힘-시간의 관계가 계산치와 측정치가 만족할 만큼 일치될 때까지 반복하여 Wave equation 분석을 실시한다.

CAPWAP 이론에서는 힘-시간의 측정곡선과 계산곡선이 완전히 일치하여야 모든 변수를 구할 수 있다. 그러나 측정된 Signal과 계산된 Signal은 완전히 일치하기 어렵다. 특수변수의 조합을 통해서 만족할 만큼 근사치가 얻어질 때까지 계속한다.

CAPWAP 분석에서 필요한 변수는 항타 시 관입저항( $R_s$ ), 흙의 Damping율, 흙의 탄성력, 말뚝의 정적, 동적저항력과 말뚝 선단저항력 등 모두 6가지가 있다. CAPWAP 분석의 결과는 동재하시험시 재구성된 지반의 저항, 지반의 Damping율, 말뚝축과 선단에서의 Quake치, 말뚝측면에 작용하는 마찰력 등을 알 수 있다.

이 계산은 간단한 탄성이론법을 기초로 하고 재하시 말뚝 상단의 침하만을 추정하며, 말뚝의 선단 침하나 직접적으로 고려되어진 침하는 포함하지 않는다. 또한 매 분석의 시작이 잘못되면 정확한 분석이 이루어지지 않기 때문에 궁극적인 말뚝의 선단지지력을 수정할 때에는 신중을 기하여야 한다.

### (3) 동재하시험 분석 시 모델링

일반적인 중·소구경의 강관 말뚝 시공법과는 다르게 회전관입말뚝 공법의 경우 품질 확인을 위한 재하시험 시행빈도가 빈약하다. 이는 회전관입말뚝의 관입특성에 따라 기존의 재하시험방법(반력말뚝 이용방법 등) 적용 시 추가적인 반력말뚝의 시공과 별도의 회전구속을 방지하기 위한 장치가 동시에 필요함에 따라 공사비가 증가하게 되므로 발주처 및 시공사에서는 이를 기피하기 때문이다.

이에 일부 현장에서 비용이 절감되고 별도의 추가 장치가 필요하지 않은 동재하시험을 적용하여 왔으나, 회전관입말뚝의 자재형상 및 지지메커니즘(Mechanism)을 고려하지 않아 동재하시험에 의한 지지력 평가 시 그림 3.19와 같이 모델링을 수행한다. E는 Elastic Modulus의 변화이며, SP는 Specific Gravity 값이고, Perimetric은 말뚝의 외관

형상을 입력하는데 회전관입말뚝을 기존의 강관말뚝처럼 일자형인 Perimetric으로 모델링하여 해석을 수행하기 때문에 실제 지지력보다 과소평가되는 등의 오류가 발생되고 있는 실정이며, 이로 인해 지지력 평가에 대한 신뢰성을 떨어뜨리는 결과를 초래하고 있다.

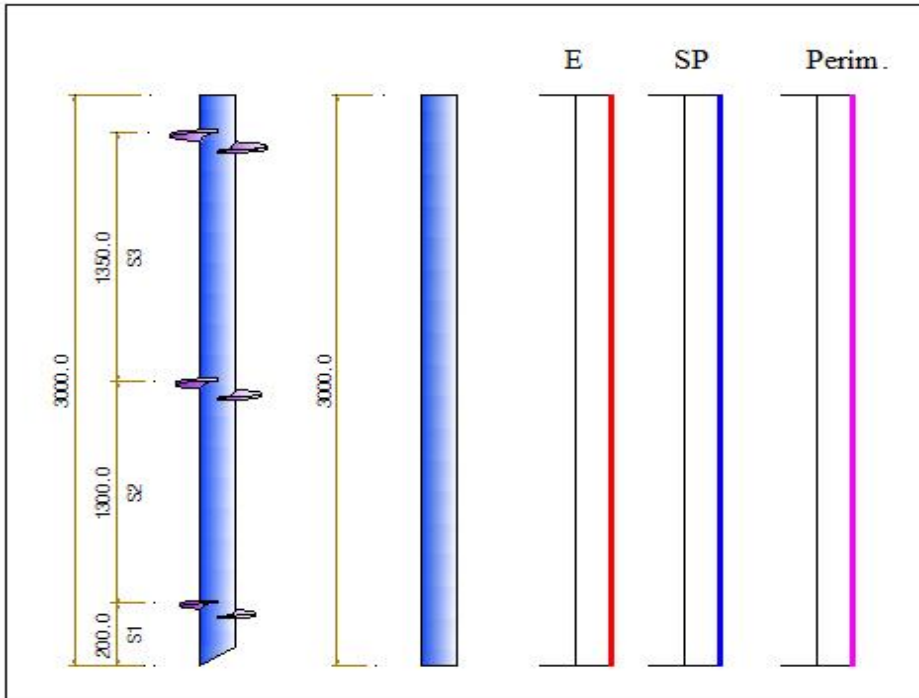
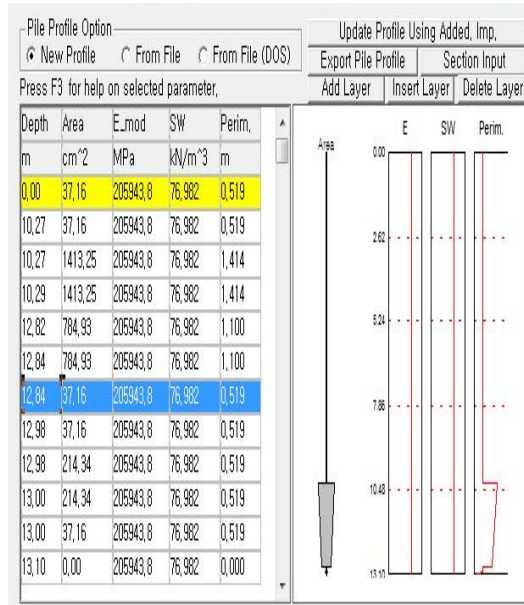


그림 3.19 회전관입말뚝 모형과 상이한 모델링 분석

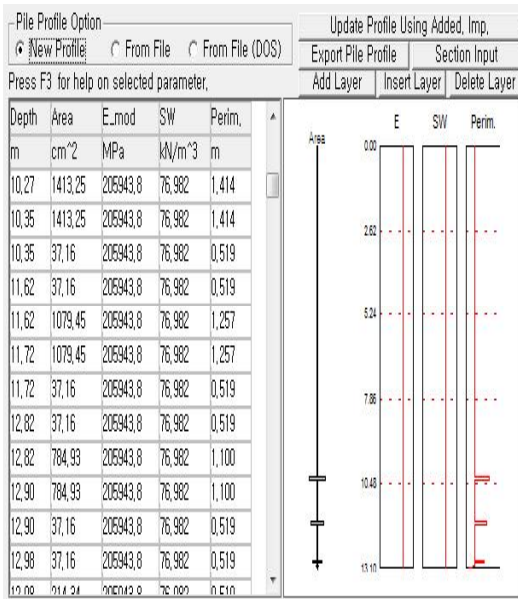
국외에서 수행된 회전관입말뚝에 대한 동재하시험 사례의 경우 동재하시험 모델링 방법이 각기 다른 형태의 모델링으로 제시되었으나, 이는 각 국가별 지반조건의 상이함과 지지층의 선정기준, 회전관의 간격 및 크기 등이 다름에 의해 국내에 동일하게 적용하기에는 문제가 있으며, 국내의 경우 연구 실적이 거의 없는 실정이다.

따라서 본 연구에서는 분석결과의 신뢰성을 확보하기 위해 말뚝 형상인 Perimetric을 3가지 모형으로 그림 3.20과 같이 검토하였으나, 말뚝의 모델링은 2D작업으로 이루어지기 때문에 회전관 형상을 완벽히 구현하기는 어려움이 있었다.

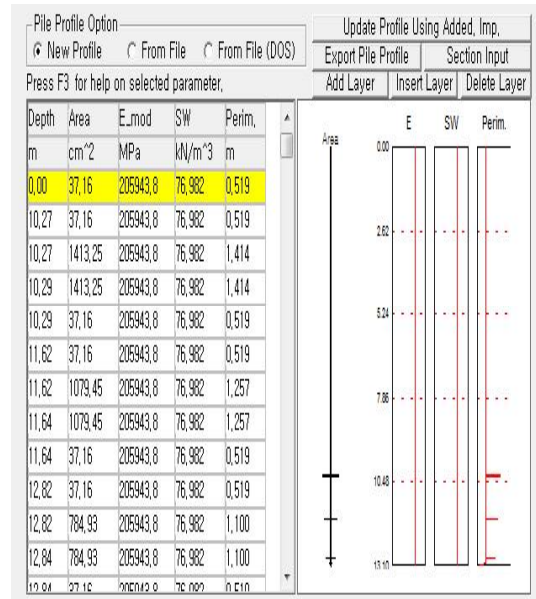


(a) 원통형

<Cylindrical shear method>



(b) 개별 회전판 간격(=75mm)



(c) 개별 회전판 두께(=20mm)

<Individual bearing method>

그림 3.20 지지거동에 따른 모델링 분석

그림 3.20(a)는 원판에서 주면마찰력을 받는 Cylindrical shear Method를 이용하여 해석한 방법이며, 그림 3.20(b)와 그림 3.20(c)는 Individual bearing method를 이용한 방법이다. 여기서 그림 3.20(b)는 나선형 원판의 Pitch(간격)인 3inch 기준 75mm를 표현하였고, 그림 3.20(c)는 나선형 원판의 두께인 20mm를 표현하여 동재하분석을 수행하였다.

동재하시험 결과 분석 시 회전관입말뚝 특성상 하중전이시험을 수행하지 못하였기 때문에 압축재하시험을 통해 나타난 결과값을 참값으로 결정하였고, 적용된 3가지 모델링 기법으로 동재하시험을 분석하여 압축재하시험 결과값과 가장 유사한 값이 회전관입말뚝 지지거동에 따른 동재하시험 모델링으로 적합하다고 판단하였다.

적용된 모델링 기법 중 그림 3.20(a)인 원통형 지지 형태의 모델링기법의 경우 모델링된 원통형 주면적의 증가로 인해 실제 측정된 파형의 심한 왜곡이 발생하였고, 실제 주면마찰력을 과대평가하는 결과가 도출되었다.

나선형 원판의 개별 지지 형상의 모델링기법인 그림 3.20(b)의 경우 원통형지지 형태의 모델링 기법보다는 다소 적은 파의 왜곡현상이 발생하였으나, 분석상 적합하지 않은 것으로 판단되었으며, 그림 3.20(c)의 경우 CAPWAP 분석 시 파형의 왜곡이 최소화와 적절한 Matching(Match Quality=3.0 미만) 결과를 확인할 수 있었다. 따라서 가장 압축재하시험의 결과값과 유사하게 도출되었던 모델링 방법은 그림 3.20(c)의 Individual bearing method임을 확인하였다.

CAPWAP 분석 시 2차적인 고려사항으로 부재 길이의 제한에 따라 다수의 이음부가 발생하며, 이에 따른 이음부의 Slack과 지반의 상호작용에 의해 발생되어지는 Radiation damping parameter를 고려하였다.

상기 Parameter를 적용한 것은 동일말뚝에 실시한 정적재하시험과 동적재하시험과의 비교분석결과 동재하시험에서 도출된 지지력 및 침하곡선이 압축재하시험에서 도출된 하중-침하량 관계 곡선보다 상대적으로 작은 지지력과, 이에 비해 상대적으로 큰 침하량을 유발하는 것으로 평가되고 있으나, Parametric study 결과 Radiation damping parameter 및 일부 Parameter(Quake, Damping)의 조정에 따라 지지력과 침하양상이 압축재하시험 결과와 유사한 결과가 도출됨을 확인할 수 있었다.

#### (4) 동재하시험시 분석기준

동재하시험은 각 시험말뚝들에 대해 초기항타(End of Initial Driving, 이하 E.O.I.D) 동재하시험과 재항타(Restrike) 동재하시험 방법으로 수행되었다. 동재하시험 시 Ram

weight 23.0kN의 Drop hammer를 이용하였으며, 낙하고 3~4m에서 자유낙하시켜 동재하시험을 실시하였으며, 시험항타수를 최소화하여 지반교란을 최소화 하는 방법으로 시험을 실시하였다.

재하시험 결과로부터 허용하중을 결정하기 위해서는 항복하중을 적절한 안전율로 나누어 주어야 한다. 이때 하중-침하 거동을 잘 분석하여 목표하중 범위에서 과도한 침하가 일어나지 않도록 허용하중을 결정하여야 한다.

동재하시험을 이용한 허용지지력 평가 시 적용되는 안전율(Factor of safety)에 대한 각 국가별 적용기준은 아래 표 3.14와 표 3.15와 같으며, 특히 회전관입말뚝에 대한 안전율 규정은 Australian Piling Code, DFI, Perko, ESR-3623 등에 의해 1.5~2.0 범위 내에 있음을 확인하였다(Gregory and Rudiger, 1982; Cannon, 2000).

따라서 본 연구의 경우 표 3.14와 표 3.15에서 보는 바와 같이 소구경 및 회전관입말뚝에 대해 선행연구가 이루어진 점을 감안하여 최소 안전율을 1.8로 규정하여 최종 허용지지력을 판정하는 것으로 하였다.

**표 3.14 동재하시험의 안전율**

구 분	조 건	안전율	비 고
US Army Corps of Engineers	Usual	2.5	EM1110-2-290 6
	Unusual	1.9	
	Extreme	1.4	
Australian Piling Code	Reduction Factor 고려	<b>1.8 (적용)</b>	Screw, 회전관입말뚝
DFI	Usual	2.0	회전관입말뚝
	Proof Test	1.5	
Perko	기준을 상회한 수량 적용시	1.5	회전관입말뚝
ESR-3623 & Perko	최종 토크를 확인한 경우	2.0	
한국산업표준 (KS F 2591-2014)	수치상 표현 가능시	2.5	
	수치상 표현 불가능시	3.0	
고속도로공사 전문시방서 -토목편	PDI 사	2.5	말뚝의 반력 ( $P_{Nmax}$ )에 대한 안전율
	TNO 사	2.7	
AASHTO, 1996 (미국 도로안전협회)	동적인 측정 및 분석	2.25	
FHWA(미연방도로국)	WEAP 해석	2.25	WEAP 해석한 동일말뚝에 대하여 시험 시

**표 3.15 재하시험 방법에 따른 안전율**

Code 안전율	PDCA (2001)	AASHTO (1992)	IBC (2000)	AS2159-95 (1995)	ASCE(20-96) for Driven Pile Types (1996)			ASCE (Non-driv en pile)
					16 to 40T	40 to 100T	>100T	
설계 하중			>40T		16 to 40T	40 to 100T	>100T	>100T
정적해석 방법이용	3.5	3.5	6.0	2.12~3.44	N/A	N/A	N/A	N/A
동적공식 이용	3.5	3.5		2.5~3.06 c	2.0~2.4 h	N/R	N/R	N/A
과동방정 식이용	2.5	2.75	N/A	2.5~3.06	1.8~2.2 h	1.9~2.3 h	N/R	N/A
동재하 시험	1.9~2.1 a	2.25	2.00 b	1.72~2.12 "a, f, g"	1.6~2.0 h	1.7~2.0 h	2.0~2.4 h	2.6~3.6 h
압축재하 시험	1.8~2.0 d	2.00	2.00	1.53~1.93 "f, g"	1.5~1.8 h	1.6~1.9 h	1.8~2.2 h	2.3~3.2 h
정-동재 하시험 병행	<b>1.65~1.9</b> "a, b, e"	1.90	j	j	j	j	j	j

주) Note

- a ; Dynamic testing requires signal matching
- b ; Requires correlating static test
- c ; Dynamic formula for sands only-not clays
- d ; <2% static
- e ; >1% static or >3% dynamic
- h ; Higher SF if <3% dynamic or <1% static
- N/R; not recommended
- g ; "lower SF if >15% dynamic or >3% static, and extensive site investigation with careful construction control"
- h ; "depends on pile type,site variability,load condition,etc."
- j ; not specifically addressed
- N/A; not applicable



### 3.4.3 인발재하시험

#### (1) 인발재하시험 개요

본 연구에서 개발한 직경 165.2mm(t=7.5mm)의 현장 적용성 평가를 위해 회전관입 말뚝을 2개의 시험시공부지에 각각 15분씩을 시험시공하고 부지별로 3분씩, 총 6분에 대하여 인발재하시험을 실시하였다.

시험말뚝은 일반구조용 탄소강관(KS D 3566)의 STK490을 사용하였으며, 직경은 165.2mm, 두께는 7.5mm, 나선형 원판의 직경은 각각 450mm, 400mm, 350mm, 나선형 원판의 두께는 20mm이다.

재하시험은 지반 접지압을 반력으로 이용한 재하시험방법으로 수행되었으며, 파괴하중을 결정하기 위해 목표하중의 3배 하중을 최대 시험하중으로 결정하여 급속재하시험 방법으로 수행되었다.

#### (2) 인발재하시험의 분석기준

인발재하시험 결과를 해석하는데 범용으로 적용되는 방법은 사실상 없는 실정이다. 시험으로 극한하중이 결정되었을 경우는 허용인발력을 구하는데 문제가 없으나, 허용인발력을 구하는 방법으로는 항복하중판정법이나, 재하시험 결과부터 얻은 하중-변위량 곡선이 Offset line( $= \frac{PL}{AE} + 2.5mm$ )과 만나는 점을 파괴하중으로 결정하며, 파괴하중 결정 시 안전율(F.S=2.0)을 적용하여 허용인발력을 구한다.

말뚝의 허용인발력은 말뚝의 극한인발력을 안전율로 나눈 후 말뚝의 유효중량을 더한 값으로 구하되, 이것은 말뚝의 재료허용인장하중보다도 작아야 하며, 일반적으로 기성말뚝에서는 말뚝의 유효중량은 무시한다.

그러나 소구경 Screw말뚝 및 회전관입말뚝에 대해서는 상기 Fuller가 제시한 방법을 적용하기에는 문제가 있는 것으로 판단되어, 압축재하시험 결과의 해석방법과 동일한 방법인 AC 358 Code에서 제시한 방법을 적용하는 것으로 결정하였으며, AC 358 Code에 의해 결정된 극한지지력은 적정한 안전율(F.S=2.0)로 나누어 허용지지력을 산출한다.

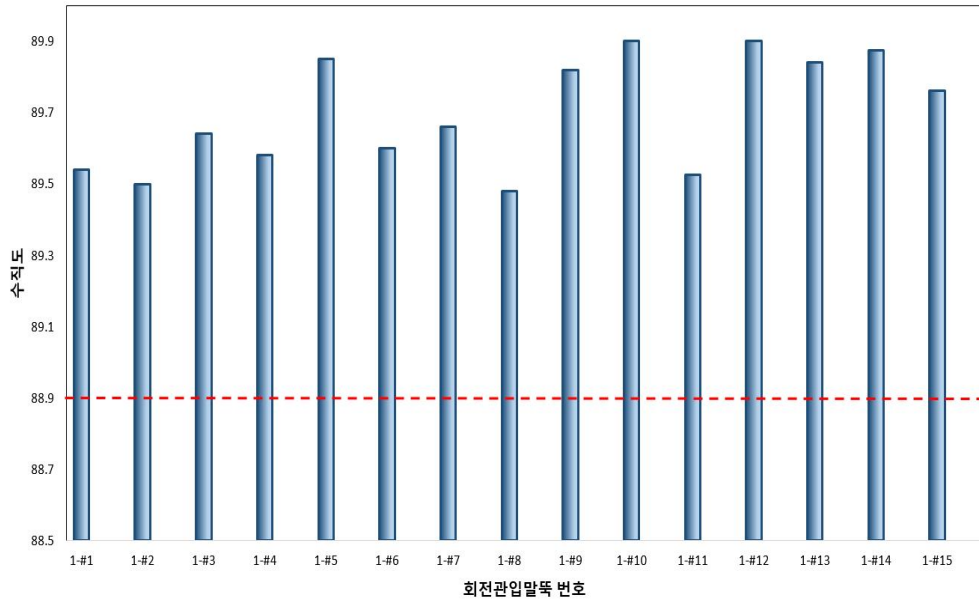
## 제 4 장 현장실험 결과분석

### 4.1 수직도 측정 결과분석

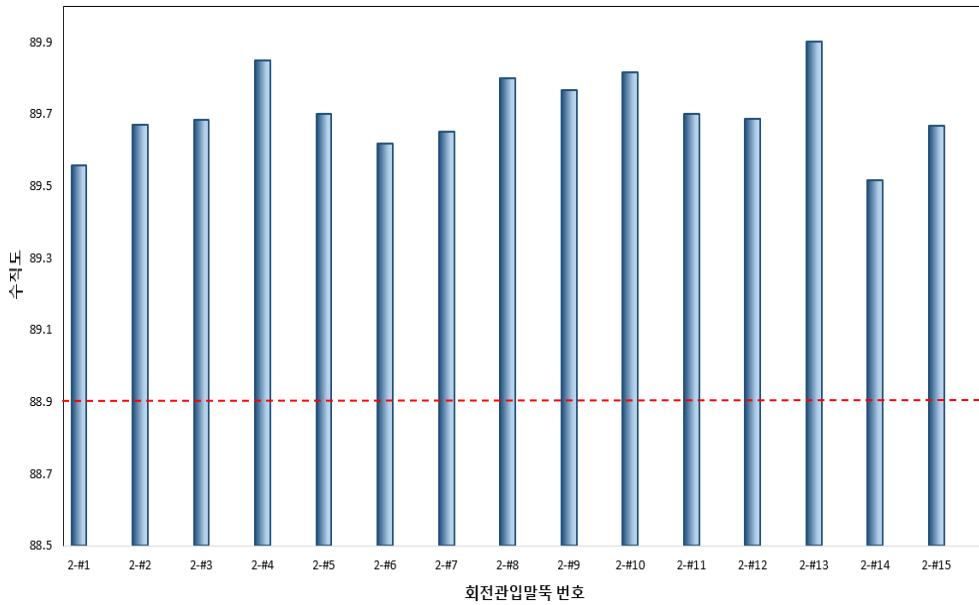
수직도 및 시공성 향상을 위해 육각형 이음부를 갖는 회전관입말뚝을 이용하여 시험 시공 부지 2개소(정읍과 부안)에서 2017년 1월 9일~15일까지 총 30분의 현장시험시공을 수행하였으며, 이때 디지털 수직계를 이용하여 수직도를 측정하였으며, 말뚝 수직도는 1/50 미만( $0.02\text{rad}$ ,  $88.9^\circ$ )으로 관리되어야 한다.

회전관입말뚝 현장시험시공 후 시험시공 부지별로 수직도를 분석하여 그림 4.1과 같이 나타내었다. 말뚝 수직도 분석 결과 수직도 기준인  $88.9^\circ$ 를 점선으로 표시하였고, 수직도 기준 이내로 수직도가 관리됨을 확인할 수 있었다.

각 말뚝별로 선단부를 시공한 후 수직도를 확인하고 연결부 말뚝을 시공할 때마다 수직도를 확인하였다. 여기서 선단부 말뚝과 연결되는 최하단부 연결부 말뚝을 “연결부1”이라고 기록하고 순서대로 수직도를 기록하였다. 결과는 표 4.1과 같다.



(a) Site-1



(b) Site-2

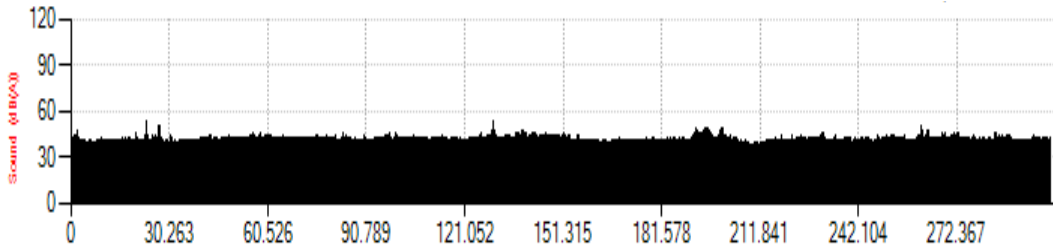
그림 4.1 수직도 측정 결과

**표 4.1 수직도 측정 결과**

말뚝 번호	회전관입말뚝 번호							평균
	선단부	연결부1	연결부2	연결부3	연결부4	연결부5	연결부6	
1-#1	89.5	-	89.4	89.4	90	89.4	-	89.5
1-#2	89.4	-	89.4	89.8	89.5	89.4	-	89.5
1-#3	89.4	-	89.4	90.0	89.8	89.6	-	89.6
1-#4	89.4	-	89.7	89.8	89.5	89.5	-	89.6
1-#5	89.6	-	90.0	90.0	89.8	-	-	89.9
1-#6	89.4	-	89.4	89.4	90.0	89.8	-	89.6
1-#7	89.7	-	89.7	89.5	89.7	89.7	-	89.7
1-#8	89.4	-	89.5	89.4	89.4	89.7	-	89.5
1-#9	90.0	-	89.6	89.7	89.8	90.0	-	89.8
1-#10	90.0	-	89.6	90.0	90.0	-	-	89.9
1-#11	89.2	-	89.4	89.5	90.0	-	-	89.5
1-#12	89.9	-	90.0	90.0	89.8	89.8	-	89.9
1-#13	89.7	-	89.7	89.8	90.0	90.0	-	89.8
1-#14	89.8	-	90.0	89.7	90.0	-	-	89.9
1-#15	89.6	-	89.7	89.7	89.8	90.0	-	89.8
2-#1	89.4	89.4	89.8	89.7	89.4	89.7	89.5	89.6
2-#2	89.5	89.5	89.7	90.0	89.4	90.0	89.6	89.7
2-#3	89.4	90.0	89.8	89.7	89.4	89.8	-	89.7
2-#4	89.7	90.0	90.0	89.8	90.0	89.6	-	89.9
2-#5	89.5	90.0	89.3	89.7	90.0	89.7	-	89.7
2-#6	90.0	89.5	89.6	89.3	89.5	89.8	-	89.6
2-#7	89.8	89.6	89.6	89.7	89.5	89.7	-	89.7
2-#8	90.0	89.7	90.0	89.7	89.7	89.7	-	89.8
2-#9	89.4	90.0	90.0	89.7	89.7	89.8	-	89.8
2-#10	89.4	90.0	89.7	90.0	89.8	90.0	-	89.8
2-#11	90.0	89.4	89.8	90.0	89.5	89.7	89.5	89.7
2-#12	90.0	89.4	89.7	89.7	89.5	89.8	89.7	89.7
2-#13	90.0	90.0	90.0	89.8	89.8	89.8	-	89.9
2-#14	89.3	89.3	89.4	89.4	89.7	90.0	-	89.5
2-#15	89.8	89.6	89.5	89.7	89.4	90.0	-	89.7

## 4.2 소음 측정 결과분석

암소음이란 시공작업을 하기 전 약 5분간 대상소음이 없는 상태에서 현장 소음을 측정하는 값으로 소음측정 시 기준이 되는 결과이다. 그림 4.2는 암소음 측정결과이다.



소음레벨 = 42.83 dB(A)

그림 4.2 암소음 측정 결과

Site-1에서 실시한 시공 중 소음측정결과는 날씨의 영향에 의한 기기오작동으로 그림 4.2와 같은 암소음 수준의 소음이 측정되어 이를 배제하는 것으로 하였다.

그림 4.3은 Site-2에서 B/H로 회전관입말뚝 현장시험시공 하는 중 소음을 측정한 결과이다. 본 시험시공 부지는 국도를 건설하고 있는 현장의 인근부지로 2-#4, #12, #13 시공 중 중장비의 이동과 기타 공사에 의한 소음이 일부 포함되어 65dB을 초과하는 것으로 측정되었다. 이에 소음측정분석 결과에서는 2-#4, #12, #13의 소음결과는 배제하였다.

본 연구에서 65dB(A) 이하로 목표가 설정되어 있으며, 회전관입말뚝 현장시험시공 후 Site-2 소음측정을 분석하여 표 4.2와 그림 4.3과 같이 나타내었다. 회전관입말뚝의 소음측정 분석 결과, 65dB(A) 이하로 소음규제가 가능하여 도심지에서도 친환경공법임을 확인할 수 있었다.

표 4.2 회전관입말뚝 시공 시 소음 측정 결과

말뚝번호	소음측정 시간 (sec)	소음레벨 (dB)
암소음	300	42.83
2-#1	약 35	64.09
2-#2	약 10	64.79
2-#3	약 2,952	60.56
2-#5	약 149	63.00
2-#6	약 180	61.54
2-#7	약 280	61.45
2-#8	약 318	60.08
2-#9	약 359	61.53
2-#10	약 350	62.00
2-#11	약 447	64.05
2-#14	약 350	63.92
2-#15	약 650	63.04

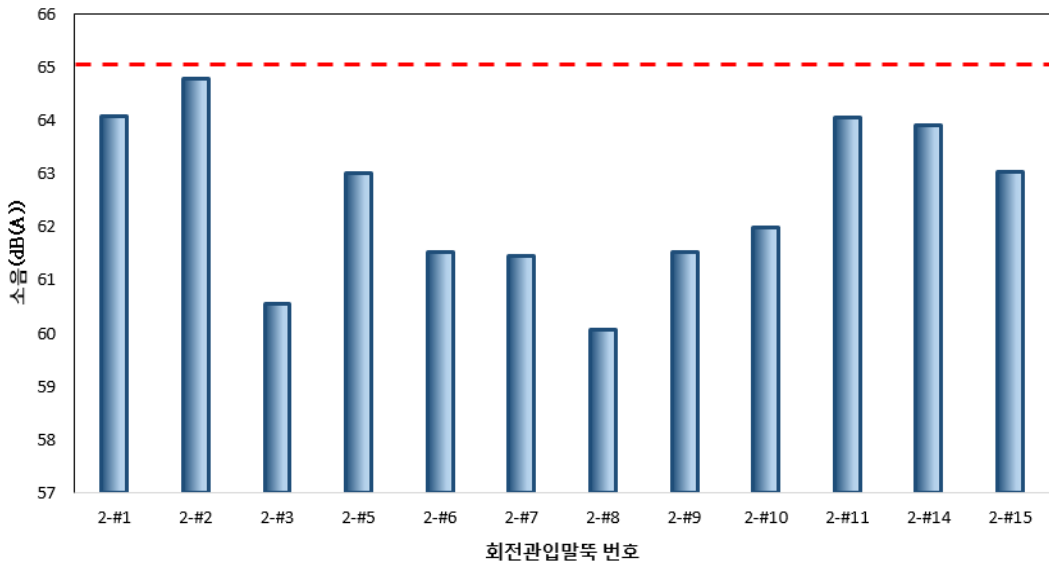


그림 4.3 회전관입말뚝 시공 시 소음 측정 결과

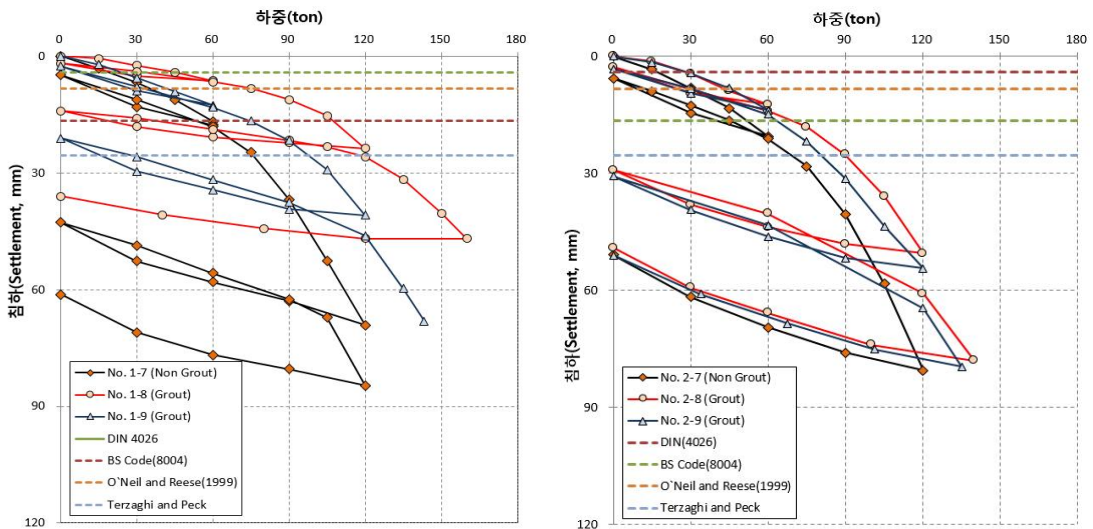
### 4.3 재하시험 결과분석

#### 4.3.1 압축재하시험 결과분석

(1) 안전율 적용 기준에 따른 압축재하시험 지지력 비교결과

압축재하시험을 이용한 허용지지력 평가 시 적용되는 안전율에 대한 각 국가별 적용 기준은 다르며, 말뚝의 형태와 시공방법에 따라 달리 적용해야 한다. 본 연구에서 수행한 회전관입말뚝은 철저한 지반조사를 통해 Individual bearing method에 의해 설계지지력을 산출한 결과 설계지지력은 600.0kN이었다. 따라서 허용지지력 평가 시 적용되는 여러 가지 규정에 따른 지지력과 회전관입말뚝 특성을 고려한 AC 358 Code와 Livneh and Naggar(2008) 규정으로 기존 방법과 지지력을 비교하였다.

그림 4.4는 말뚝 직경 기준에 따른 지지력 평가를 수행하였다. 본 회전관입말뚝은 말뚝의 직경이 165.2mm로 강소말뚝에 해당하며, 지지력이 상당히 낮게 평가됨을 확인할 수 있었다. 이는 전침하량 기준의 방법은 일반적으로 말뚝의 직경이 300mm 이상에서 보편적으로 적용되기 때문에 말뚝 직경이 큰 경우 적합한 방법으로 판단된다.

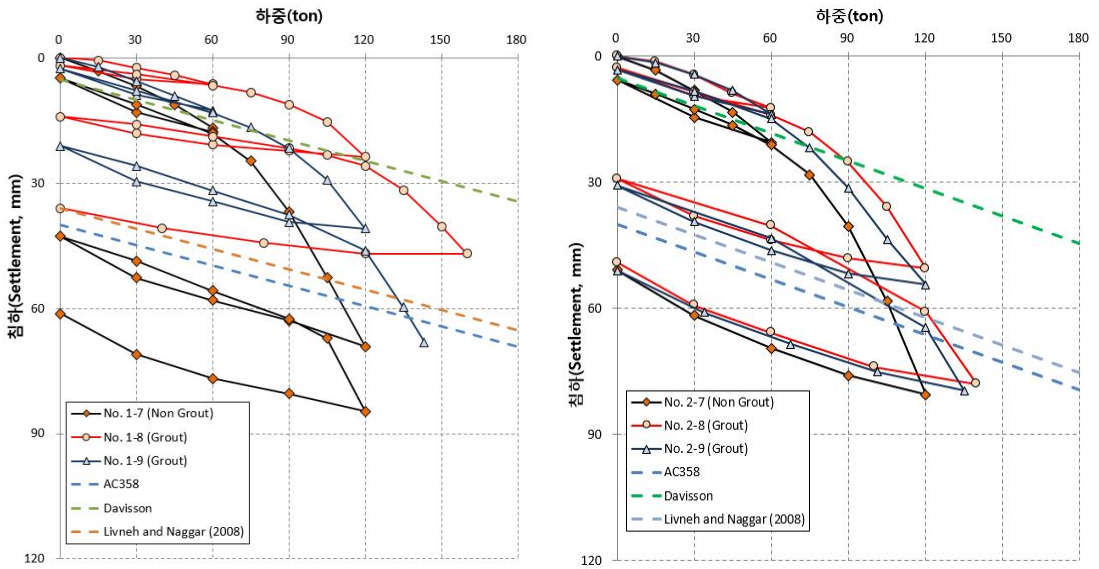


(a) Site-1

(b) Site-2

그림 4.4 말뚝 직경 기준에 따른 지지력 분석

그림 4.5는 Davisson's method를 활용한 나선형 원판 기준에 따른 지지력 평가를 수행하였다. 국외 선행연구결과, 회전관입말뚝 특성상 나선형 원판을 이용한 기준은 AC 358 Code와 Livneh and Naggar(2008)의 방법이 있었으며, AC 358 Code를 적용한 경우 Individual bearing method로 설계한 600.0kN과 가장 유사한 지지력 값을 나타냄을 확인하였다. 따라서 본 연구에서의 재하시험의 결과는 AC 358 Code를 적용하여 지지력을 평가하였다.



(a) Site-1

(b) Site-2

그림 4.5 나선형 원판 기준에 따른 지지력 분석



(2) 시험위치 : Site-1(#7)

1) 하중-침하량 관계 분석

본 말뚝의 경우 1 Cycle 하중재하 및 제하과정 완료 시까지 하중-침하량 관계는 선형적인 거동을 보이며, 뚜렷한 항복하중 또는 극한하중은 발견할 수 없었다.

1 Cycle 하중재하 시 목표하중 단계인 600.0kN에서 1시간 동안 측정된 침하량(Creep 영향을 고려함)은 16.53mm로 확인되었다. 2 Cycle 하중재하 시 하중-침하량 관계는 선형적인 거동에서 포물선 형태의 거동으로 급격한 기울기의 변화를 나타내고 있으며, 최종 하중재하단계인 1,150.0kN에서 2분간 침하량 측정결과 65.73mm의 침하량을 나타내며, 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code)선을 초과하는 파괴하중을 확인할 수 있었다.

2) AC 358 Code에 의한 허용지지력의 평가

본 시험결과를 국내외 소구경 및 회전관입말뚝 지지력 평가방법인 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code) 적용결과, 파괴하중은 그림 4.6과 같이 1,106.6kN으로 추정할 수 있었으며, 안전율(F.S=2.0)을 고려한 허용지지력은 553.3kN/본으로 판단할 수 있다.

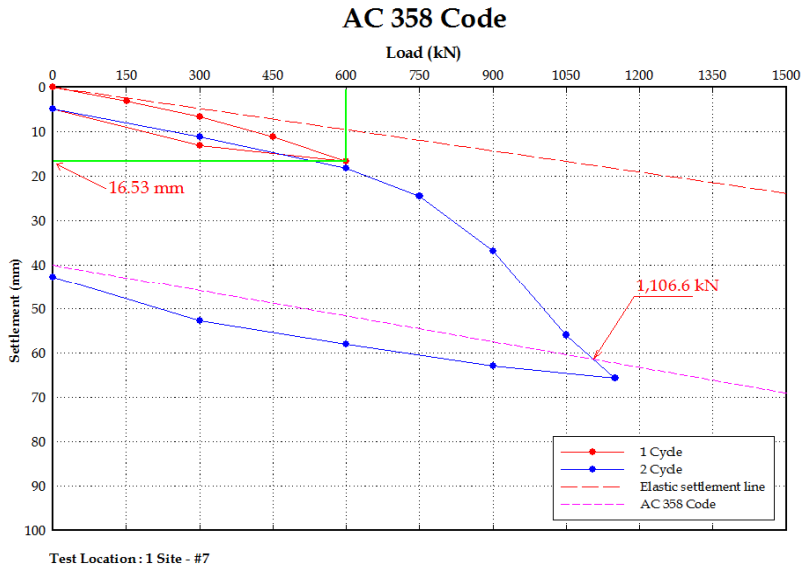


그림 4.6 Site-1(#7) 말뚝 압축재하시험 결과

(3) 시험위치 : Site-1(#8)

1) 하중-침하량 관계 분석

본 말뚝의 경우 1 Cycle 하중재하 및 재하과정 완료 시까지 하중-침하량 관계는 선형적인 거동을 보이며, 뚜렷한 항복하중 또는 극한하중은 발견할 수 없었다.

1 Cycle 하중재하 시 목표하중 단계인 600.0kN에서 1시간 동안 측정된 침하량 (Creep 영향을 고려함)은 5.95mm로 확인되었다. 2 Cycle 하중재하 시 하중-침하량 관계는 선형적인 거동에서 완만한 포물선 형태의 거동으로 기울기의 미세한 변화를 관찰할 수 있었으며, 목표하중의 2배 하중인 1,200.0kN에서 1시간 동안 측정된 침하량 (Creep 영향을 고려함)은 21.29mm로 기준 침하량인 1inch(25.4mm)를 초과하지 않는 양호한 지지거동을 보이는 것으로 판단된다. 3 Cycle 하중단계 재하 시 하중-침하량 관계는 이전단계에 비해 상대적으로 큰 기울기의 변화를 보이다 최종 하중재하단계인 1,600.0kN에서 5분간 측정된 침하량이 47.81mm로 확인되었다.

2) AC 358 Code에 의한 허용지지력 평가

본 시험결과를 국내외 소구경 및 회전관입말뚝 지지력 평가방법인 말뚝 순변위 기준 (AC 358 Code) 적용결과, 말뚝 순변위 기준선을 초과하는 파괴하중을 확인할 수 없었다. 따라서 본 말뚝의 파괴하중은 그림 4.7과 같이 1,600.0kN 이상으로 추정할 수 있으며, 안전율을 적용한 허용지지력은 800.0kN/본으로 판단할 수 있다.

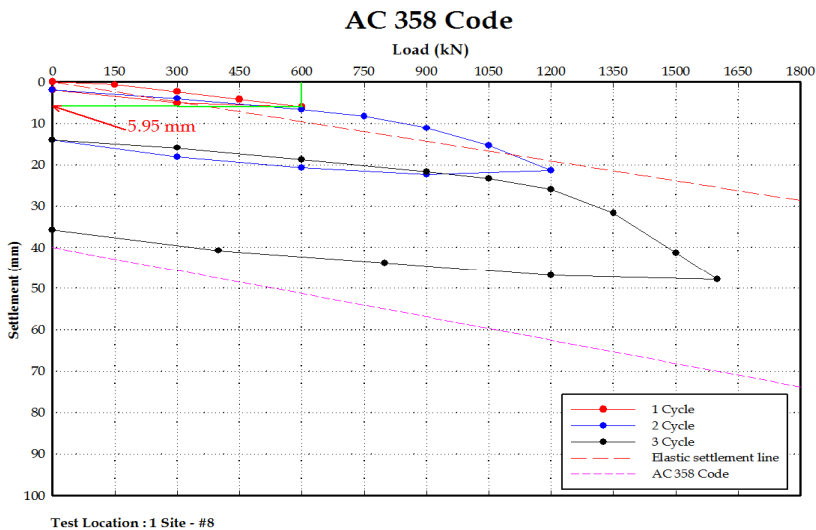


그림 4.7 Site-1(#8) 말뚝 압축재하시험 결과

(4) 시험위치 : Site-1(#9)

1) 하중-침하량 관계 분석

본 말뚝의 경우 1 Cycle 하중재하 및 제하과정 완료 시까지 하중-침하량 관계는 선형적인 거동을 보이며, 뚜렷한 항복하중 또는 극한하중은 발견할 수 없었다.

1 Cycle 하중재하 시 목표하중 단계인 600.0kN에서 5분 동안 측정된 침하량은 12.58mm로 확인되었다. 2 Cycle 하중재하 시 하중-침하량 관계는 선형적인 거동에서 완만한 포물선 형태의 거동으로 기울기의 변화를 관찰할 수 있었으며, 목표하중의 2배 하중인 1,200.0kN에서 5분간 측정된 침하량은 40.88mm로 확인되었다. 3 Cycle 하중단계 재하 시 하중-침하량 관계는 이전단계에 비해 상대적으로 큰 기울기의 변화를 보인다 말뚝머리의 회전으로 기인된 계측장치(LVDT)의 이탈이 확인되어 시험을 중단하였다. 최종 하중재하단계인 1,356.0kN에서 5분간 측정된 침하량이 59.67mm로 확인되었다.

2) AC 358 Code에 의한 허용지지력 평가

본 시험결과를 국내외 소구경 및 회전관입말뚝 지지력 평가방법인 말뚝 순변위 기준 (AC 358 Code) 적용결과, 말뚝 순변위 기준선을 초과하는 파괴하중을 확인할 수 없었으며, 본 말뚝의 파괴하중은 그림 4.8과 같이 최종시험하중인 1,356.0kN으로 추정할 수 있으며, 안전율을 적용한 허용지지력은 678.0kN/본으로 판단할 수 있다.

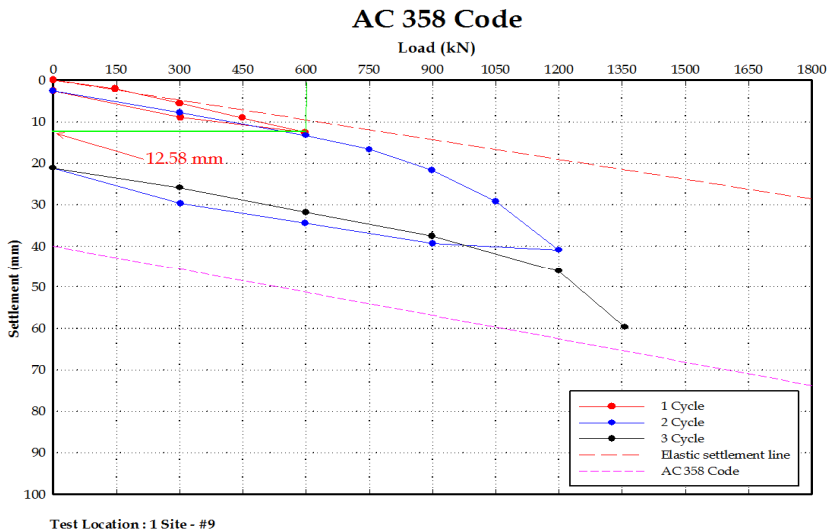


그림 4.8 Site-1(#9) 말뚝 압축재하시험 결과

(5) 시험위치 : Site-2(#7)

1) 하중-침하량 관계 분석

본 말뚝의 경우 1 Cycle 하중재하 및 제하과정 완료 시까지 하중-침하량 관계는 선형적인 거동을 보이며, 뚜렷한 항복하중 또는 극한하중은 발견할 수 없었다.

1 Cycle 하중재하 시 목표하중 단계인 600.0kN에서 1시간 동안 측정된 침하량 (Creep 영향을 고려함)은 18.97mm로 확인되었다. 2 Cycle 하중재하 시 하중-침하량 관계는 선형적인 거동에서 포물선 형태의 거동으로 급격한 기울기의 변화를 관찰할 수 있었으며, 목표하중의 2배 하중인 1,200.0kN에서 5분간 측정된 침하량은 80.51mm로 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code)선을 초과한 침하량이 관찰되었다.

2) AC 358 Code에 의한 허용지지력 평가

본 시험결과를 국내외 소구경 및 회전관입말뚝 지지력 평가방법인 말뚝 순변위 기준 (AC 358 Code) 적용결과, 파괴하중은 그림 4.9와 같이 1,108.3kN으로 추정할 수 있으며, 안전율을 적용한 허용지지력은 554.2kN/본으로 판단할 수 있다.

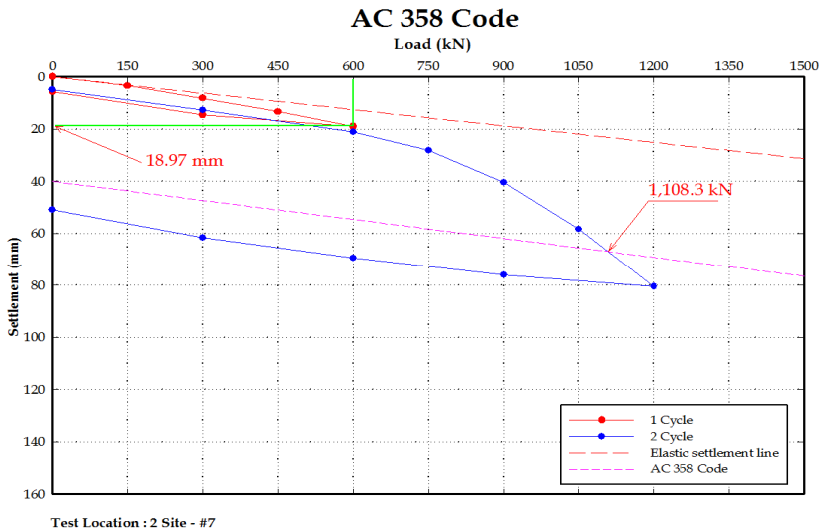


그림 4.9 Site-2(#7) 말뚝 압축재하시험 결과

(6) 시험위치 : Site-2(#8)

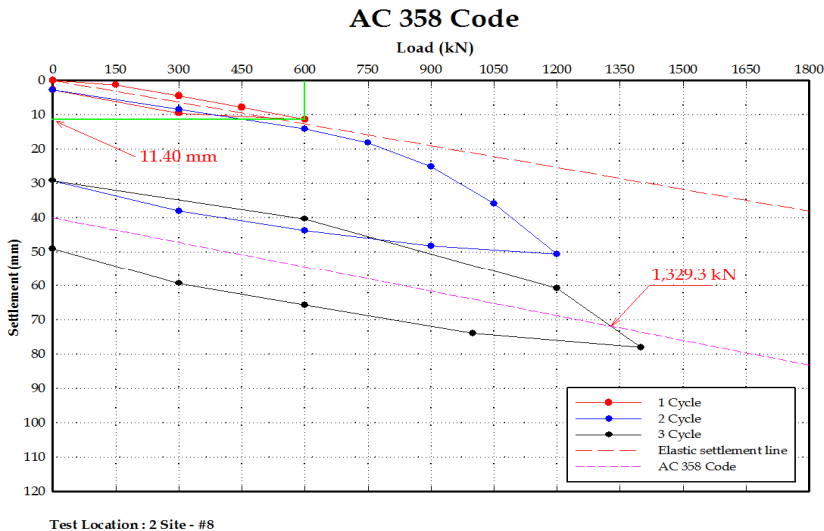
1) 하중-침하량 관계 분석

본 말뚝의 경우 1 Cycle 하중재하 및 제하과정 완료 시까지 하중-침하량 관계는 선형적인 거동을 보이며, 뚜렷한 항복하중 또는 극한하중은 발견할 수 없었다.

1 Cycle 하중재하 시 목표하중 단계인 600.0kN에서 1시간 동안 측정된 침하량 (Creep 영향을 고려함)은 11.4mm로 확인되었다. 2 Cycle 하중재하 시 하중-침하량 관계는 선형적인 거동에서 다소 급격한 포물선 형태의 거동으로 기울기의 변화를 관찰할 수 있었으며, 목표하중의 2배 하중인 1,200.0kN에서 5분간 측정된 침하량은 50.58mm로 확인되었다. 3 Cycle 하중재하 시 하중-침하량 관계는 선형적인 거동에서 포물선 형태의 거동으로 급격한 기울기의 변화를 관찰할 수 있었으며, 최대시험하중인 1,400.0kN에서 5분간 측정된 침하량은 77.8mm로 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code)선을 초과한 침하량이 관찰되었다.

2) AC 358 Code에 의한 허용지지력 평가

본 시험결과를 국내외 소구경 및 회전관입말뚝 지지력 평가방법인 말뚝 순변위 기준 (AC 358 Code) 적용결과, 파괴하중은 그림 4.10과 같이 1,329.3kN으로 판정할 수 있으며, 안전율을 적용한 허용지지력은 664.7kN/본으로 판단할 수 있다.



Test Location : 2 Site - #8

그림 4.10 Site-2(#8) 말뚝 압축재하시험 결과

(7) 시험위치 : Site-2(#9)

1) 하중-침하량 관계 분석

본 말뚝의 경우 1 Cycle 하중재하 및 제하과정 완료 시까지 하중-침하량 관계는 선형적인 거동을 보이며, 뚜렷한 항복하중 또는 극한하중은 발견할 수 없었다.

1 Cycle 하중재하 시 목표하중 단계인 600.0kN에서 5분간 측정된 침하량은 13.82mm로 확인되었다. 2 Cycle 하중재하 시 하중-침하량 관계는 선형적인 거동에서 완만한 포물선 형태의 거동으로 기울기의 변화를 관찰할 수 있었으며, 목표하중의 2배 하중인 1,200.0kN에서 5분간 측정된 침하량은 54.32mm로 확인되었다. 3 Cycle 하중재하 시 하중-침하량 관계는 선형적인 거동에서 포물선 형태의 거동으로 급격한 기울기의 변화를 관찰할 수 있었으며, 최대시험하중인 1,350.0kN에서 5분간 측정된 침하량은 79.51mm로 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code)선을 초과한 침하량이 관찰되었다.

2) AC 358 Code에 의한 허용지지력 평가

본 시험결과를 국내외 소구경 및 회전관입말뚝 지지력 평가방법인 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code) 적용결과, 파괴하중은 그림 4.11과 같이 1,254.6kN으로 판정할 수 있으며, 안전율을 적용한 허용지지력은 627.3kN/본으로 판단할 수 있다.

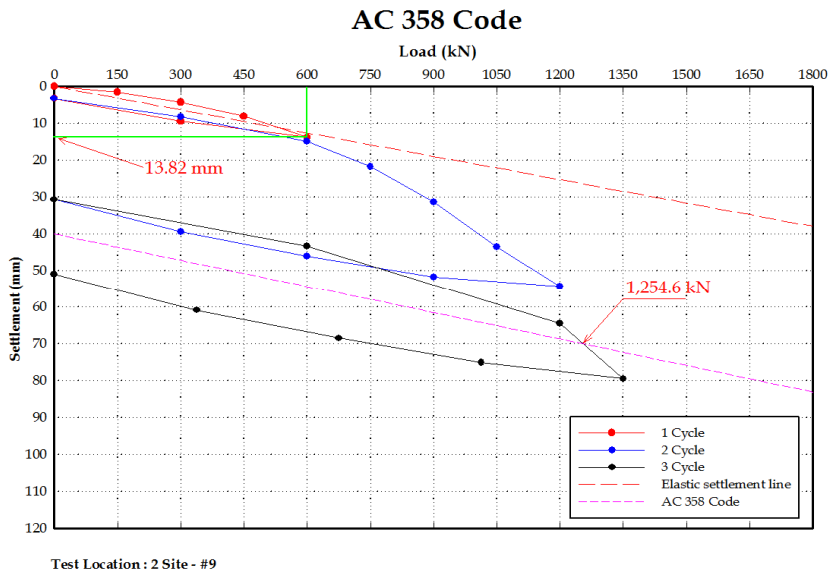


그림 4.11 Site-2(#9) 말뚝 압축재하시험 결과

(8) 압축재하시험 결과 정리

2017년 2월 1일부터 동년 2월 8일까지 실시한 각 Site별 압축재하시험결과를 요약하면 표 4.3과 같다.

본 압축재하시험은 주변말뚝의 인발저항력을 이용한 압축재하시험방법으로 수행되었으며, 파괴하중을 결정하기 위하여 목표하중의 3배 하중을 최대시험하중으로 결정하여 급속재하시험 방법으로 수행되었다.

Site-1, Site-2 시험말뚝에 대해 수행된 압축재하시험결과, 중력그라우트를 실시한 말뚝에서 허용지지력은 Site-1의 경우 각각 678.6~800kN/본, Site-2의 경우 각각 627.3~664.7kN/본으로 확인되었으며, 중력그라우트 미실시 말뚝에서 허용지지력은 Site-1, 2 각각 553.3kN/본, 554.2kN/본으로 확인 되는데, 회전관입말뚝 시공 시 중력그라우트를 실시하는 것이 바람직 할 것으로 판단되며, 중력그라우트 실시말뚝들의 경우 목표하중인 600.0kN 재하 시 허용침하량 기준인 1inch(25.4mm) 이내로 발생한 것으로 확인되었는데, 침하에 대해서도 안정할 것으로 판단된다.

특히 풍화암에 근입된 것으로 추정되는 1-#8 말뚝의 경우, 목표하중의 2배 재하 시에도 허용침하량(25.4mm) 이내로 침하가 발생한 바, 회전관입말뚝을 풍화암에 지지할 경우 좀 더 큰 허용지지력의 적용이 가능할 것으로 판단된다. 이에 회전관입에 의한 시공된 말뚝을 풍화암에 지지할 수 있는 방법을 고안하여 좀 더 큰 목표하중에 도달할 수 있는 추가 연구가 필요할 것으로 판단된다.

**표 4.3 Site 별 압축재하시험 결과**

Site	시험 위치	관입 심도 (m)	최대 시험 하중 (kN)	전침 하량 (mm)	순침 하량 (mm)	파괴 하중 (kN)	허용지지력(kN/본)			Grout
							안전율 (AC 358)	허용 지지력	설계 하중	
Site -1	#7	12.10	1,150.0	65.73	42.67	1,106.6	2.0	553.3	600.0	×
	#8	12.10	1,600.0	47.81	35.71	1,600.0	2.0	800.0	600.0	100%
	#9	12.00	1,356.0	59.67	-	1,356.0	2.0	678.0	600.0	80%
Site -2	#7	15.90	1,200.0	80.51	50.88	1,108.3	2.0	554.2	600.0	×
	#8	16.10	1,400.0	78.00	49.06	1,329.3	2.0	664.7	600.0	80%
	#9	16.05	1,350.0	79.51	50.97	1,254.6	2.0	627.3	600.0	80%



### 4.3.2 동재하시험 결과분석

CAPWAP 분석결과를 요약하면 아래 표 4.4와 표 4.5 같다.

각 시험말뚝들에 대해 초기항타시험(E.O.I.D)과 재항타시험(Restrike) 방법으로 수행되었으며, 동재하시험 시 Ram weight 23.0kN의 Drop hammer를 이용하여, 시험항타수를 최소화하여 지반교란을 최소화하는 방법으로 시험을 실시하였다.

Site-1 시험말뚝에 대해 수행된 동재하시험결과 중력그라우트를 실시한 말뚝에서 허용지지력은 625.0~817.9kN/본, 중력그라우트 미실시 말뚝에서 허용지지력은 503.4~619.7kN/본으로 확인 되는바, 회전관입말뚝 시공 시 중력그라우트를 수행해야 될 것으로 판단된다.

Site-2 시험말뚝에 대해 수행된 동재하시험결과 중력그라우트를 실시한 말뚝에서 확인된 허용지지력은 620.7~674.6kN/본, 중력그라우트 미실시 말뚝에서 확인된 허용지지력은 426.8~563.9kN/본으로 확인되는바, 회전관입말뚝 시공 시 중력그라우트를 수행해야 될 것으로 판단된다.

**표 4.4 CAPWAP 분석 결과**

Site	Pile No.	시험 구분	낙하고	최종 관입량	CAPWAP Method			비고	
					주면 마찰력	선단 지지력	전체 지지력		
					m	mm/blow	kN		kN
Site -1	#3	E	3.0	9.5	522.5	583.1	1,105.6	w/c= 80%	
		R	3.0	6.0	602.7	613.0	1,215.7		
	#7	E	3.0	17.0	357.9	468.4	826.3	×	
		R	3.0	9.0	432.5	473.7	906.2		
	#8	E	4.0	15.0	686.2	639.1	1,325.3	w/c= 100%	
		R	3.0	5.0	818.8	653.5	1,472.3		
	#9	E	3.0	7.0	455.2	536.2	991.4	w/c= 80%	
		R	3.0	6.0	583.8	541.2	1,125.0		
	#13	E	4.0	15.0	602.7	502.3	1,105.0	×	
		R	3.0	6.0	531.2	584.2	1,115.4		
	Site -2	#2	E	3.0	4.5	499.7	500.4	1,000.1	w/c= 80%
			R	3.0	4.0	594.1	523.1	1,117.2	
#3		E	3.0	10.0	566.8	438.4	1,005.2	w/c= 80%	
		R	3.0	4.0	707.0	507.2	1,214.2		
#7		E	3.0	12.0	400.7	299.0	699.7	×	
		R	3.0	10.0	426.2	342.1	768.3		
#12		E	3.0	6.5	489.9	432.8	922.7	×	
		R	3.0	4.0	470.7	515.2	985.9		
#13		E	3.0	8.0	500.1	405.2	905.3	×	
		R	3.0	10.0	509.9	505.2	1,015.1		

**표 4.5 허용지지력 평가결과**

Site	Pile No.	시험 구분	허용지지력(kN/분)				그라우트
			DFI, Perko (F.S=1.5)	A.P.C (F.S=1.8)	적용 (최소값)	목표하중	
Site -1	#3	R	810.5	675.4	675.4	600.0	w/c=80%
	#7	R	604.1	503.4	503.4	600.0	×
	#8	R	981.5	817.9	817.9	600.0	w/c=100%
	#9	R	750.0	625.0	625.0	600.0	w/c=80%
	#13	R	743.6	619.7	619.7	600.0	×
Site -2	#2	R	744.8	620.7	620.7	600.0	w/c=80%
	#3	R	809.5	674.6	674.6	600.0	w/c=80%
	#7	R	512.2	426.8	426.8	600.0	×
	#12	R	657.3	547.7	547.7	600.0	×
	#13	R	676.7	563.9	563.9	600.0	×

주1) DFI ; Deep Foundation Institute, 미국  
 Perko ; 회전관입말뚝 설계 및 시공  
 A.P.C ; Australian Piling Code

### 4.3.3 인발재하시험 결과분석

(1) 시험위치 : Site-1(#1)

1) 하중-인발량 관계분석

본 말뚝의 경우 1 Cycle 하중단계 재하 시 하중증가에 따라 인발량이 서서히 증가하는 완만한 포물선 형태의 거동을 보였으며, 목표하중 단계인 500.0kN에서 최종 인발량은 21.9mm로 확인되었다. 2 Cycle 하중재하 시 하중-인발량 관계는 하중증가에 따라 인발량 또한 급격히 증가하여, 최종 재하하중단계인 920.0kN에서 5분간 인발량 측정 시 109.28mm의 인발량을 나타내며, 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code)선을 초과한 침하량이 관찰되었다.

2) AC 358 Code에 의한 허용지지력 평가

본 시험결과를 국내외 소구경 및 회전관입말뚝 지지력 평가방법인 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code) 적용결과, 파괴하중은 그림 4.12와 같이 735.0kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(FS=2.0)을 적용한 허용인발력은 367.5kN/본으로 판단할 수 있다.

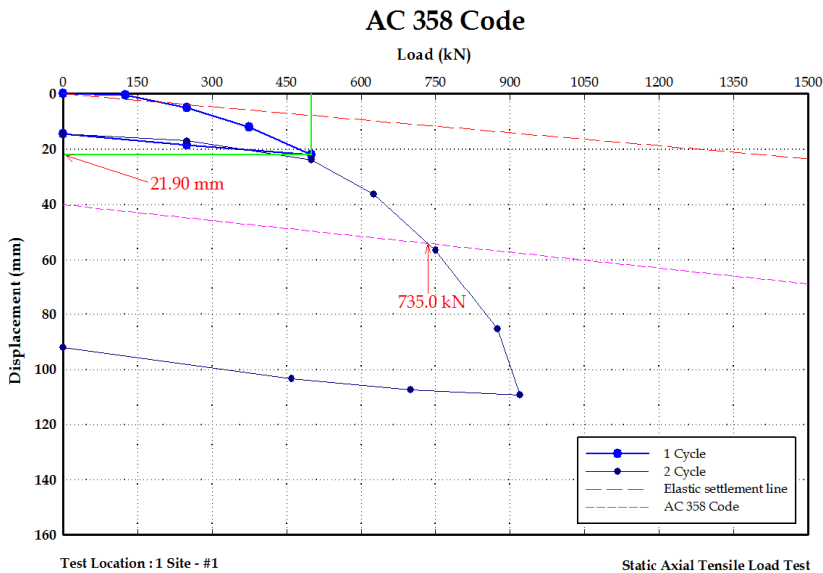


그림 4.12 Site-1(#1) 말뚝 인발재하시험 결과

(2) 시험위치 : Site-1(#5)

1) 하중-인발량 관계분석

본 말뚝의 경우 1 Cycle 하중단계 재하 시 하중증가에 따라 인발량이 서서히 증가하는 완만한 포물선 형태의 거동을 보였으며, 목표하중 단계인 500.0kN에서 최종 인발량은 19.43mm로 확인되었다. 2 Cycle 하중재하 시 하중-인발량 관계는 하중증가에 따라 인발량 또한 급격히 증가하여, 최종 재하하중단계인 850.0kN에서 5분간 인발량 측정 시 102.87mm의 인발량을 나타내며, 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code)선을 초과한 침하량이 관찰되었다.

2) AC 358 Code에 의한 허용지지력 평가

본 시험결과를 국내의 소구경 및 회전관입말뚝 지지력 평가방법인 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code) 적용결과, 파괴하중은 그림 4.13과 같이 703.0kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(FS=2.0)을 적용한 허용인발력은 351.5kN/본으로 판단할 수 있다.

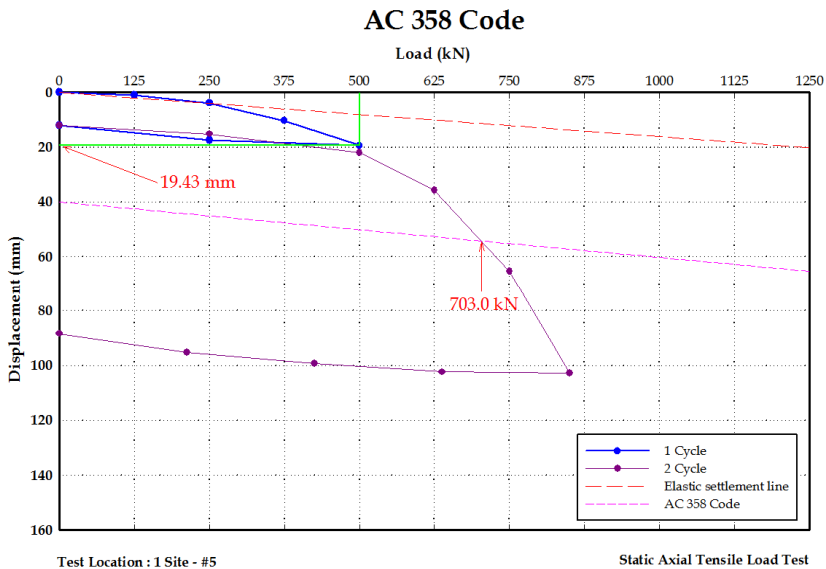


그림 4.13 Site-1(#5) 말뚝 인발재하시험 결과

(3) 시험위치 : Site-1(#15)

1) 하중-인발량 관계분석

본 말뚝의 경우 1 Cycle 하중단계 재하 시 하중증가에 따라 인발량이 서서히 증가하는 완만한 포물선 형태의 거동을 보였으며, 목표하중 단계인 500.0kN에서 최종 인발량은 23.87mm로 확인되었다. 2 Cycle 하중재하 시 하중-인발량 관계는 하중증가에 따라 인발량 또한 급격히 증가하여, 최종 재하하중단계인 875.0kN에서 5분간 인발량 측정 시 91.78mm의 인발량을 나타내며, 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code)선을 초과한 침하량이 관찰되었다.

2) AC 358 Code에 의한 허용지지력 평가

본 시험결과를 국내의 소구경 및 회전관입말뚝 지지력 평가방법인 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code) 적용결과, 파괴하중은 그림 4.14와 같이 706.2kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(FS=2.0)을 적용한 허용인발력은 353.1kN/본으로 판단할 수 있다.

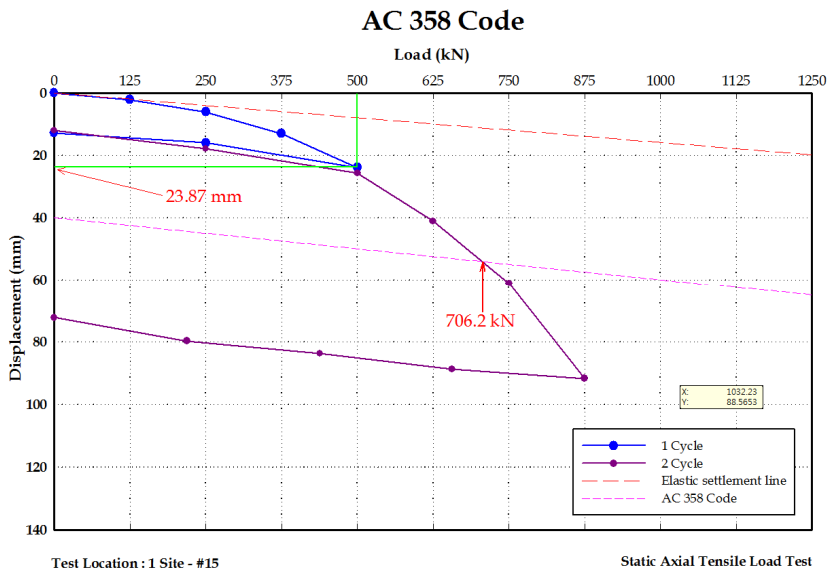


그림 4.14 Site-1(#15) 말뚝 인발재하시험 결과

(4) 시험위치 : Site-2(#1)

1) 하중-인발량 관계분석

본 말뚝의 경우 1 Cycle 하중단계 재하 시 하중증가에 따라 인발량이 서서히 증가하는 완만한 포물선 형태의 거동을 보였으며, 목표하중 단계인 500.0kN에서 최종 인발량은 28.19mm로 확인되었다. 2 Cycle 하중재하 시 하중-인발량 관계는 하중증가에 따라 인발량 또한 급격히 증가하여, 최종 재하하중단계인 750.0kN에서 5분간 인발량 측정 시 90.89mm의 인발량을 나타내며, 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code)선을 초과한 침하량이 관찰되었다.

2) AC 358 Code에 의한 허용지지력 평가

본 시험결과를 국내의 소구경 및 회전관입말뚝 지지력 평가방법인 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code) 적용결과, 파괴하중은 그림 4.15와 같이 665.8kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(FS=2.0)을 적용한 허용인발력은 332.9kN/본으로 판단할 수 있다.

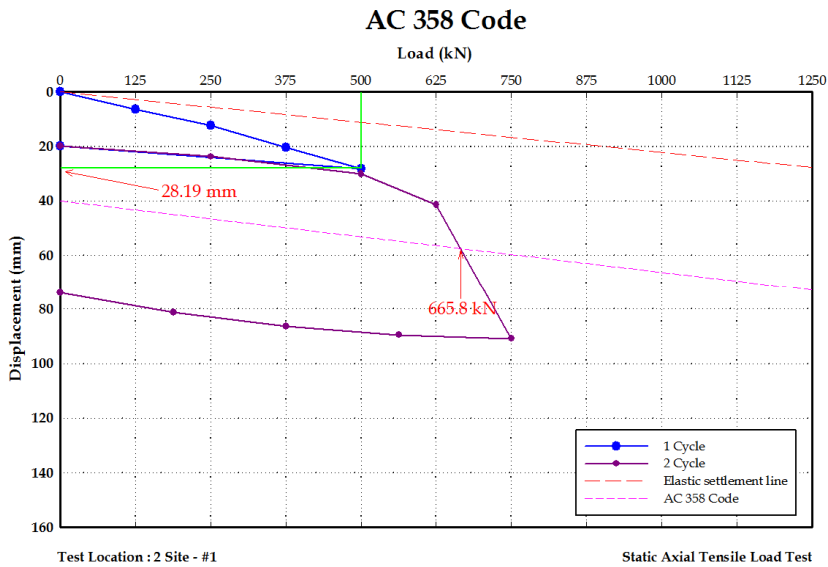


그림 4.15 Site-2(#1) 말뚝 인발재하시험 결과

(5) 시험위치 : Site-2(#5)

1) 하중-인발량 관계분석

본 말뚝의 경우 1 Cycle 하중단계 재하 시 하중증가에 따라 인발량이 서서히 증가하는 완만한 포물선 형태의 거동을 보였으며, 목표하중 단계인 500.0kN에서 최종 인발량은 23.13mm로 확인되었다. 2 Cycle 하중재하 시 하중-인발량 관계는 하중증가에 따라 인발량 또한 급격히 증가하여, 최종 재하하중단계인 750.0kN에서 5분간 인발량 측정 시 65.32mm의 인발량을 나타내며, 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code)선을 초과한 침하량이 관찰되었다.

2) AC 358 Code에 의한 허용지지력 평가

본 시험결과를 국내의 소구경 및 회전관입말뚝 지지력 평가방법인 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code) 적용결과, 파괴하중은 그림 4.16과 같이 713.6kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(FS=2.0)을 적용한 허용인발력은 356.8kN/본으로 판단할 수 있다.

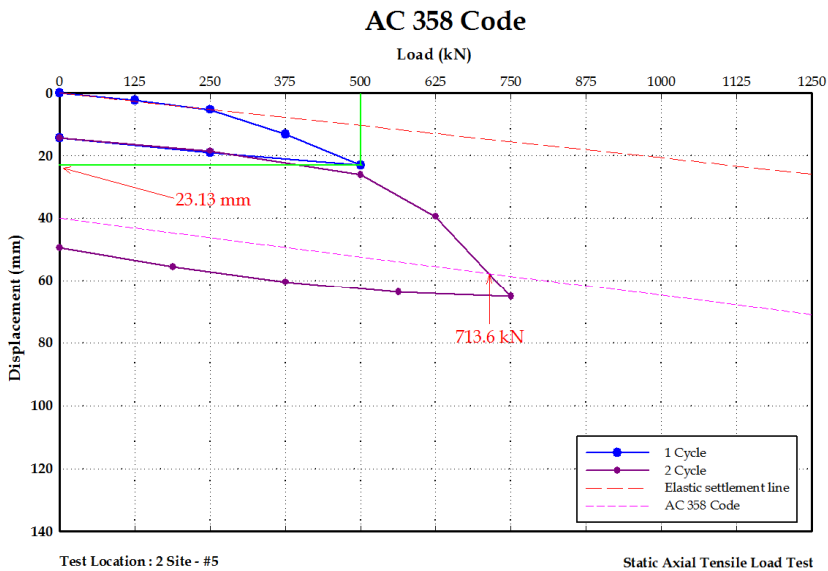


그림 4.16 Site-2(#5) 말뚝 인발재하시험 결과



(6) 시험위치 : Site-2(#11)

1) 하중-인발량 관계분석

본 말뚝의 경우 1 Cycle 하중단계 재하 시 하중증가에 따라 인발량이 서서히 증가하는 완만한 포물선 형태의 거동을 보였으며, 목표하중 단계인 500.0kN에서 최종 인발량은 29.22mm로 확인되었다. 2 Cycle 하중재하 시 하중-인발량 관계는 하중증가에 따라 인발량 또한 급격히 증가하여, 최종 재하하중단계인 937.0kN에서 인발장치 고정용 핀의 절단에 의한 시험종료 이전까지 측정된 인발량은 89.9mm로 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code)선을 초과한 인발량이 관찰되었다.

2) AC 358 Code에 의한 허용지지력 평가

본 시험결과를 국내의 소구경 및 회전관입말뚝 지지력 평가방법인 말뚝 순변위 기준(AC 358 Code) 적용결과, 파괴하중은 그림 4.17과 같이 766.3kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(FS=2.0)을 적용한 허용인발력은 383.2kN/본으로 판단할 수 있다.

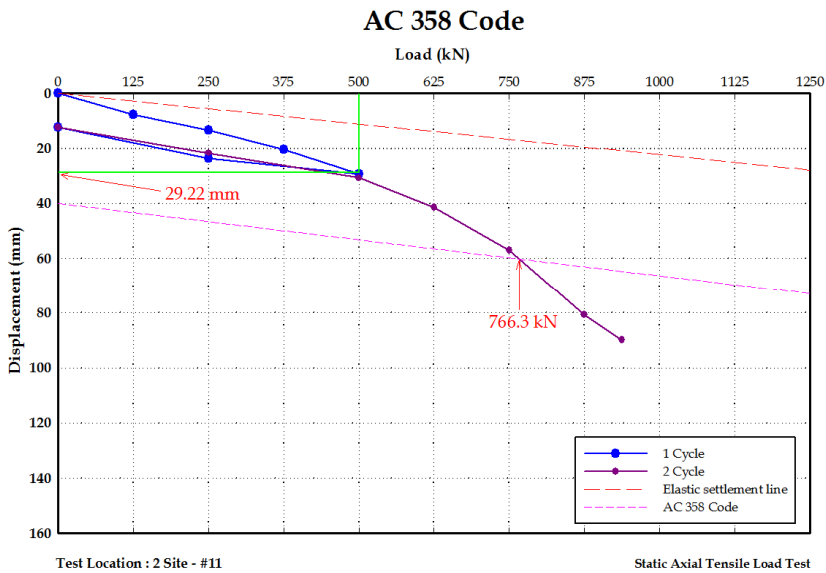


그림 4.17 Site-2(#11) 말뚝 인발재하시험 결과

(7) 인발재하시험 결과요약

2017년 2월 3일부터 동년 동월 7일까지 실시한 각 Site별 인발재하시험결과를 요약하면 아래 표 4.6과 같다.

본 인발재하시험은 지반 접지압을 반력으로 이용한 인발재하시험방법으로 수행되었으며, 파괴하중을 결정하기 위해 목표하중의 3배 하중을 최대시험하중으로 결정하여 급속재하시험 방법으로 수행되었다.

Site-1 말뚝들의 경우 허용인발력은 351.5~367.5kN/본으로 확인되었으며, Site-2 말뚝들의 경우 허용인발력은 332.9~383.2kN/본으로 확인되었다.

**표 4.6 Site별 인발재하시험 결과**

Site	시험 위치	관입 심도 (m)	최대 시험 하중 (kN)	전침 하량 (mm)	순침 하량 (mm)	파괴 하중 (kN)	허용지지력(kN/본)			Grout
							안전율 (AC 358)	허용 지지력	목표 하중	
Site -1	#1	16.90	920.0	109.28	92.13	735.0	2.0	367.5	500.0	80%
	#5	10.95	850.0	102.87	88.43	703.0	2.0	351.5	500.0	80%
	#15	11.70	875.0	91.78	72.35	706.2	2.0	353.1	500.0	×
Site -2	#1	16.90	750.0	90.89	74.07	665.8	2.0	332.9	500.0	80%
	#5	15.75	750.0	65.32	49.47	713.6	2.0	356.8	500.0	80%
	#11	16.95	937.0	89.90	-	766.3	2.0	383.2	500.0	×

## 제 5 장 지지력 산정식

### 5.1 재하시험 결과를 고려한 경험적 지지력 산정식

#### 5.1.1 검토개요

회전관입말뚝은 나선형 원관과 중력그라우트 PL 및 선단 Tip이 포함된 소구경강관 (D 165.2-7.5t)을 회전모터(50,000MAX)의 회전토크(T)를 이용하여 관입시공하므로, 관입되는 지층은 회전모터(Motor) 및 굴삭기의 용량과 지반의 전단강도(N)에 의하여 결정되는 것으로 확인되었다. 특히 본 연구를 위한 시험시공 중에는 굴삭기 08m<sup>3</sup>(버킷 용량)을 이용하여 시공한 결과, D 165.2-7.5t인 강관을 지지층인 풍화대에 관입이 가능하였고, 이때 회전모터의 Torque는 최대 32,000Nm로 약 65%의 Torque로 시공이 가능하였다.

따라서 시험시공은 계획한 풍화토(N>50)이상인 위치에 나선형 원관과 선단 Tip의 관입이 가능하였으며, 차별 풍화대인 Site-1(#1-8)는 풍화암 상부에 관입된 말뚝도 존재하였다(단, #1-8의 지지층 추정은 압축재하시험 결과 및 현장여건을 고려). 이에 지지력 산정식은 ① 중력 그라우트 유무와 ② 선단 지지층을 구분(풍화토 및 풍화암)하여 결정하였다.

중력 그라우트의 유무는 주변마찰력의 변화에 따른 지지력 산정식의 구분이 필요하기 때문이며, 선단 지지층의 구분은 시공현장의 지층구성을 파악한 후 그에 맞는 산정식을 적용할 필요가 있다.

### 5.1.2 재하시험 결과에 의한 주변마찰력 및 선단지지력 분석

지지력 산정식을 결정하기 위해서는 주변마찰력과 선단지지력이 구분된 지지력을 확인할 수 있는 하중전이시험이 필수적이거나, 회전관입말뚝은 회전운동에 의하여 소구경 강관을 관입시공하므로, 하중전이시험을 위하여 강관에 부착하는 변형률계의 리드(Lead)선의 설치가 불가능하여 본 연구에서는 하중전이시험을 수행할 수가 없었다.

- ① 리드선 매립형 : 강관 내부공간이 좁아 설치 불가
- ② 리드선 외부노출형 : 강관 모재의 손상 및 선의 꼬임발생으로 변형률계 손상

따라서 본 연구에서는 압축재하시험의 극한지지력을 참값으로, 동일한 말뚝에서 수행된 동재하시험의 주변 및 선단지지력 비율을 고려하여, 주변마찰력과 선단지지력을 분리하는 것으로 계획하였다.

표 5.1은 압축재하시험 결과에 의한 극한지지력을 정리한 것이며, 표 5.2는 동재하시험 결과에 의한 주변마찰력과 선단지지력의 비율을 정리하였고, 표 5.3은 표 5.1과 표 5.2의 결과를 이용하여 주변마찰력 및 선단지지력을 결정하였다. 동재하시험 결과에 의한 주변마찰력은 Shaft 구간만 해당하며, 선단 Tip과 나선형 원판에 의한 지지력은 선단지지력으로 구분하였다.

표 5.1 압축재하시험 결과에 의한 극한지지력

말뚝 No.	선단지지층	그라우트 유무	극한지지력(kN)	비 고
Site-1(#7)	풍화토	무	1,106.6	
Site-1(#8)	풍화암	유	1,600.0 이상	
Site-1(#9)	풍화토	유	1,356.0	
Site-2(#7)	풍화토	무	1,108.3	

**표 5.2 동재하시험 결과에 의한 주변마찰력 및 선단지지력의 비율**

말뚝 No.	허용지지력(kN)		지지력 비율		비 고
	주변마찰력	선단지지력	주변마찰력	선단지지력	
Site-1(#7)	13.1	490.4	2.6%	97.4%	
Site-1(#8)	104.1	713.9	12.7%	87.3%	
Site-1(#9)	79.7	545.3	12.7%	87.3%	
Site-2(#7)	7.4	419.4	1.7%	98.3%	

**표 5.3 재하시험 결과를 고려한 주변마찰력 및 선단지지력의 구분**

말뚝 No.	선단지지층	그라우트 유무	극한지지력(kN)		비 고
			주변마찰력	선단지지력	
Site-1(#7)	풍화토	무	28.8	1,077.8	
Site-1(#8)	풍화암	유	203.2	1,396.8 이상	
Site-1(#9)	풍화토	유	172.2	1,183.8	
Site-2(#7)	풍화토	무	18.8	1,089.5	

### 5.1.3 설계기준 분석

#### (1) 해외자료 분석

회전관입말뚝에 대한 해외 설계기준은 AC 358(2007)이 유일하나, 이 기준에는 시공 중 회전Torque(T)에 의한 kt계수를 이용한 경험적 지지력 산정방법과 재하시험에 의한 지지력 검증방법만이 명기되어 있고, 정역학적 또는 N치를 이용한 경험적 지지력 산정방법이 명기되어 있지 않아 설계단계에서의 지지력 예측이 불가능하다.

다만 본 공법에 대한 가장 많은 재하시험 자료를 분석한 결과에 의하여 경험적 지지력 산정방법을 나타낸 식으로는 Perko(2009)의 산정식이 유일하며, 그 식은 표 5.4와 같다.

Perko(2009)의 산정식은 ① 선단지지력=경험식(N치) 및 ② 주변마찰력=정역학적 지지력 산정식(유효응력)으로 정의된 바, 하중전이 시험에 의한 결과를 분석하여 산정한 결과는 아닌 것으로 확인하였다.

**표 5.4 Perko(2009) 지지력 산정식**

구 분	지지력 산정식	비 고
① 선단 지지력	$q_p = \beta \times \lambda_{SPT} \times A_n$ 여기서, $\beta$ = 지지력 계수 점토 : 11, 모래 : 12, 풍화암 : 13 $\lambda_{SPT} = 6.2\text{kPa/Blow Count}(N)$ $A_n : \text{나선형 원판의 면적}$ $\Rightarrow$ 지층별 선단지지력 산정식의 요약 점토 = $68.2 \times N \times A_n$ 모래 = $74.4 \times N \times A_n$ 풍화암 = $80.6 \times N \times A_n$	지층별 압축재하시험 결과를 분석하여 나타낸 경험식
② 주변 마찰력	$q_s = \alpha \times H \times (\pi \times d)$ 여기서, $\alpha$ = 주변마찰력 계수 Non-grout = $2/3 \times T$ Grout = $T$ $H = \text{주변마찰이 발휘되는 Shaft길이}$ $d = \text{말뚝의 직경}$ $T = 0.09e^{0.08\theta} \times \sigma'_v \times \tan\theta$ $\sigma'_v = \text{유효연직응력}$ $\theta = \text{내부마찰각}$	정역학적 지지력 공식 (하중전이 시험에 의한 지지력 공식은 아님)

(2) 국내 설계기준 분석

일반적으로 말뚝기초는 시공방법에 따라 선단지지력 및 주변마찰력을 상이하게 산정하고 있으며, 이와 관련된 기준으로는 구조물기초설계기준 해설(2015) 및 도로교설계기준 해설(2008)의 기준을 적용하고 있다.

상기의 설계기준에서는 시공방법에 따라 ① 항타말뚝, ② 매입말뚝, ③ 현장타설 콘크리트말뚝과 같이 3가지로 구분하고 있으며, 상부하중 및 지층조건, 소음 및 진동에 의한 환경적인 영향을 고려하여 선택적으로 사용하고 있다. 특히 항타 및 매입말뚝은 기성말뚝 재료인 PHC 및 강관말뚝을 사용하고 있으며, 사용재료에 대한 구분은 상부하중의 특성을 고려하여 적용하고 있으며, 특히 PHC말뚝은 상부하중의 대부분이 연직하중인 경우 주로 사용하며, 강관말뚝은 상부하중이 연직력과 모멘트, 수평력이 동시에 발생하는 경우 사용하고 있다.

따라서 기성말뚝인 PHC와 강관은 경제성을 확보하기 위해서는 하중특성을 고려한 말뚝의 허용내력을 최대한 사용하기 위하여 시공법과 지지층을 선정해야하므로, 주로 풍화암 또는 암반을 지지층으로 선정한다. 그러나 현장타설 콘크리트말뚝은 상부하중의 특성을 고려하여 말뚝의 직경과 재료의 강도, 지지층을 선택적으로 사용하고 있으므로, 지지층을 토사~암반까지 다양하게 선정하고 있다(토사지반을 지지층으로 적용하는 식으로 검토).

표 5.5는 시공방법에 따른 특징 및 지지력 산정식을 정리한 것이다.

표 5.5 시공방법에 따른 특징 및 지지력 산정식

구분	시공방법	지지층	극한지지력 산정식	
항타말뚝	기성말뚝을 드롭 또는 유압해머를 이용하여 말뚝시공	풍화암 이상의 암반	㉞	선단 $q_p = 300 \times N \times A_p$
				주면 $q_s = 2.0 \times N \times A_s$
매입말뚝	천공장비를 이용하여 지반을 선천공 후 말뚝을 건입 후 경타	풍화암 이상의 암반	㉟	선단 $q_p = (200 \sim 250) \times N \times A_p$
	천공장비를 이용하여 지반을 선천공 및 선단 그라운드 교반 후 건입			주면 $q_s = (2.0 \sim 2.5) \times N \times A_s$
현장타설 콘크리트 말뚝	천공장비를 이용하여 지반을 선천공 후 철근망과 콘크리트를 타설하여 시공	토사~암반 (토사식 적용)	㉞	선단 $q_p = 150 \times N \times A_p$
				주면 $q_s = (2.0 \sim 2.5) \times N \times A_s$ 적용 : $q_s = 1.0 \times N \times A_s$
			㉟	선단 $q_p = 100 \times N \times A_p$
				주면 $q_s = (3.3 \sim 5.0) \times N \times A_s$ 적용 : $q_s = 5.0 \times N \times A_s$

## 5.1.4 지지력 산정식 결정

### (1) 지지력 산정식 결정의 한계

회전모터(50,000MAX)에 의한 회전Torque(T)로 말뚝을 시공하는 시공법에 대한 지지력 산정방법은 해외 및 국내 설계기준 그 어느 곳에도 없음을 확인하였다. 이는 설계기준에 지지력 산정식이 등재되기 위해서는 해당 시공법에 대한 수많은 하중전이 시험결과에 의한 지지력 산정식으로 주변마찰력과 선단지지력에 대한 높은 신뢰성의 확보가 필수적이나, 회전관입말뚝의 시공법 특성상 하중전이 시험이 매우 어렵기 때문인 것으로 판단된다.

따라서 본 연구에서는 회전관입말뚝의 재하시험결과에 의하여 도출한 지지력을 산술적으로 선단지지력과 주변마찰력으로 구분하여 식을 산정하는 것은 많은 어려움이 따르고 있다. 그러나 시험시공에 의한 지지층 선정 등에 대한 노하우와 재하시험 결과에 의하여 산정한 극한지지력 결과를 토대로 지지력 산정식을 결정하였다.

### (2) 지지력 산정식의 도출을 위한 설계기준의 적용

회전관입말뚝의 지지력 산정식은 동태하 및 압축재하시험 결과에 의하여 선단지지력과 주변마찰력과 Perko(2009) 산정식(A) 및 국내 설계기준 중 ㉔, ㉕식을 이용하여 산정한 극한지지력을 비교하여 기존식의 적정성을 검토한 후 식을 도출하고자 한다.

기존식인 ㉔식 : 지지층인 기반암은 상이하나, 동일한 시공방법이며, ㉔, ㉕식 : 시공방법은 상이하나, 동일한 지지층(기반암)에 대하여 지지력을 산정하는 방법을 적용하여 비교 및 분석하여 합리적인 지지력 산정식을 도출할 수 있을 것으로 판단하였다.

표 5.6은 재하시험 결과에 의한 주변마찰력 및 선단지지력과 기존식에 의하여 산정한 선단 및 주변마찰력을 비교한 것이다.

표 5.7은 표 5.6의 결과를 이용하여 본 실험에서 얻어진 지지력 산정식이다.

매입말뚝의 지지력식 중 주변마찰력은 재하시험 결과를 고려하여  $1.0 \times N$ 을 적용하였으며, 차별 풍화대 중 풍화암에 지지된 1-8번 말뚝은 재하시험결과 선단부의 지지력이 더 클 것으로 판단되는바, 이를 고려하여 산정식을 결정하였다.



**표 5.6 선단 및 주변마찰력의 비교**

구 분		말뚝 No.				
		1-7	1-8	1-9	2-7	
주 면 마 찰 력	재하시험(㉔)	28.8kN	203.2kN	172.2kN	18.8kN	
	기 존 식	㉑	55.7kN	99.2kN	98.0kN	50.2kN
		㉒	<b>28.8kN</b>	40.8kN	40.5kN	<b>20.6kN</b>
		㉓	144.1kN	<b>204.1kN</b>	<b>202.6kN</b>	102.9kN
	비 율 (%)	㉑/㉔	193.4%	48.8%	56.9%	267.0%
		㉒/㉔	100.0%	20.1%	23.5%	109.6%
		㉓/㉔	500.3%	100.4%	117.7%	547.3%
	검토결과	D식 결과와 유사	F식 결과와 유사	F식 결과와 유사	D식 결과와 유사	
	선 단 지 지 력	재하시험(㉔)	1,077.8kN	1,396.8kN 이상	1,183.8kN	1,089.5kN
		기 존 식	㉑	869.5kN	830.8kN	830.3kN
㉒			1,618.2kN	<b>1,545.3kN</b>	1,545.3kN	1,628.1kN
㉓			<b>1,078.8kN</b>	1,030.2kN	<b>1,030.2kN</b>	<b>1,085.4kN</b>
비 율 (%)		㉑/㉔	80.7%	59.4%	70.1%	80.3%
		㉒/㉔	150.1%	110.6%	130.5%	149.4%
		㉓/㉔	100.1%	73.8%	87.0%	99.6%
검토결과		F식 결과와 유사	D식 결과와 유사	F식 결과와 유사	F식 결과와 유사	
지지력식 신뢰도	100.1%	109.3%	90.9%	99.8%		

표 5.7 회전관입말뚝의 지지력 산정식

구 분		선단지지력(kN)	주면마찰력(kN)
①	풍화토 지지 +Non 그라우트	$q_p=100 \times N \times A_p$	$q_s=1.0 \times N \times A_s$
②	풍화토 지지 +그라우트		$q_s=5.0 \times N \times A_s$
③	풍화암 지지 +그라우트	$q_p=150 \times N \times A_p$	

## 5.2 시공 중 회전Torque(T)를 고려한 지지력 산정식

### 5.2.1 검토개요

회전관입말뚝은 회전모터(50,000MAX)의 회전Torque(T)를 이용하여 관입시공하므로 시공 중 회전Torque(T)를 이용한 시공관리가 가능하며, 이를 토대로 시공 중 경험적인 지지력을 확인할 수 있으므로 품질관리가 가능하다. 따라서 본 연구에서는 Site-1 및 Site-2에서 측정된 회전Torque(T)와 N치의 상관관계를 분석함으로써, 시공 중 경험에 의하여 확인한 선단 N치를 확인할 수 있으므로 시공관리의 편의성을 도모하고자 한다.

또한 회전Torque(T)와 극한지지력( $q_u$ , 압축재하시험결과 활용)의 상관관계( $kt$ , 지지력계수)를 분석함으로써, 시공 중 경험적인 지지력을 확인할 수 있으므로 모든 말뚝에 대한 품질확보 방안으로써 활용할 수 있다. 즉 시공 중 압축지지력에 대한 품질관리가 가능하여 독보적인 기술력을 확보할 수 있을 것으로 판단된다.

### 5.2.2 시험시공에 의한 회전Torque(T)-N의 상관관계 분석

#### (1) 자료 분석

회전관입말뚝에 대한 현장 적용성 평가를 위하여 2개소의 시험부지를 선정하였으며, 각 위치에 대한 지층의 특징은 아래와 같다.

- ① Site-1 : 구릉지, 차별 풍화대 분포
- ② Site-2 : 충적지, 연약지반 및 느슨한 모래, 풍화대 분포

상기와 같은 지층조성이 상이한 시험부지를 선정한 사유는 말뚝을 회전관입 시 회전저항과 중력 그라우트에 대한 시공성이 상이할 것으로 판단되었기 때문이다. 따라서 본 연구결과에 의하여 분석된 회전Torque(T)와 N치의 상관관계는 다양한 지반에서 T-N 관계를 도출할 수 있으므로 적용성 및 신뢰성을 높일 수 있을 것으로 판단되었다. Site-2에서 확인된 회전Torque(T)-N의 관계는 점토층은 N치와 비배수전단강도( $S_u$ )의 관계가 신뢰성이 부족한 것으로 알려져 있으므로, 분석 자료로는 활용하지 않

는 것으로 하였다.

표 5.8과 표 5.9는 시험부지 1과 2에서 시험시공 중 측정된 회전토크(T)-N 자료이다.

**표 5.8 Site-1에서 측정한 회전Torque(T)-N 측정자료**

말뚝 No.	측정깊이 (m)	N	회전토크 (T, N-m)	말뚝 No.	측정깊이 (m)	N	회전토크 (T, N-m)
1-1	2.8	8	9,320	1-6	11.2	42	24,800
	5.6	10	11,500		12.5	51(50/29)	30,200
	8.4	13	12,380	1-7	2.8	6	7,500
	11.2	42	27,200		5.6	10	13,200
	11.9	51(50/29)	31,100		8.4	14	15,700
1-2	2.8	8	9,220	1-8	11.2	42	28,760
	5.6	10	10,000		11.85	51(50/29)	30,900
	8.4	10	10,500		2.8	6	5,060
	11.2	42	23,560	5.6	10	11,100	
	11.8	51(50/29)	28,620	8.4	10	11,000	
1-3	2.8	8	8,860	1-9	11.2	42	22,620
	5.6	10	10,360		11.9	51(50/29)	29,500
	8.4	13	13,420		2.8	8	9,700
	11.2	42	27,500	5.6	10	11,840	
	11.6	51(50/29)	30,960	8.4	10	11,540	
1-4	2.8	8	9,400	1-10	11.2	42	27,000
	5.6	10	10,020		11.8	51(50/29)	30,600
	8.4	14	15,030	1-11	10.85	51(50/29)	27,680
	11.2	42	27,000	1-12	10.5	51(50/29)	31,160
	11.5	51(50/29)	30,780	1-13	11.9	51(50/29)	29,940
1-5	2.8	8	8,250	1-14	11.85	51(50/29)	27,000
	5.6	10	10,280	1-15	11.3	51(50/29)	29,600
	8.4	19	17,550	1-16	11.7	51(50/29)	27,960
	10.95	51(50/29)	30,860	2.8	8	9,360	
1-6	2.8	8	9,220	1-16	5.6	14	16,600
	5.6	10	11,250		8.4	19	19,520
	8.4	13	12,250		10.4	51(50/29)	30,860

**표 5.9 Site-2에서 측정한 회전Torque(T)-N 측정자료**

말뚝 No.	측정깊이 (m)	N	회전토크 (T, N-m)	말뚝 No.	측정깊이 (m)	N	회전토크 (T, N-m)
2-1	2.8	점토	3,150	2-3	2.8	점토	2,540
	3.8	점토	3,640		5.6	1	1,420
	4.7	점토	2,020		8.4	2	4,200
	5.6	1	1,680		11.2	4	3,160
	6.6	1	1,420		14	21	12,680
	7.5	3	3,480		16.35	60	31,600
	8.4	2	1,660	2-4	2.8	점토	2,580
	9.4	3	3,320		5.6	1	1,320
	10.3	4	4,740		8.4	2	3,980
	11.2	4	7,820		11.2	4	4,280
	12.2	10	7,600		14	21	16,900
	13.1	15	10,580		16.1	57(50/26)	29,200
	14	16	10,680	2-5	2.8	점토	2,600
	15	21	14,180		5.6	1	1,800
	15.9	29	18,809		8.4	2	4,100
	16.8	55(50/27)	27,200		11.2	4	5,840
16.9	57(50/26)	29,300	14		16	14,300	
2-2	2.8	점토	2,720		15.75	60(50/25)	31,100
	3.8	점토	4,020	2-6	2.8	점토	3,160
	4.7	점토	2,080		15.95	57(50/26)	29,700
	5.6	1	800	2-7	2.8	점토	2,280
	6.6	1	1,560		16.3	57(50/26)	28,600
	7.5	3	3,700	2-8	2.8	점토	2,650
	8.4	2	2,900		16.1	60(50/25)	31,000
	9.4	3	3,580	2-9	2.8	점토	2,680
	10.3	4	3,380		16.05	57(50/26)	29,800
	11.2	4	2,640	2-10	2.8	점토	2,650
	12.2	4	3,940		5.6	1	1,400
	13.1	4	5,940		8.4	2	4,580
	14	10	7,420		11.2	4	4,860
	15	21	14,500		14	40	22,900
	15.9	29	18,500		15.25	60(50/25)	31,000
	16.8	55(50/27)	27,600	2-11	2.8	점토	2,320
16.9	57(50/26)	29,600	16.95		57(50/26)	29,000	

표 5.9(계속) Site-2에서 측정한 회전Torque(T)-N 측정자료

말뚝 No.	측정깊이 (m)	N	회전토크 (T, N-m)	말뚝 No.	측정깊이 (m)	N	회전토크 (T, N-m)
2-12	2.8	점토	2,450	2-14	2.8	점토	3,140
	5.6	1	1,840		5.6	1	1,400
	8.4	2	2,540		8.4	2	4,000
	11.2	4	6,140		11.2	4	5,680
	14	16	14,900		14	29	20,080
	16.8	55(50/27)	28,500		15.6	60(50/25)	31,000
	16.9	57(50/26)	29,200				
2-13	2.8	점토	2,200	2-15	2.8	점토	3,180
	5.6	1	1,860		5.6	1	1,680
	8.4	2	5,120		8.4	2	4,780
	11.2	4	8,180		11.2	4	5,460
	14	29	18,980		14	29	20,200
	15.9	55(50/27)	28,900		15.6	60(50/25)	31,500

(2) 회전Torque(T)-N의 상관관계

회전Torque(T)와 N치의 상관관계 분석은 현장에서 시공 중 측정된 회전Torqu(T)를 이용하여 선단지지층의 N치를 확인할 수 있는 경험적 자료이므로 시공관리의 편의성과 말뚝의 지지력에 대한 품질관리가 가능한 장점이 있다.

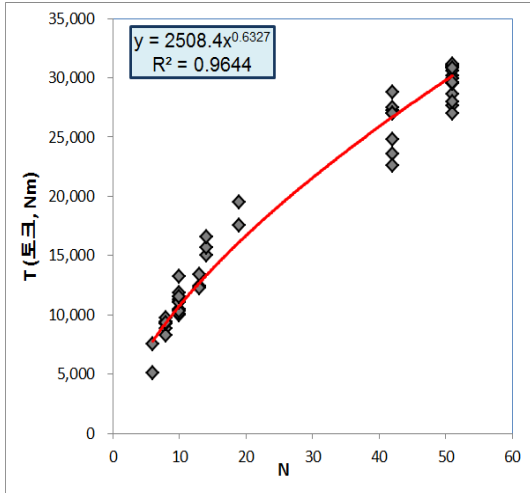
Site-1(이하 구릉지)와 Site-2(이하 충적지)에 대한 회전Torqu(T)-N의 상관관계를 분석한 자료는 그림 5.1과 같다.

시험시공 중 확인한 회전Torqu(T)-N의 관계를 분석한 결과, 구릉지에서 T-N 분석 결과, 결정계수는 96.44%로 상관관계가 높은 것으로 나타났으며,  $\alpha$ 계수는 2,508.4,  $\beta$ 계수는 0.6327로 나타났다. 충적지에서 T-N 분석결과, 결정계수는 95.13%로 상관관계가 높은 것으로 나타났으며,  $\alpha$ 계수는 1,757.6,  $\beta$ 계수는 0.703으로 나타났다.

구릉지가 충적지보다 낮은 N치에서 더 큰 회전Torqu(N)이 발생한 것으로 확인되었다. 이는 지지층 상부에 위치하는 지층의 N치(N<20)치가 유사하더라도 기반암의 풍화

대와 충전 또는 퇴적에 의하여 형성된 지층의 조성이 상이하여 지반의 전단강도가 다르기 때문인 것으로 판단되었다.

본 연구에 의하여 분석된 T-N의 관계는 적은 표본 한도 내에서 산출한 결과이다.



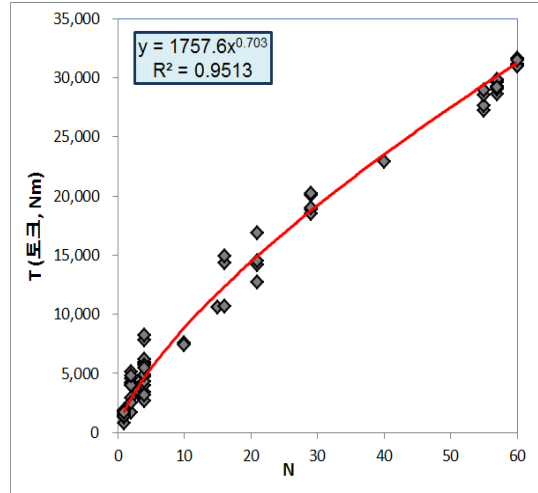
(a) 구릉지

분석  
결과

- 구릉지에서의 T-N 분석결과,  
결정계수(R제곱)는 96.44%로 상  
관관계가 높은 것으로 확인되었  
다.

상관  
관계

$T = a \times N^{\beta}$   
여기서, T : Torque(N · m)  
N : 추정 N  
a : 계수(=2,508.4)  
 $\beta$  : 계수(=0.6327)



(b) 충적지

분석  
결과

- 충적지에서의 T-N 분석결과,  
결정계수(R제곱)는 95.13%로  
상관관계가 높은 것으로 확인  
되었다.

상관  
관계

$T = a \times N^{\beta}$   
여기서, T : Torque(N · m)  
N : 추정 N  
a : 계수(=1,757.6)  
 $\beta$  : 계수(=0.703)

그림 5.1 회전Torque(T)-N 측정자료

### 5.3 회전Torque(T)와 극한지지력의 상관관계를 고려한 지지력 산정식

(1) 자료분석

회전Torque(T)와 극한지지력의 상관관계 분석은 압축재하시험을 실시한 말뚝에 대하여 시공중 확인한 회전Torque(T)와 극한지지력( $q_u$ )을 분석함으로써 T- $q_u$  관계의 신뢰성을 높일 수 있도록 하였다.

본 연구에서는 연직지지력에 대한 목표를 600.0kN으로 선정하였고, 이를 만족하기 위하여 STK490,  $\phi 165.2$ -7.5t인 강관자재의 선정, 나선형 원관의 규격  $\phi 350 \sim 450$ mm, 중력그라우트 적용을 수행하였다. 따라서 목표 연직지지력 600.0kN의 확보를 위하여 상기 자재를 이용하였으며, 시공 중 중력 그라우트의 효과를 확인하기 위한 시험시공 및 압축재하시험을 수행하는 것으로 계획하였다. 그 결과에 의한 회전Torque와 극한지지력을 측정된 자료는 표 5.10과 그림 5.2와 같다.

**표 5.10 회전Torque(T)-극한지지력( $q_u$ ) 측정자료**

말뚝 No.	시공방법	회전Torque (T, kN-m)	극한지지력 ( $q_u$ , kN)	비고
1-7	회전관입	30.9	1,106.6	Non-Grout
1-8	회전관입+Grout	29.5	1,600 이상	중력 그라우트에 의한 마찰력 증가
1-9	회전관입+Grout	30.6	1,356.0	
2-7	회전관입	28.6	1,108.3	Non-Grout
2-8	회전관입+Grout	31.0	1,329.3	중력 그라우트에 의한 마찰력 증가
2-9	회전관입+Grout	29.8	1,254.6	



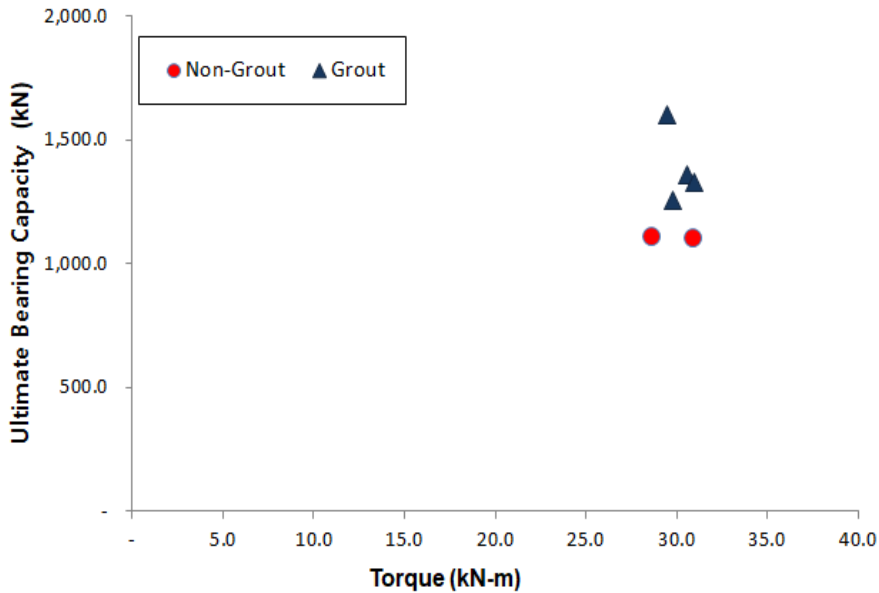


그림 5.2 회전Torque(T)-극한지지력( $q_u$ )

(2) 회전Torque(T)-극한지지력( $q_u$ )의 상관관계 분석에 의한 지지력계수( $kt$ )

회전Torque(T)-극한지지력( $q_u$ )의 상관관계 분석은 Non 그라우트 말뚝과 그라우트 말뚝을 구분하여 지지력계수( $kt$ )를 결정하였다.

본 분석결과에 의한 경험적 지지력계수인  $kt$ 는 현장에서 시공 중인 말뚝에 대한 연직지지력을 시공완료 후 확인이 가능하므로, 모든 말뚝의 연직지지력에 대한 품질관리가 가능하며 연직지지력에 대한 신뢰도를 높일 수 있을 것으로 판단된다. 또한 Non 그라우트 말뚝과 그라우트말뚝으로 분리되어 얻어진 지지력계수( $kt$ )는 향후 다음과 같이 활용될 수 있다.

① Non 그라우트 말뚝에 의한 지지력계수( $kt$ )

: 시공완료 후 연직지지력(동재하시험의 E.O.I.D 지지력)

② 그라우트 말뚝 분석에 의한 지지력계수( $kt$ )

: 그라우트 양생 후 연직지지력(동재하시험의 Restrike 지지력)

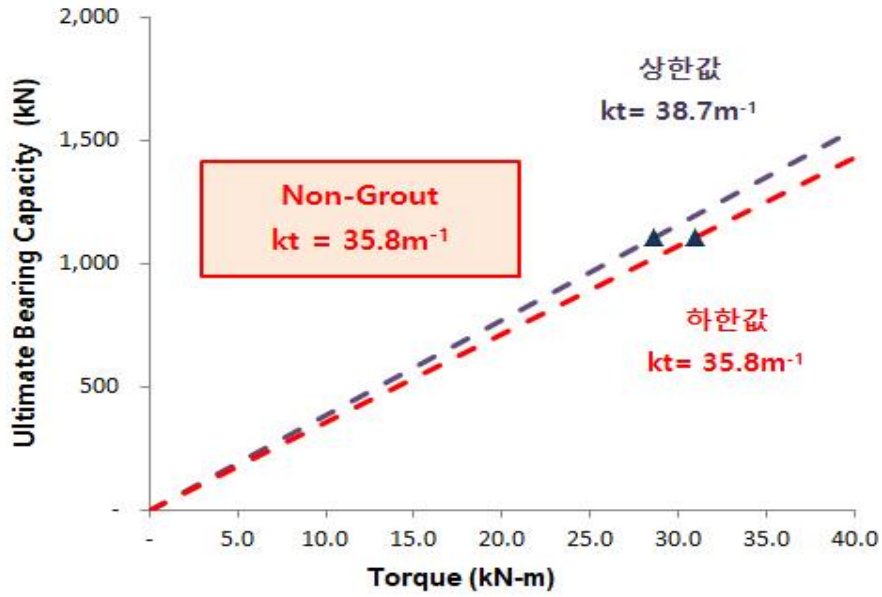
Non 그라우트 말뚝과 그라우트 말뚝에 대한 회전Torque(T)-극한지지력( $q_u$ )의 상관관계를 분석한 자료는 표 5.11~표 5.12와 그림 5.3과 같다.

표 5.11 Non 그라우트 말뚝에 대한 T- $q_u$  분석결과

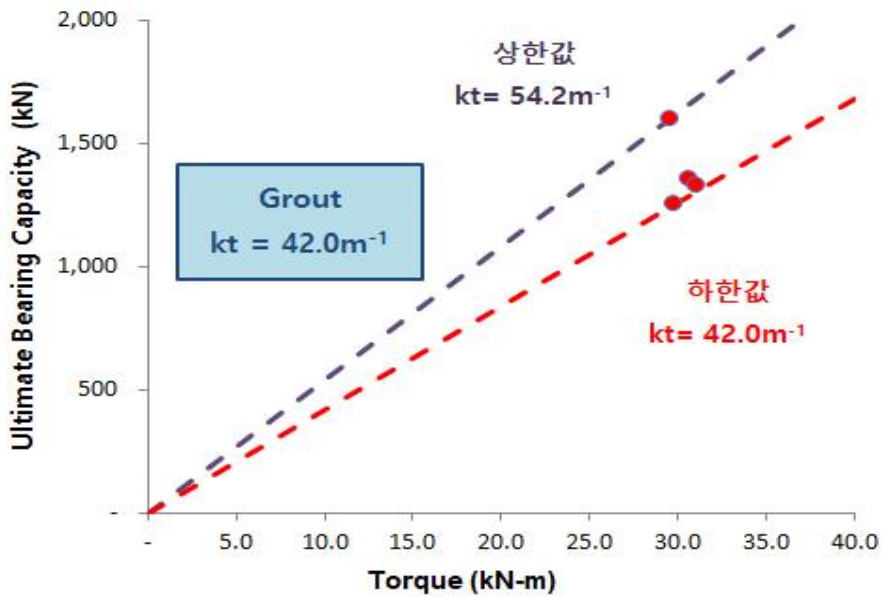
말뚝 No.	회전Torque (T, kN · m)	kt (m <sup>-1</sup> )	극한지지력(kN)		지지력비 (b/a)
			측정값	계산값	
			압축재하시험결과 a	qut=T×kt b	
1-7	30.9	35.8	1,106.6	1,106.2	100%
2-7	28.6	38.7	1,108.3	1,106.8	99.9%
분석결과	<p>- Non-Grout 말뚝에 대한 T-<math>q_u</math>의 관계를 분석한 결과,            ① 1-7 : kt=35.8m<sup>-1</sup>인 경우 압축재하시험 결과와 동일함.            ② 2-7 : kt=38.7m<sup>-1</sup>인 경우 압축재하시험 결과와 동일함.            - 따라서 추후 시공완료 후 연직지지력을 추정할 경우에는 kt=35.8m<sup>-1</sup>를 적용할 수 있을 것으로 판단된다.</p>				
kt를 이용한 연직지지력 산정식	<p>qut=T×kt(kN), qat=qut/Fs(kN)            여기서, qut : kt에 의한 극한 연직지지력(kN)            qat : kt에 의한 허용 연직지지력(kN)            T : 시공중 측정된 최종 회전토크 (kN · m)            kt : 지지력계수(35.8m<sup>-1</sup>)            Fs : 안전율(=2, AC358 기준 적용)</p>				

**표 5.12 그라우트 말뚝에 대한 T- $q_u$  분석결과**

말뚝 No.	회전Torque (T, kN-m)	kt ( $m^{-1}$ )	극한지지력(kN)		지지력비 ( $\text{b}/\text{a}$ )
			측정값	계산값	
			압축재하시험결과 ①	$q_{ut}=T \times kt$ ②	
1-8	29.5	54.2	1,600 이상	1,598.9	99.9%
1-9	30.6	44.3	1,356.0	1,355.6	99.8%
2-8	31.0	42.8	1,329.3	1,326.8	99.8%
2-9	29.8	42.0	1,254.6	1,251.6	99.8%
분석결과	- 그라우트 말뚝에 대한 T- $q_u$ 의 관계를 분석한 결과, ① 1-8 : $kt=54.2m^{-1}$ 인 경우 압축재하시험 결과와 동일함. ② 1-9 : $kt=44.3m^{-1}$ 인 경우 압축재하시험 결과와 동일함. ③ 2-8, 2-9 : $kt=42.0 \sim 42.8m^{-1}$ 인 경우 압축재하시험 결과와 동일함. - 1-8 말뚝의 연직지지력이 상대적으로 큰 이유는 구릉지 지반이 차별 풍화대로 말뚝선단이 풍화암에 지지되었기 때문인 것으로 판단된다. 따라서 추후 시공완료 후 연직지지력을 추정할 경우에는 $kt=42.0m^{-1}$ 를 적용할 수 있을 것으로 판단된다.				
kt를 이용한 연직지지력 산정식	$q_{ut}=T \times kt(kN)$ , $q_{at}=q_{ut}/F_s(kN)$ 여기서, $q_{ut}$ : kt에 의한 극한 연직지지력(kN) $q_{at}$ : kt에 의한 허용 연직지지력(kN) T : 시공중 측정된 최종 회전토크 ( $kN \cdot m$ ) kt : 지지력계수( $42.0m^{-1}$ ) $F_s$ : 안전율(=2, AC358 기준 적용)				



(a) Non 그라우트 말뚝



(b) 그라우트 말뚝

그림 5.3 회전Torque(T)-극한지지력( $q_u$ )의 상관분석 결과

## 제 6 장 결 론

본 연구에서는 중공형 축의 모형을 육각형 이음부로 개선하여 압축재하 시 별도의 용접이나 볼트가 필요 없는 방식으로 개선하였으며, 국내 지반에서 적용하기 위해 현장시험을 통한 압축재하, 동재하시험 및 인발재하시험과 Torque력을 측정하여 예측한 지지력을 비교분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 육각 이음부 개선으로 이음부 일축압축시험 측정결과, 압축이음부 전 둘레용접 및 직선부 용접 모두 목표하중인 600.0kN 이상의 결과를 나타내었으며, 인발이음부 볼트 4EA, 5EA 또한 목표하중인 60.00kN 이상의 결과를 확인하였다. 따라서 외측말뚝으로 전달되는 하중이 중력 PL과 볼트이음을 통하여 내측말뚝으로 원활한 하중전달이 가능한 것으로 확인하였다.
2. 나선형 원판두께를 결정하기 위한 나선형 원판 압축시험 결과, D 450mm-15t, D 400mm-15t, 350mm-15t 두께에서 각각 목표하중 이상으로 나타나 15mm 두께에서 상부하중에 대한 안전한 지지가 가능한 것으로 확인하였다.
3. 현장시험시공 시 소음측정 결과, 소음레벨이 65dB(A) 이하로 나타나 기존 기초 보강공법의 소음보다 낮게 나타났으며, 생활소음 규제기준인 65dB(A) 이하로 발생하여 친환경 저소음 공법임을 확인하였다. 또한 수직도 측정 결과, 구릉지 및 충적지 모두 0.02rad(88.9°) 이내로 나타남을 확인하였고, 육각형 이음부 개선으로 기존 회전관입말뚝에 비해 수직도가 상당히 개선됨을 확인하였다.
4. 현장재하시험을 통한 압축재하시험 분석 결과, 중력 그라우트를 실시한 말뚝에서 확인된 허용지지력은 구릉지의 경우 678.6~800kN/본, 충적지의 경우 627.3~664.7kN/본으로 확인되었으며, 중력 그라우트 미실시 말뚝에서 확인된 허용지지력은 구릉지, 충적지 모두 목표하중인 600.0kN/본 미만으로 나타나 회전관입말뚝 시공 시 중력 그라우트를 수행해야 할 것으로 판단된다. 또한 목표하중인 600.0kN 재하 시 허용침하량 기준인 1inch(25.4mm) 이내로 발생한 것으로 확인되어 침하에 대해서도 안정할 것으로 판단된다.

5. 현장재하시험을 통한 동재하시험 분석 결과, 중력 그라우트를 실시한 말뚝에서 허용지지력은 구릉지의 경우 625.0~817.9kN/본, 충적지의 경우 620.7~674.6kN/EA으로 확인되었으며, 중력 그라우트 미실시 말뚝에서 허용지지력은 구릉지, 충적지 모두 600.0kN/본 미만으로 확인되어 압축재하시험결과와 유사함을 확인하였다.
6. 현장재하시험을 통한 인발재하시험 분석 결과, 구릉지 말뚝들의 경우 허용인발력은 351.5~367.5kN/본, 충적지 말뚝들의 경우 332.9~383.2kN/본으로 확인되었다. 따라서 목표하중인 500.0kN/본에 미치지 못하였으나, 이는 압축재하시험 시 반력 말뚝으로 1회 사용되어 인발저항력이 낮게 나타난 것으로 판단된다.
7. 재하시험 결과를 고려한 경험적 지지력 산정식 결과, 풍화토 지지+Non 그라우트, 그라우트에서 선단지지력(kN)은  $q_p=100 \times N \times A_p$ , 풍화암 지지+그라우트에서 선단지지력(kN)은  $q_p=150 \times N \times A_p$ 으로 나타났다. 또한 풍화토 지지+Non 그라우트에서 주변마찰력(kN)은  $q_s=1.0 \times N \times A_s$ , 풍화토 지지, 풍화암 지지+그라우트에서 주변마찰력(kN)은  $q_s=5.0 \times N \times A_s$ 로 나타낼 수 있었으며, 이러한 경험적 지지력 산정식은 적은 표본에 의해서 도출된 결과로 추후 기초자료로 활용될 수 있을 것으로 판단된다.
8. 시공 중 회전Torque(T)를 고려한 지지력 산정식 결과, Non 그라우트 말뚝의 지지력계수(k<sub>t</sub>)는 35.8m<sup>-1</sup>로 품질관리를 수행할 수 있으며, 그라우트 말뚝의 풍화토 지지에서 지지력계수(k<sub>t</sub>)는 42.0m<sup>-1</sup>, 풍화암 지지에서 지지력계수(k<sub>t</sub>)는 54.2m<sup>-1</sup>로 품질관리를 수행할 수 있을 것으로 판단된다. 이러한 회전Torque(T)를 고려한 지지력 산정식 또한 경험적 지지력과 마찬가지로 적은 표본에 의해서 도출된 결과로 추후 기초자료로 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

## 참고문헌

1. 건설교통부(2003), (허용응력설계법에 의한) 강구조설계기준
2. 국토교통부(2016), 구조물 기초설계기준
3. 김대현, 유충식(2013), “축소모형실험을 이용한 사질토 지반에 근입된 Screw Anchor Pile의 인발저항특성”, 한국지반공학회 논문집, 제 29권, 제 1호, pp.121-133.
4. 김동철(2011), 무소음·무진동 스크류 콘크리트 말뚝공법의 시공법 및 연직하중지지 거동에 관한 연구, 박사학위논문, 경성대학교
5. 김동철, 최용규(2013), “소음 및 진동 저감을 위한 스크류콘크리트말뚝의 시공 중 소음과 진동 특성에 관한 연구”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 14권, 제 9호, pp.21-30.
6. 김영필, 최용규(2010), “무소음·무진동을 위한 스크류 콘크리트 말뚝의 수치해석에 의한 거동분석”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 11권, 제 6호, pp.21-29.
7. 김용섭(2012), Screw Anchor Pile 공법의 특성 및 활용에 관한 연구, 석사학위논문, 중부대학교
8. 나경욱, 이동섭, 이현지, 최향석(2015), “하모니서치 알고리즘을 이용한 헬리컬 파일의 형상 및 재료비 최적 설계기법에 대한 연구”, 대한토목학회 논문집, 제 35권, 제 2호, pp.377-386.
9. 대한건축학회(2016), 건축구조기준 및 해설
10. 박기호, 김규보(2015), “경질지반에 정착시킨 헬리컬파일(DBHP)을 이용한 지지력 특성에 관한 연구”, 대한토목학회 학술대회, 제 10권, pp.37-38.
11. 서은석(2016), 연약점토지반에 설치된 헬리컬 앵커의 인발력에 관한 연구, 석사학위논문, 성균관대학교
12. 서종원(2015), 정재하시험에 의한 Helical Pile의 지지력 타당성 분석, 석사학위논문, 중부대학교
13. 양호준, 김동철, 최용규(2011), “시공법에 따른 무소음·무진동 스크류콘크리트말뚝의 인발거동에 관한 연구”, 한국지반환경공학회 학술발표회 논문집, pp.112-121.
14. 유충식(2012) “스크류 제원이 스크류 앵커 파일의 인발저항 특성에 미치는 영향에 관한 축소모형실험” 한국지반공학회논문집, 제 28권, 제 1호, pp.5-15.
15. 유충식, 김대현(2014), “현장인발시험을 통한 Screw Anchor Pile의 인발저항특성”,

- 한국지반공학회 논문집, 제 30권, 제 1호, pp.5-16.
16. 이동섭, 나경욱, 이원제, 김형남, 최향석(2014), “헬리컬 파일의 지지력 산정을 위한 양방향 재하시험의 적용성 평가”, 한국토목섬유학회 논문집, 제 13권, 제 4호, pp.77-85.
  17. 이민주, 김정민, 임홍철, 서근배(2010), “나선형 강관파일의 날개 유효면적 산정을 위한 지지력 실험”, 한국건축시공학회 학술발표대회 논문집, 제 10권, 제 1호, pp.25-27.
  18. 이봉직, 이종규(2016), “나선형 말뚝의 시공사례 연구”, 한국지반환경공학회 학술발표회 논문집, pp.61-62.
  19. 이수진, 김동철, 최용규(2010), “무소음·무진동 스크류콘크리트말뚝의 소음·진동 측정 사례 연구”, 한국지반환경공학회 학술발표회논문집, pp.65-73.
  20. 이종원(2014), 헬리컬 파일의 형상과 지지력에 관한 연구, 석사학위논문, 고려대학교
  21. 이종원, 이동섭, 나경욱, 최향석(2014), “중소구경 헬리컬 파일의 축과 원판의 형상이 지지력에 미치는 영향 평가 : 이론식과 토크에 의한 지지력 예측 비교“, 한국토목섬유학회 논문집, 제 13권, 제 2호, pp.41-47.
  22. 이종범(2017), 연결구조 개선에 의한 헬리컬파일의 지지력 특성, 박사학위논문, 중부대학교
  23. 중앙환경분쟁조정위원회(2007), 공사장 환경분쟁사건 소음·진동도 산출방법 개선 연구
  24. 조천희, 허열, 배우석(2013), “풍화토 지반에 관입된 나선형 강관말뚝의 거동 특성”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 14권, 제 3호, pp.41-49.
  25. 청전청, 고수치남(2008), 건축, 토목 구조매뉴얼, 이엔지북 p.56.
  26. 최용규, 김동철, 김성수, 남문석(2010), “무소음·무진동을 위한 스크류콘크리트말뚝의 시공법설정에 관한 연구”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 11권, 제 7호, pp.15-24.
  27. 한국지반공학회(2004), 지반공학시리즈 2, 얇은기초, p.264.
  28. 한국지반공학회(2004), 지반공학시리즈 4, 깊은기초
  29. 하태성, 문형록, 문형민 (2013) “로타리파일 공법의 예측 및 실측지지력과의 상관관계 분석” 한국지반공학회 가을학술대회, pp.694-699.
  30. 황정환(2011), 시공법에 따른 무소음·무진동 스크류 콘크리트말뚝의 거동에 관한



현장시험 연구, 석사학위논문, 경성대학교

31. AC358 (2007), "Acceptance Criteria for Helical Foundation Systems and Devices", ICC Evaluation Service, INC., pp.1-21.
32. Andina S. and Leonids P. (2010), "Helical Pile Behaviour and Load Transfer Mechanism In Different Soils", The 10<sup>th</sup> International Conference Modern Building Materials, Structures and Techniques, Vilnius, Lithuania, pp.1174-1180.
33. Cannon, J. G. (2010), "The Application of High Strain Dynamic Pile Testing to Screwed Steel Piles", Application of Stress-Wave Theory to Piles, Balkema, Rotterdam, pp.1-6.
34. Chance Civil Construction (2014), Technical Design Manual Edition 3, Hubbell Power Systems, Inc., Atlas, pp.1-414.
35. Clemence, S. P. and Pepe (1984), "Measurement of Lateral Stress Around Multihelix Anchors in Sand", Geotechnical Testing Journal, Vol. 7, No. 3, pp.145-152.
36. Clemence, S. P. (1985), "Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil", In Proceedings of a Session Sponsored by the Geotechnical Engineering Division of ASCE, Detroit, MI.
37. Dames and Moore (1990), "Pullout Test on Multihelix Anchors", Shackle fords, Virginia, A Report Prepared For Virginia Electric Power Co.,
38. Das, B. M. (1980), "A Procedure for Estimation of Ultimate Uplift Capacity of Foundations in Clay", Soil Sand Foundations, Vol. 20, No. 1, pp.77-82.
39. Ghaly, A. M. and Clemence, S. P. (1998), "Pullout Performance of Inclined Helical Screw Anchors in Sand", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 7, ASCE, pp.617-627.
40. Gregory, B. B. and Rudiger R. (1982), "Factors of Safety and Pile Load Tests", Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 6, No. 4, pp.409-424.
41. Hansen J. B. (1970), "A revised and Extended Formula for Bearing Capacity", The National Academics of Sciences, Engineering and Medicine, Vol. 12, No. 28, pp.5-11.
42. Hargrave, R. L. and Thorsten, R. E. (1992), "Helical Piers in Expansive Soils of Dallas, Texas", 7th International Conference on Expansive Soils.

43. Helical Anchors (2014), Engineering Design Manual, Appendix B., p.54.
44. Hoyt, R. M. and Clemence, S. P. (1989), "Uplift Capacity of Helical Anchors in Soil", 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Conducted in Rio de Janeiro, Brazil.
45. ICC-ES Report (2016), Geotech Enterprises Helical Pile Foundation Systems, Geotech Enterprises, INC., pp.1-9.
46. Livneh, B. and Nagggar, M. H. (2008), "Axial Testing and Numerical Modeling of Square Shaft Helical Piles under Compressive and Tensile Loading", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 45, No. 8, pp.1142-1155.
47. MacLean Dixie HFS (2010), Helical Foundation Systems Engineering Reference Manual, Sections pp.10-13.
48. Meyerhof, G. G. (1951), "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol. 2, No. 4, pp.301 - 331.
49. Merifield, R. S. and Smith, C. C. (2010), "The Ultimate Uplift Capacity of Multi-plate Strip Anchors in Undrained Clay", Computers and Geotechnics, Vol. 37, pp.504 - 514.
50. Mitsch, M. P. and Clemence, S. P. (1985), "The Uplift Capacity of Helix Anchors and Sand", Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil, ASCE, pp.26-47.
51. Mooney, J. S., Adamczak Jr., S. and Clemence, S. P. (1985), "Uplift Capacity of Helix Anchors in Clay and Silt", Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil, ASCE pp.48-72.
52. Narasimha, R. S., Prasad, Y. V. S. N. and Shetty, M. D. (1991), "The Behavior of Model Screw Piles in Cohesive Soils", Soils and Foundations, Vol. 31, No. 2, pp.35-50.
53. Narasimha, R. S., Prasad, Y. V. S. N. and Veeresh, C. (1993), "Behavior of Embedded Model Screw Anchors in Soft Clays", Geotechnique, Vol. 43, No. 4, pp.605-614.
54. O'Neill, M. W. and Reese, L. C. (1999), "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods Publication No. FHWA-IF-99-025", Department of Transportation, Washington D.C., U.S.A.

55. Parry, R. H. G. (1977), "Estimating Bearing Capacity of Sand from SPT Values." Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, No. 9, pp.1014 - 1019.
56. Perko, H. A. (2000), "Energy Method for Predicting the Installation Torque of Helical Foundations and Anchors", New Technological and Design Developments in Deep Foundations, ASCE, p.342.
57. Perko, H. A. (2009), Helical piles : A Practical Guide to Design and Installation., John Wiley and Sons, Inc, New York.
58. Seider, G. (1993), "Eccentric Loading of Helical Piers for Underpinning", Proceedings of The 3rd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Vol. 1, pp.139-145.
59. Terzaghi, K. (1943), Theoretical Soil Mechanics. John Wiley and Sons, Inc, New York.
60. Vesic, A. S. (1963), "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, Vol. 39, pp.112-153.
61. Zhang, D. J. W. (1999), Predicting Capacity of Helical Screw Piles in Alberta Soils, Master Science Thesis, The University of Alberta, Edmonton Alberta, Canada.