

2012年 8月
博士學位論文

현장재하시험을 통한 고강도
강관말뚝 거동

朝鮮大學校 大學院

土木工程科

林 在 春

현장재하시험을 통한 고강도
강관말뚝 거동

Behavior of High Strength Steel Pipe Piles
Measured in Pile Load Tests

2012年 8月 24日

朝鮮大學校 大學院

土木工學科

林 在 春

현장재하시험을 통한 고강도
강관말뚝 거동

指導教授 金 大 賢

이 論文을 工學博士學位 論文으로 提出함

2012年 4月

朝 鮮 大 學 校 大 學 院

土 木 工 學 科

林 在 春

林在春의 博士學位論文을 認准함

委員長 朝鮮大學校 教授 朴 吉 鉉 (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 金 雲 中 (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 金 聖 洪 (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 朴 正 雄 (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 金 大 賢 (印)

2012年 6月

朝鮮大學校 大學院

목 차

ABSTRACT

제1장 서 론	1
1.1 연구배경 및 목적	1
1.2 연구동향	2
1.3 연구내용 및 방법	4
제2장 말뚝 지지력 및 정재하시험 판정방법	6
2.1 강관말뚝의 허용응력	6
2.1.1 소재 고강도화에 따른 검토사항	6
2.1.2 STKT590 고강도 강관의 특징	11
2.2 말뚝의 지지력 산정방법	17
2.2.1 말뚝 지지력 특성	17
2.2.2 말뚝의 설계지지력	22
2.3 정재하시험에 의한 연직지지력 판정방법	37
2.4 정재하시험에 의한 하중-침하-시간곡선을 이용한 판정방법	37
2.4.1 극한하중 판정방법	39
2.4.2 항복하중 판정방법	45
2.5 정재하시험에 의한 침하량 기준 판정방법	49
2.5.1 전침하량 기준	49
2.5.2 순침하량 기준	52
제3장 재하시험 결과 및 말뚝 지지력 산정	54
3.1 재하시험 분석개요	54

3.2 현장재하시험 종류 및 시험일자	55
3.3 지반 및 토질정수	58
3.4 동재하시험 시험결과 분석	70
3.4.1 LNG Tank 동재하시험 시험결과 분석	70
3.4.2 SNG Plant 동재하시험 시험결과 분석	74
3.4.3 5소결 Plant 동재하시험 시험결과 분석	78
3.5 정재하시험 시험결과 분석	82
3.5.1 LNG Plant 정재하시험 시험결과 분석	82
3.5.2 SNG Plant 정재하시험 시험결과 분석	92
3.5.3 5소결 Plant 정재하시험 시험결과 분석	99
3.6 말뚝 지지력 산정	114
3.6.1 정역학적 지지력공식	115
3.6.2 표준관입시험을 이용한 N치 경험식	120
제4장 고강도 강관말뚝의 거동 분석	126
4.1 동재하시험에 의한 말뚝 거동평가	126
4.1.1 항타관입성 분석	126
4.1.2 시간경과에 따른 말뚝 지지력 변화	129
4.2 설계 극한지지력 안전을 평가	140
4.3 정재하시험의 안정성 평가	146
4.3.1 극한하중 판정방법에 의한 결과분석 및 안전을 평가	146
4.3.2 항복하중 판정방법에 의한 결과분석 및 안전을 평가	152
4.3.3 침하량기준 판정방법에 의한 결과분석 및 안전을 평가	157
4.3.4 인발시험 결과분석 및 안전을 평가	163
제5장 결 론	168

참 고 문 헌 171

표 목 차

표 2.1 AISC(1978)의 강관 강도에 따른 지름별 최소 두께 규정	7
표 2.2 FHWA의 허용응력 기준	8
표 2.3 국내 구조용 강관 KS 기준	12
표 2.4 소재별 화학 성분 규정(단위:%)	13
표 2.5 소재별 기계별 성질 규정	13
표 2.6 STKT590 12mm 소재실험결과	13
표 2.7 샤르피 흡수 에너지 규정: 시험온도 -5℃에서 3개 시험편의 평균값	14
표 2.8 Rautaruukki(유럽)사의 강관말뚝용 소재	15
표 2.9 STKT590의 허용축방향압축응력(MPa)	16
표 2.10 STKT590의 국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)	16
표 2.11 국내의 강관말뚝 소재규격 비교	25
표 2.12 내부마찰각과 지지력계수의 관계($\phi-N_q$)	27
표 2.13 주변마찰력 산정을 위한 토압계수(k_s)	27
표 2.14 말뚝 표면과 흙의 마찰각 δ	27
표 2.15 국내의 기준별 적용 안전율	32
표 2.16 국내의 기준별 축 방향 지지력 비교	33
표 2.17 하중-침하-시간 관계를 이용한 지지력판정방법	38
표 2.18 전침하량 기준(한국지반공학회, 2002)	51
표 2.19 순침하량 기준(한국지반공학회, 2002)	52
표 3.1 재하시험 시험내용	55
표 3.2 LNG Plant 재하시험 종류 및 시험일자	56
표 3.3 SNG Plant 재하시험 종류 및 시험일자	57
표 3.4 5소결 Plant 재하시험 종류 및 시험일자	58

표 3.5 시추조사 결과	59
표 3.6 지하수위 측정결과(LNG Plant)	66
표 3.7 공내재하시험 결과(LNG Plant)	67
표 3.8 토성별 실내시험 결과	68
표 3.9 전단강도시험 결과	69
표 3.10 압밀시험 결과	69
표 3.11 암석시험 결과	70
표 3.12 LNG Plant 동재하시험 Capwap 분석결과	71
표 3.13 LNG Plant 단위면적당 선단지지력 및 주변마찰력 분석결과	71
표 3.14 LNG Plant 동재하시험 향타관입성 분석결과	74
표 3.15 SNG Plant 동재하시험 Capwap 분석결과	75
표 3.16 SNG Plant 단위면적당 선단지지력 및 주변마찰력 분석결과	75
표 3.17 SNG Plant 동재하시험 향타관입성 분석결과	78
표 3.18 5소결 Plant 동재하시험 Capwap 분석결과	79
표 3.19 5소결 Plant 단위면적당 선단지지력 및 주변마찰력 분석결과	80
표 3.20 5소결 Plant 동재하시험 향타관입성 분석결과	81
표 3.21 LNG Plant 압축재하 시험결과 (파일길이 50.4m)	82
표 3.22 LNG Plant Chin 분석결과	83
표 3.23 LNG Plant Stability Plot 판정 분석결과	83
표 3.24 LNG Plant 극한하중 분석결과	84
표 3.25 LNG Plant 항복하중 분석결과	84
표 3.26 LNG Plant 기준별 전침하량 분석결과	84
표 3.27 LNG Plant 기준별 순침하량 분석결과	86
표 3.28 LNG Plant 정재하시험 분석결과	86
표 3.29 LNG Plant 인발재하시험 분석결과	87
표 3.30 LNG Plant 모니터링 사양 및 수량	87

표 3.31 LNG Plant 심도별 주변마찰력 분석결과(최대하중 1,200t 재하 시)	90
표 3.32 SNG Plant 압축재하시험 결과	92
표 3.33 SNG Plant Brinch Hansen의 80% 분석결과	93
표 3.34 SNG Plant Mazurkiewicz 분석결과	94
표 3.35 SNG Plant Chin 판정 분석결과	94
표 3.36 SNG Plant Stability Plot 판정 분석결과	94
표 3.37 SNG Plant 극한하중 분석결과	94
표 3.38 SNG Plant 항복하중 분석결과	95
표 3.39 SNG Plant 전침하량 분석결과	96
표 3.40 SNG Plant 순침하량 분석결과	97
표 3.41 SNG Plant 하중-인발량 측정결과	98
표 3.42 SNG Plant 인발재하시험 분석결과	99
표 3.43 5소결 Plant 압축 재하시험	100
표 3.44 5소결 Plant Brinch Hansen의 80% 분석결과	104
표 3.45 5소결 Plant Mazurkiewicz 분석결과	105
표 3.46 5소결 Plant Chin 판정 분석결과	105
표 3.47 5소결 Plant Stability Plot 판정 분석결과	106
표 3.48 5소결 Plant 극한하중 분석결과	106
표 3.49 5소결 Plant 항복하중 분석결과	108
표 3.50 5소결 Plant 전침하량 분석결과	109
표 3.51 5소결 Plant 순침하량 분석결과	110
표 3.52 5소결 Plant 인발시험 하중-인발량 측정결과	112
표 3.53 5소결 Plant 재질별 인발재하시험 분석결과	114
표 3.54 시험말뚝 제원	114
표 3.55 시추조사 물성치	116
표 3.56 정역학적공식에 의한 선단지지력 분석결과	117

표 3.57	정역학적공식에 의한 극한 주변마찰력 산정	117
표 3.58	정역학적공식에 의한 극한지지력 산정	120
표 3.59	표준관입시험에 의한 선단지지력 산정	121
표 3.60	표준관입시험에 의한 주변마찰력 산정	121
표 3.61	표준관입시험에 의한 허용지지력 산정	123
표 3.62	공식별 허용지지력 산정	125
표 4.1	항타관입성 분석결과	129
표 4.2	LNG Plant Davisson에 분석에 의한 정·동재하시험 지지력 비교분석	130
표 4.3	SNG Plant Davisson에 분석에 의한 정·동재하시험 지지력 비교분석	132
표 4.4	5소결 Plant Davisson에 분석에 의한 정·동재하시험 지지력 비교분석	133
표 4.5	지지력 증가비율 분석결과	134
표 4.6	LNG Plant Davisson 분석에 의한 정·동재하시험 인발지지력 비교분석	137
표 4.7	SNG Plant Davisson 분석에 의한 정·동재하시험 인발지지력 비교분석	139
표 4.8	정재하시험 저항편향계수 지지력	141
표 4.9	동재하시험 저항편향계수 지지력	141
표 4.10	말뚝재질별 정규화(재하시험/설계지지력)값의 평균 및 표준편차	145
표 4.11	정규화(재하시험/설계지지력)값의 평균 및 표준편차	145
표 4.12	지지력 판정방법별 국내기준으로 환산한 안전율	146
표 4.13	극한하중 판정방법에 의한 극한하중 비교	147
표 4.14	극한하중 판정방법에 의한 극한하중을 실측값으로 정규화한 값	150
표 4.15	말뚝 재질별 정규화(극한하중/실측값)값의 평균 및 표준편차	151
표 4.16	정규화(극한하중 판정값/실측값)값의 평균 및 표준편차	151
표 4.17	극한하중 판정방법별 국내기준으로 환산한 안전율	152
표 4.18	항복하중 판정방법에 의한 항복하중과 극한하중 비교	152
표 4.19	항복하중 판정방법에 의한 극한하중을 실측값으로 정규화한 값의 비교	154
표 4.20	말뚝재질별 정규화(항복하중판정값 \times 1.5/실측값)값의 평균 및 표준편차	156

표 4.21 정규화(항복하중판정값×1.5/실측값)값의 평균 및 표준편차	156
표 4.22 항복하중 판정방법별 국내기준으로 환산한 안전율	157
표 4.23 전침하량기준에 의한 극한하중	158
표 4.24 침하량기준에 의한 극한하중을 실측값으로 정규화한 값의 비교	162
표 4.25 말뚝재질별 정규화(침하량기준판정값/실측값)값의 평균 및 표준편차	162
표 4.26 정규화(침하량기준판정값/실측값)값의 평균 및 표준편차	163
표 4.27 침하량기준 판정방법별 국내기준으로 환산한 안전율	163
표 4.28 인발시험 항복하중 판정방법 결과	164
표 4.29 인발시험 항복하중 판정방법에 의한 극한하중을 실측값으로 정규화한 값의 비교	165
표 4.30 말뚝재질별 인발시험 정규화(항복하중판정값/실측값)값의 평균 및 표준편차	166
표 4.31 인발시험 정규화(항복하중판정값/실측값)값의 평균 및 표준편차	167
표 4.32 인발시험 항복하중 판정방법별 국내기준으로 환산한 안전율	167

그림 목 차

그림 2.1 강관의 무차원 소성 상호작용도(포항종합제철, 2010)-----	7
그림 2.2 파동이론 분석결과 그래프의 예제(포항종합제철, 2010)-----	10
그림 2.3 강관말뚝 항타관입 시 지반의 변형 형태(한국지반공학회, 2009)-----	18
그림 2.4 허용응력(ASD) 설계 접근법(한국지반공학회, 2002)-----	23
그림 2.5 LRFD 설계 접근법(한국지반공학회, 2002)-----	24
그림 2.6 지지력계수 N_c (한국지반공학회, 1997)-----	28
그림 2.7 타입말뚝의 부착력계수(한국지반공학회, 1997)-----	29
그림 2.8 Brinch Hansen의 80% 판정에 적용되는 $\Delta - \sqrt{\Delta}/Q$ 관계곡선-----	39
그림 2.9 Mazurkiewicz의 방법에 의한 극한하중 판정-----	40
그림 2.10 Chin의 판정방법에 적용되는 $S - S/P$ 관계곡선-----	42
그림 2.11 Stability Plot 판정방법에 적용되는 $S - S/P$ 관계곡선-----	43
그림 2.12 Brinch Hansen의 90% 판정에 적용되는 $P - S$ 관계곡선-----	44
그림 2.13 S-Log t 분석법-----	45
그림 2.14 De Beer의 방법에 이용되는 $\log P - \log S$ 관계곡선-----	46
그림 2.15 $\frac{dS}{d\log t} - P$ 분석법-----	47
그림 2.16 Davisson의 항복하중 판정방법-----	48
그림 3.1 LNG Plant 탱크 전경 및 시험말뚝 배치도-----	56
그림 3.2 SNG Plant 탱크 전경 및 시험말뚝 배치도-----	57
그림 3.3 5소결 Plant 탱크 전경 및 시험말뚝 배치도-----	58
그림 3.4 LNG Plant 표준관입시험 시험결과-----	62
그림 3.5 SNG Plant 표준관입시험 시험결과-----	65
그림 3.6 5소결 Plant 표준관입시험 시험결과-----	66
그림 3.7 LNG Plant 하중-침하량 곡선-----	72

그림 3.8 LNG Plant 주변마찰력 분포	73
그림 3.9 SNG Plant 하중-침하량 곡선	76
그림 3.10 SNG Plant 주변마찰력 분포	77
그림 3.11 LNG Plant Strain gage 설치 단면도	88
그림 3.12 LNG Plant 재하하중 및 심도별 축력분포	88
그림 3.13 LNG Plant 재하하중 및 심도별 단위주면마찰력 분포	89
그림 3.14 LNG Plant 최대하중에서의 단위주면마찰력 분포	89
그림 3.15 LNG Plant 지층별 단위주면마찰력-변위거동	91
그림 3.16 LNG Plant 단위선단지지력-변위거동	91
그림 4.1 타격에너지에 따른 허용지지력의 변화	127
그림 4.2 최종관입량에 따른 허용지지력의 변화	128
그림 4.3 LNG Plant 고강도 강관말뚝 정동재하시험 하중-침하량 분석결과	130
그림 4.4 SNG Plant 고강도 강관말뚝 정동재하시험 하중-침하량 분석결과	131
그림 4.5 말뚝재질별 및 규격별 시간경과에 따른 말뚝지지력 증가	134
그림 4.6 시간 경과 후 지지력 증가비	135
그림 4.7 말뚝재질별 시간경과에 따른 말뚝지지력 증가비	136
그림 4.8 제안식과 실측치의 말뚝지지력 증가비교	137
그림 4.9 LNG Plant 고강도 강관말뚝 인발재하시험 하중-변위량 곡선	138
그림 4.10 SNG Plant 고강도 강관말뚝 인발재하시험 하중-변위량 곡선	139
그림 4.11 정재하시험 측정지지력과 설계지지력 비교	142
그림 4.12 동재하시험 측정지지력과 설계지지력 비교	143
그림 4.13 극한하중 판정방법으로 산정한 값과 실측된 극한하중의 비교	148
그림 4.14 항복하중 판정방법으로 산정한 값과 실측된 극한하중의 비교	153
그림 4.15 침하량기준 판정방법으로 산정한 값과 실측된 극한하중의 비교	159

ABSTRACT

Behavior of High Strength Steel Pipe Piles Measured in Pile Load Tests

Lim, Jae-Choon

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

Department of Civil Engineering,

Graduate School of Chosun University

Recently, high strength steel pipe piles have been increasingly used. However, the analyses on the axial behavior of these piles measured from the static and dynamic tests are limited.

In this thesis, 11 pile load test data, measured from the static and dynamic pile load tests, were analyzed. Based on the yield load criterion and the settlement criterion, the ultimate loads were predicted for the piles driven to the multi-layered soil consisting of sand and clay.

In order to check validity of bearing capacity equations that are commonly used, the estimated ultimate loads were normalized to the measured ones. The applicability of factor of safety used in allowable bearing capacity equations were evaluated. Also, pile setup and drivability of high strength steel pipe piles were investigated.

Based on the dynamic pile load tests, allowable bearing capacity was found to increase with an increase in impact energy. Also a regression equation was developed to estimate the bearing capacity using the final penetration length.

Pile capacities measured from dynamic pile load tests were compared to those measured from the static pile load tests. Pile capacities measured at restrikes increased compared to those measured at end of initial driving, indicating pile

setup. The pile capacities measured from dynamic pile load tests are comparable to the ones measured from the static pile load tests.

The capacities estimated from the static bearing capacity formula are comparable with the capacities measured from the static load tests. In addition, the static bearing capacity formula and Meyerhof's formula underestimated the bearing capacities about 1.66 times lower than the measured ones. This indicates that the factor of safety lower than 3.0 can be applied for calculation of allowable bearing capacity.

The Chin's method among the ultimate load criteria predicted the closest ultimate capacities. The P-S method among the yield load criteria estimated the closest ultimate capacities. The Tomlinson's (0.1D) method among the net settlement criteria predicted the closest ultimate capacities.

This study is based on 11 static and dynamic pile load test data. The results of this study will be very useful for understanding behavior of high strength steel pipe piles driven into the similar soil conditions.

제1장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

지반의 지지력이 충분하지 못하거나 침하가 과도하게 일어나면 깊은 기초를 설치하여 지지력이 충분히 큰 하부의 토층이나 암반층에 구조물의 하중을 전달하게 하며, 깊은 기초 중에서 가장 일반적인 방법이 강관말뚝기초이다. 강관말뚝은 타입이나 압입 등의 방법으로 주위의 지반을 배제하면서 지반 내부에 설치하는 길이가 긴 기둥 모양의 강관 부재를 말하며, 기초부가 강관말뚝으로 지지가 된 기초를 강관말뚝기초라 한다.

강관말뚝은 1960년대 이후 균일한 품질, 용이한 취급 및 시공 등으로 인하여 지속해서 광범위하게 사용된 깊은 기초의 형식이다. 최근에는 철강석과 같은 원소재 가격 상승에 따른 강재가격 상승으로 타 소재 대비 경쟁력이 악화되었으며 이에 대한 대응으로 소재의 고강화를 가장 비중 있게 연구·개발하고 있다. 강관말뚝은 사회적 측면에서는 대형 건설공사 재해 때문에 건설공사에서 부실추방이 국민적 관심사로 대두하였고, 경제적 측면에서는 구조물의 대형화에 따른 열악한 지반조건에서의 기초공사 사례가 증가하고 있어 말뚝기초의 대형화, 장대화 추세가 뚜렷하다.

국내에는 STK400 인장강도가 400MPa(항복강도 235MPa)을 주로 사용하였으며, 90년대 후반에 와서는 인장강도가 490MPa(항복강도 315MPa)인 STK490이 국내에 도입되어 대형구조물에 사용되고 있다. 또한, 국외에서는 X60(항복강도 413MPa), X70(항복강도 482MPa), S440J2H(항복강도 440MPa), SM580(항복강도 460MPa), 기타 등이 세계 각지에 사용되고 있다.

현행 구조물의 대형화와 복잡화 경향에 따라 경제적이고 합리적인 최적 설계방안에 대한 요구가 증가하면서 신뢰성 분석을 기반으로 하는 하중저항계수설계법(LRFD: Load and Resistance Factor Design)이 세계적인 추세가 되어가고 있는 실정이다. 이에 따른 경험적 연구를 통해 구축된 데이터베이스에 대한 신뢰성 분석을 통해 파괴확률 및 신뢰도 지수를 산정하고 이를 이용하여 구조물의 안전도를 정량적으로 평가함으로써 일관되고 경제적이며 효율적인 설계가 가능하도록 하고 있다.

말뚝의 설계는 지반 지지력과 재료의 강도 중 적은 값을 적용하여 결정지지력으로 사용되고 있으며, 보편적으로 재료의 강도 보다 지반의 지지력에 의해 결정지지력이 좌우된다. 그리하여 동일 지반의 지지력을 최대한 이끌어내어 재료의 강도 대비 설계지지력의 효율을 극대화 시켜 적용하여야 한다. 이에 말뚝 재료의 강도를 극대화해 말뚝 소요 두께를 최소화할 수 있어 경제

적인 설계가 가능하여 경쟁력을 확보할 수 있다. 고강도 강관말뚝(STKT590)을 이용하여 항타 시공관입을 통한 높은 지지력을 얻고자 할 때 항타 에너지를 통한 정량적인 평가와 분석기법이 필요하다.

본 연구에서는 고강도 강관말뚝(STKT 590MPa)을 타입하여 사례 지역에 정재하시험(압축, 인발, 하중전이), 및 동재하시험을 통한 항타 관입성과 지지력 특성을 정량적인 거동특성에서 분석하였다. 또한, 국내외 분석기준과 재하시험에 의한 정역학적 지지력, 표준관입시험을 이용한 경험공식을 비교 분석을 통한 고강도 강관말뚝의 특성을 기술하여 정립하며 시공된 타입식 말뚝에 대해 파괴가 현저하게 나타날 때까지 재하한 11개 말뚝의 정재하시험에서 얻어진 실측 데이터를 바탕으로, 하중-침하량 곡선을 분석하였다. 분석된 자료를 활용하여 극한하중 및 항복하중 판정방법과 침하량 기준 판정방법으로 구한 극한(파괴)하중을 재하시험에서 실제 확인된 극한(파괴)하중과 비교·분석하여 극한하중의 판정법들의 적정성을 검토하였다. 또한, 기존 각각의 판정방법으로 얻어진 항복하중 및 극한하중으로 허용지지력 산정 시 적용 가능한 안전율을 제안하였다.

1.2 연구동향

철을 재료로 하는 말뚝을 구조물의 기초로 사용한 것은 약 100년 전 부터이나 오늘날과 같이 기초공법의 기본형식으로 취급된 일은 없었으며 애초의 강관말뚝은 연철봉, 주단 봉을 사용하였다. 그 후 제강기술이 발달하여 Rail 재의 강재가 생산되게 되었고 가공이 쉬운 강재가 사용되었으며, 처음으로 보통 형강 그대로의 단면이 말뚝기초에 쓰이게 되었다. 국내에서는 포스코, 한국지반공학회, 한국강관협회에서 연구가 활발히 진행되고 있으며, 국내에 발표된 STK490 (항복강도 315MPa) 강관말뚝을 이용한 것이 전부이다. STK490에 대해서는 국내 대학 및 연구소에서 재하시험을 통하여 분석 및 설계 시공하여 문제점을 도출하고 개선방안을 제시하였으며, 파동이론 및 시간경과효과, 항타 시공관입성 등이 연구되어 강관말뚝의 합리적이고 경제적인 설계방안을 제시하였다.

미국의 경우 과거에는 고강도 강관에 있어 설계자가 적절한 대응방법을 제시하여 적용하도록 규정하고 있으며, 2000년대 이후에는 고강도 말뚝 적용에 설계 및 시공 장비 외에 큰 문제가 없어 FHWA(2006)에서 개정되었다

일본에서는 강관말뚝 소재가 지반특성으로 인하여 항복강도 365MPa 고강도 강관이며, 연산율이 20% 밖에 되지 않아 강관소재의 고강도화가 강관 조관에서의 작업 저하로 이루어지지 않고 있다.

핀란드에서는 기반암이 얇은 곳에 위치하여 지반특성에 의하여 440MPa 이상의 고강도 강관이 보편화 되어있으며, 강관말뚝 대상 소재를 검토해보면 항복강도 355MPa이 가장 낮은 강도이며 최대 550MPa까지가 일반적인 강도로 사용되고 있다.

고강도 강관말뚝은 연직지지력에 관한 연구는 별도 규정이 없으며, 말뚝 타입 시 말뚝의 동적 관입 성상으로부터의 동역학적 이론에 의한 동적 지지력과 말뚝을 타설한 지반의 거동을 경험적 또는 정역학적 이론에 의하여 정적지지력을 구하는 경우이다. 이는 AISI(1994), AASHTO(1996), 일본지반공학회 매뉴얼 등의 설계방법에서 항타 공법의 설계기준을 제시하였다.

고강도 강관말뚝 지지력 산정은 다른 강관말뚝과 마찬가지로 지반이 가진 불확실성 요소와 해석기법, 그리고 제반요소들에 의해 신뢰성 높은 지지력을 산정하기 어렵다는 것이며, 아직도 국내에서는 고강도 강관말뚝에 대한 연구가 활발히 진행되고 있지 않으며, 최근 나승민(2012)은 현장재하시험을 통한 고강도 강관 타입말뚝의 지지력 특성에 관한 연구를 진행하였고, 최용재(2006)의 초고층 공동주택 기초의 고강도 강관말뚝의 적용성 검토, 홍봉균(2010)의 송도지역에서의 고강도 강관말뚝의 항타 관입성 및 지지력 분석, 포스코(2005) 강구조연구소에서 고강도 강관과일을 시작으로 버팀보에 적용하여 과제를 수행 중에 있다.

이와 같이 고강도 강관말뚝은 국내 시방에 규정된 강관말뚝 항타 횡수 3,000회 이상 직타 시 문제가 없는 것으로 판단되며, 핀란드와 같이 국내도 산악지형으로서 얇은 심도에서 일축압축강도가 우수한 우리나라 지형과 일치되어 추후 정량적인 분석과 지속적인 연구개발을 통한 시공 및 설계 방안이 도출될 것으로 판단된다.

말뚝의 설계 시 지지력에 대한 안정평가에 가장 중요한 것이 말뚝의 허용지지력이며, 이는 극한하중 또는 항복하중에 일정 값의 안전율을 적용하여 결정된다. 그러나 주요 판정방법의 안전율에 대한 기준의 제시가 명확하지 못하는 경우가 많다. 또한, 극한하중을 확인한 시험사례 부족으로 판정기준별 합리적인 안전율 평가에 대한 연구가 미흡한 실정이다. 허용지지력은 여러 지지력 예측방법에 따라 극한지지력을 산정할 때 통상 안전율 3.0 이상을 적용하고 있으며, 재하시험(특히, 정재하시험)에 의해 지지력을 확인할 경우는 시험횟수, 지반조건 등에 따라 조금씩 다른 안전율을 적용하도록 규정되어 있기도 하다(한국지반공학회, 2003). 이 규정은 재하시험횟수와 지반조건을 고려하여 기존의 일률적인 안전율 적용에 따른 불합리성을 개선한 장점은 있으나 시험횟수가 적을 때 재하시험에 의한 극한하중과 이론식에 의한 극한하중에 동일한 안전율을 적용하도록 한 점은 개선의 여지가 있는 것으로 판단되며, 재하시험결과와 예측이론별 극한지지력 분석을 통한 안전율 적용기준의 평가가 이루어져야 할 것으로 판단된다.

재하시험으로 실측된 하중-침하 특성을 분석하여 실측 허용지지력을 판정하는 기준은 하중 및 침하량 곡선을 분석하는 방법, 침하량 기준을 적용하는 방법 등에 따라 국내·외적으로 다양한 기준이 있고 기준별로 안전율의 적용 또한 매우 다양하게 제시되어 있다.

1.3 연구내용 및 방법

본 연구에서는 고강도 강관말뚝(STKT590)를 이용하여 사례지역의 LNG 탱크 증설공사와 SNG 석탄부지 신설공사의 설비 및 플랜트 특성과 표준관입시험을 통한 지반조건을 반영한 현장재하시험인 정재하시험(압축, 인발, 하중전이)과 동재하시험을 통하여 고강도 강관말뚝(STKT 590) 설계지지력을 분석하였다. 특히 고강도강관말뚝 시공 시 항타 에너지를 이용하여 항타 관입성을 확보하도록 재하시험을 수행하였으며, 이에 따른 지지력 특성을 지반조건에 따라 분석하였다. 이에 따른 고강도 강관말뚝의 항타 관입성, 축 방향 압축지지력 특성, 소재특성을 분석하여 결과를 얻었다.

말뚝지지력이 시간경과효과에 대해서는 시간경과에 따라 지지력이 증가하는 set up 효과에 대해서 분석하였으며, 지지력의 성분별 증가현상, 말뚝 재질별, 지반종류에 따라 set up 효과의 원인등을 분석하였다. 또한 항타 시공성 분석에서는 16tf 해머, 13tf 해머, 10tf 해머를 이용하여 지반 관입성, 항타 횟수, 지지력 변화특성을 비교 분석하였다. 지반지지력과 재료강도에 따른 지지력 분석에서는 설계효율 향상방안, 최종 관입량에 따른 지지력 변화특성을 분석하였다. 선단지지력 및 주변마찰력 분석에서는 정역학적 지지력, 표준관입시험 N값을 이용한 수정된 Meyehof 공식을 이용하여 정재하 및 동재하시험과 비교 분석하였다. 항타 시공 관입성 분석에서는 최종 관입량(2m이하, 2~4mm) 기준으로 허용지지력에 미치는 영향을 분석하였다.

11개 정재하시험으로 얻어진 실측 데이터를 이용하여 극한 및 항복하중 판정방법과 침하량 기준에 의한 판정방법으로 극한하중을 구하였다. 그 값을 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화하여 평균과 표준편차를 산정하고 판정법에 따른 이들의 값을 비교·분석하여 각 판정방법에 이용 가능한 안전율을 제시하고 적용성을 평가하였다.

하중-침하 관계를 이용한 극한하중 판정방법에 사용되고 있는 Brinch Hansen의 80% 기준 판정방법, Mazurkiewicz 판정방법, Chin 판정방법, Stability Plot 판정방법, Brinch Hansen의 90% 기준 판정방법을 적용하여 11개의 말뚝에 대해 극한하중을 추

정하고 상호 비교·분석하였다. 각 판정방법에 따라 산정된 극한하중과 재하시험에서 실제 확인된 극한하중과 비교·분석하여 판정방법의 타당성을 검토하였으며 이용 가능한 안전율을 제시하였다.

하중-침하-시간 관계를 이용한 항복하중 판정방법에 사용되고 있는 P-S, $\log P - \log S$, $ds/d(\log t) - P$, $S - \log t$, Davisson 판정방법을 적용하여 시공된 총 11개의 말뚝에 대해 극한하중을 추정하고 상호 비교·분석하였다. 각 판정방법에 따라 산정된 극한하중과 재하시험에서 실제 확인된 극한하중과 비교·분석하여 판정방법의 적용성을 검토하였으며 이용 가능한 안전율을 제시하였다.

침하량을 기준에 의한 극한하중 판정법은 말뚝 두부의 침하량을 기준으로 산정하는 방법으로 전침하량기준과 전침하량에서 탄성침하량을 뺀 순침하량 기준이 있다. 전침하량기준과 순침하량 기준에는 다시 절대 침하량과 상대 침하량 기준으로 구분된다. 절대 침하량 기준은 말뚝의 길이와 재료특성으로부터 결정되는 탄성 압축량의 영향을 고려할 수 없기 때문에 장대말뚝의 경우 적용이 곤란한 문제가 있다. 이에 비해 말뚝직경의 영향을 고려한 상대침하량 기준은 훨씬 합리적인 것으로 알려져 있다. 본 연구에서 적용된 전침하량기준 판정방법은 0.1D(Tomlinson, De Beer), 25.4mm(Terzaghi- Peck), 20mm(Muns, 프랑스 등)의 판정방법을 적용하였으며 순침하량기준 판정방법은 0.025D(독일 DIN 4026, 일본건축기초연구소), 6.3mm(Mansur-Kaufman, 미국 AASHTO 등), 12.7mm(Woodward, 미국 보스톤 건축기준)기준을 적용하여 시공된 총 11개의 말뚝에 대해 극한하중을 추정하고 상호 비교·분석하였다. 각 판정방법에 따라 산정된 극한하중과 재하시험에서 확인된 극한하중과 비교·분석하여 판정방법의 적용성을 검토하였으며 이용 가능한 안전율을 제시하였다.

인발재하시험에서는 별도 국내 기준에서는 규정이 없어 ASTM D 3689기준으로 인발재하시험을 실시하여 전체 인발량 및 잔류 인발량을 산정하였으며, 또한 국내 항복하중을 기준으로 S-Log t, $\log P - \log S$, $ds/d(\log t) - p$, P-S를 이용하여 분석하였으며, 극한하중이 확인되지 않은 경우에는 Fuller방법을 이용하여 허용 인발력을 분석하였다.

하중전이분석에서는 LNG TANK 신설공사에서 1회 실시하여 재하하중 및 심도별 축력분포, 단위주면 마찰력 분포, 최대하중에서의 단위주면마찰력 분포 등을 분석하여 주면마찰력 적정성을 분석하여 도출하였다.

제2장 말뚝 지지력 및 정재하시험 판정방법

2.1 강관말뚝의 허용응력

2.1.1 소재 고강도화에 따른 검토사항

강관말뚝의 적정 허용응력에 대해서는 FHWA(1983)의 Allowable Stresses in Piles 에서 자세하게 항목별로 다룬다. 물론 1980년대에 검토된 내용이며 미국의 허용응력 기준이 국내와 상이하므로 차이가 있으나, 적정 허용응력을 도출하기 위한 항목들과 검토방법은 많은 부분에서 참조할 수 있다.

(1) 불안정성(Instability)

불안정성이란 국부좌굴을 고려하는 지름 대비 최소두께에 관한 규정이다. 1978년 AISC(American Institute of Steel Construction) 기준에서는 지름 대비 두께의 비를 다음 식 (2.1)과 같이 규정하고 있다.

$$\frac{d}{t} \leq \frac{22752.7}{F_y} \quad (2.1)$$

여기서, d : 강관의 지름(mm)

t : 강관의 두께(mm)

F_y : 강관의 항복강도(MPa)

위 식을 이용하여 SKK400, SKK490, STKT590 각각에 대해서 지름별 최소두께 규정을 도출하면 다음 표 2.1과 같다. 국내에서는 별도의 국부좌굴에 대한 지름 대비 최소두께 규정이 있으며, 일반적으로는 국부좌굴 여부에 따라 허용응력을 감소하여 사용하고 있다.

표 2.1 AISC(1978)의 강관 강도에 따른 지름별 최소 두께 규정

지름	STK400 ($f_y=235\text{MPa}$)	STK490 ($f_y=315\text{MPa}$)	STKT590 ($f_y=440\text{MPa}$)
406.4mm	4.2mm 이상	5.7mm 이상	7.9mm 이상
508.0mm	5.3mm 이상	7.1mm 이상	9.9mm 이상
609.6mm	6.3mm 이상	8.5mm 이상	11.8mm 이상

(2) 상호작용도

보-기둥의 사용 가능한 강도를 파악하기 위해서는 모멘트-축력 상관도를 사용할 수 있다. 말뚝은 주변 지반의 구속 때문에 일반 보-기둥보다는 다른 거동을 나타낸다. 즉, 주변 지반은 충분한 구속력을 발휘하여 지반 내에 있는 말뚝에 대한 국부좌굴을 방지하기 때문이다. 강관의 무차원 소성 상관도는 다음 그림 2.1과 같다. 여기서 P_y 는 항복 하중을 의미하며 M_e 은 축력이 없는 상태에서의 휨모멘트 값을 의미한다. 강관 편심 $0.05d$ 에서 P/P_y 값이 0.91이며 이를 H형강의 탄성거동 기준과 비교하면 H형강 강축의 경우에는 $P/P_y=0.88$, 약축은 $P/P_y=0.70$ 이다.

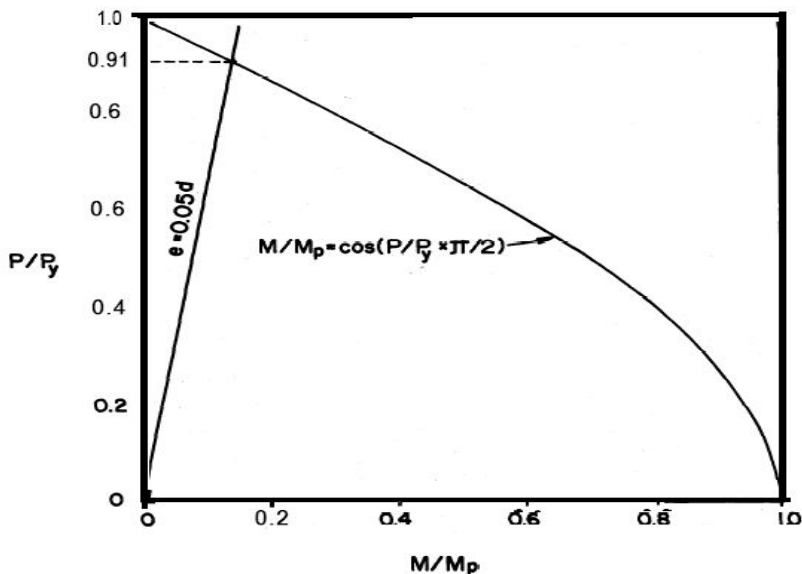


그림 2.1 강관의 무차원 소성 상호작용도(포항종합제철, 2010)

(3) 강관의 허용응력

허용응력을 구하기 위한 각 변수를 고려할 경우 다음 식 (2.2)를 사용하면 된다.

$$f_a = (\phi)(ecc)(HDF)(f_y)/(LF) \quad (2.2)$$

여기서, f_a : 허용응력(MPa)

ϕ : 하중저감계수 (0.85)

ecc : 편심계수 (0.91)

HDF : Hidden defect factor (1.0-0.85-0.7)

f_y : 항복강도(MPa)

LF : 하중계수 (2.00)

각 계수 값들을 대입하여 식 (2.2)를 정리하면 다음 식 (2.3)과 같다.

$$f_a = 0.387(HDF)(f_y) \quad (2.3)$$

식 (2.3)에 결함계수(HDF , Hidden Defect Factor) 값들을 대입하면 항복강도 대비 허용응력이 도출되며 이는 현재 FHWA에서 규정하고 있는 허용응력 기준이 된다(표 2.2 참조). 이러한 허용응력 기준이 도출되는 과정에서 살펴볼 부분 중의 하나는 FHWA(1983)의 연구결과 중에는 AISI(American Iron and Steel Institute)에서 제시한 허용응력 기준이 $0.5f_y$ 라는 점이다. 이러한 AISI의 권고사항은 하중저항계수(ϕ), 숨은 결함계수(HDF), 하중계수(LF)를 강재에 너무 유리한 측면으로 반영했다고 최종 기준에는 반영되지 않았다. 그러나 최근 강재의 품질, 강도, 제작성 등을 고려할 때 권고되는 허용응력은 지나치게 보수적인 부분이 있으며, 향후 보다 정밀한 연구를 통하여 이에 대한 개선이 필요할 것으로 판단된다.

표 2.2 FHWA의 허용응력 기준

숨은결함계수(HDF)	허용응력(항복응력의 %)	권고되는 허용응력
이상적(Ideal) = 1.0	38.68	$0.39f_y$
보통(Normal) = 0.85	32.87	$0.33f_y$
심함(Severe) = 0.70	27.07	$0.27f_y$

(4) 항타 응력

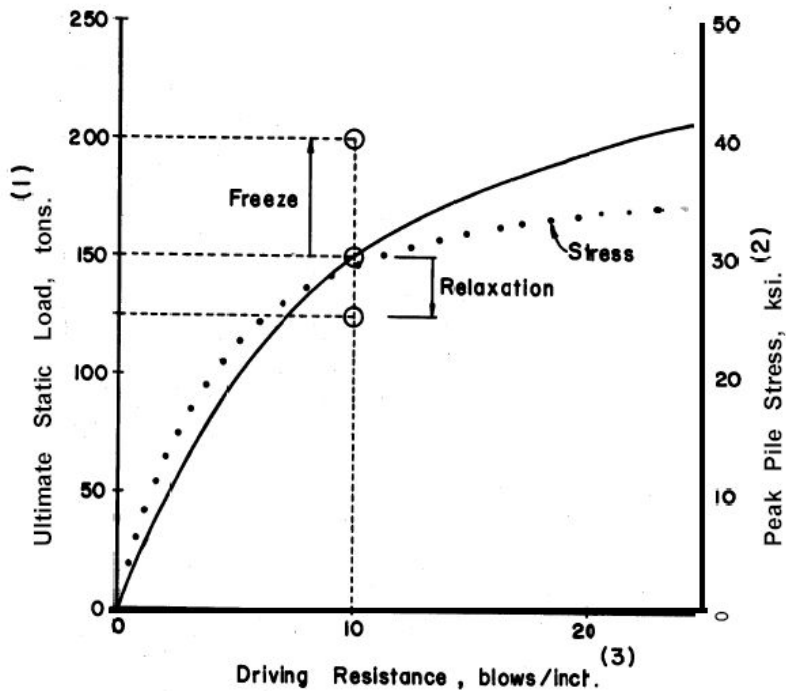
효과적인 항타 시공 및 말뚝 재료강도의 사용을 위해서는 말뚝을 가능한 최대 용량으로 항타 하는 것이 필요하다. 말뚝은 거의 항복응력 수준에서 1,000회 단위로 항타되므로 저주기(low cycle) 피로에 대한 검토도 필요하나 이에 대한 검토결과보고서들을 살펴보면 압축에서는 저주기 피로가 문제가 되지 않는 것으로 나타나고 강관말뚝의 경우 인장 대비 압축에서 훨씬 더 크게 응력을 받으므로 일반적으로는 피로에 대한 검토는 무시할 수 있다.

변형속도(strain rate)에 따른 강도 증가는 항타 말뚝의 응력 거동형태를 고려하는데 중요한 항목이다. 일반적으로 변형속도가 크면 항복응력도 증가하게 된다. Beedle과 Tall(1962)의 연구결과에 의하면 일반 시편시험에서는 정적 항복 수준 대비 약 10~15%의 강도 증가가 나타났다. 더욱 높은 변형속도에서는 좀 더 복잡한 거동형태가 나타난다. Johnson, Wood와 Clark(1953)에 의하면 특정 온도 및 변형속도에서 정적 항복 응력 수준 이상의 응력이 발생하면 항복이 발생하기까지는 일정 지연시간이 있다. 예를 들어, 1.4f_y에서는 강재가 항복하기까지 약 0.1sec의 지연시간이 있다.

정적 항복응력 이상에서의 적정 항타 응력을 선정하기 위해서는 말뚝 항타에 의한 변형속도를 고려해야 한다. 온도와 하중-시간 곡선의 형태를 고려하여 적용 가능한 지연시간을 선정해야 하며 이 부분에 대해서는 추가적인 연구가 필요하다.

(5) 허용응력 및 항타 관입성

Davisson(1975)은 과도방정식으로 분석한 결과, 지반동결이 발생하는 경우를 제외하고는 항타 관입성에는 한계가 있다고 하였다. 항타 관입성을 간결하게 정의하면, 항타 시스템(해머, 쿠션, 말뚝)이 극복할 수 있는 정적 지반 저항력이며 이것은 항타 시의 정적말뚝극한하중능력(static pile ultimate load capacity)과 동일하다. 과도방정식에 의한 분석결과로는 정적 극한하중 또는 최대 축 방향 응력 대비 항타 저항(단위길이에서의 항타 횟수)의 그래프를 얻을 수 있으며 일반적인 결과는 그림 2.2와 같다.



1. 1 ton equals 8.896 kN.
2. 1 ksi equals 6.895 MPa.
3. 1 inch equals 25.4 mm.

그림 2.2 파동이론 분석결과 그래프의 예제(포항종합제철, 2010)

지반동결(soil-freeze)은 항타 후 선단 및 주변에서의 극한지지력이 증가하는 현상을 의미하며 이에 반대되는 경우가 지반이완(soil-relaxation)으로 항타 후 선단 및 주변에서의 극한지지력이 감소하는 경우이다. 대부분의 지반동결은 항타 시 지반교란 이후 지반의 재압밀에 의해 발생한다. 지반동결 또는 지반이완은 파동이론분석과 정재하시험결과를 비교하여 얻을 수 있다. 그림 2.2에 나타난 것과 같이 파동이론분석에 의해 150tf의 극한지지력이 나타났는데 정재하시험에서는 200tf이 도출되었으면 지반동결에 의해 극한지지력이 50tf 증가한 것이고 반대로 정재하시험에서 125tf이 도출되었으면 지반이완으로 극한지지력이 25tf 감소한 것이다.

이러한 개념은 말뚝기초 공사에서 상당히 중요한 역할을 한다. 항타 관입성은 해머 종류/중량, 쿠션, 램 낙하고, 말뚝 종류 등 기술자에 의해 어느 정도 설계가 가능한 항목이지만 지반동결 현상은 기술자에 의해 관리가 되지 않는, 단지 관찰만 되는 항목이

다. 예를 들어, 기술자가 항타 관입성의 한계 내에서 극한지지력을 설계하면 현장에서 설계된 극한지지력을 도출하기 위한 항타 계획을 수립하여 관리할 수 있다. 그러나 그 반대로 설계에서의 극한지지력이 항타 관입성의 한계를 넘어설 경우에는 기술자에 의한 관리가 되지 않는 지반동결에 의존할 수밖에 없다. 그러므로 설계 시에는 어떤 것이 주로 검토되는지에 대하여 검토할 필요가 있다.

Davisson(1972, 1975)은 이러한 관점에서 항복하중이 설계하중의 2배일 경우에 강관 말뚝의 항타 관입성의 한계를 86.9MPa로 정하였다. 이는 강관말뚝에 손상이 발생하지 않는 항타 응력 수준에서의 극한지지력을 도출할 수 있는 항타 장비 조합을 찾을 수 있다는 것을 의미한다. 즉, 말뚝 재료의 탄성계수에 의해 결정되는 항타 시 축 방향 말뚝 강성으로 인하여 항타 관입성에는 동적인 한계가 있는 것을 의미하며 탄성계수는 말뚝 재료강도의 증가에 거의 변화가 없으므로 고강도화에 따라 항타 관입성이 향상되는 데에는 한계가 있다는 것을 의미한다. 그러나 이러한 연구결과는 1970년대의 항타 장비시스템에 기초하여 수립되었으며 현재의 항타 장비시스템을 고강도 강관말뚝과 사용할 경우에는 그 이상의 항타 응력에서도 건전하게 말뚝 시공이 가능하다.

2.1.2 STKT590 고강도 강관의 특징

(1) 590MPa급 고강도 강관 적용 배경

현재 국내에서 사용되는 강관말뚝용 강종은 STK400과 STK490로 국한되어 있으며 (KS F 4602 기준) 이중 STK490(YS(항복강도): 315MPa)은 1990년대 말 POSCO에 의해 국내 강관말뚝 시장에 처음 도입되었다. 반면에 국외에서는 인장강도 기준 500MPa을 웃도는 다양한 강종들이 현장 조건별로 다양하게 사용되고 있다. 일본의 신일본제철(NSC)에서는 SM520(YS: 365MPa), SM570(YS: 460MPa) 소재를 강관말뚝용으로 사용하고 있으며, 유럽의 Rautaruukki의 경우에는 S440J2H(YS: 440MPa), S550J2H(YS: 550MPa), X60(YS: 413MPa), X70(YS: 482MPa) 등을 사용하고 있다.

POSCO(1997)의 연구결과를 살펴보면, 국내 강관말뚝의 42.7%는 관입깊이 15m 이하에서 지지층을 만나므로 선단지지력 위주의 설계가 이루어진다. 이처럼 국내 지반특성상 풍화암이 비교적 얇은 심도에 출현한다는 점과 한양대학교(2009)에서 제시한바와 같이 국내 풍화암의 일축압축강도가 20~50MPa 범위로 국내 암질이 상대적으로 양호한 점을 고려할 때 강관말뚝 소재의 고강도화는 국내 지반조건에서 기존 소재 대비 경제성을 상당히 향상할 수 있을 것으로 분석되었다. 고강도 강관말뚝의 적용 소재로는

인장강도 590MPa급을 대상으로 현재 765kV 철탑 및 고강도 강관 버팀보로 사용되고 있는 STKT590 강종을 선정하여 연구를 수행하였다.

(2) 국내 구조용 강관 관련 기준

KS 기준을 토대로 국내에서 사용되고 있는 구조용 강관의 규격은 다음 표 2.3과 같다. KS D 금속편에서는 구조용 강관 소재의 기호를 STK로 사용하며 이중 철탑용 고장력강 강관에 대해서는 Tower를 의미하는 차원에서 STKT로 맨 끝의 ‘T’ 한 글자가 추가되었다. 한편 KS F 토건 편에서는 강관말뚝용 소재의 기호를 SKK로 사용하나(이전에는 SPS 기호 사용) 이는 KS D 3566에 해당하는 STK와 동일한 소재이다. KS F 4602 강관말뚝 편에서는 동일한 소재에 대하여 언급을 하나 강관말뚝 특성상의 현장용접, 허용치수 및 편차, 사용규격 등을 추가로 제시하고 있다.

표 2.3 국내 구조용 강관 KS 기준

표준 번호	표준명	대상 강종	적용 범위
KS D 3566	일반 구조용 탄소 강관	STK290, STK400, STK490, STK500, STK540, STK590	토목, 건축, 철탑, 발판, 지주, 지면 미끄럼 방지 말뚝과 그 밖의 구조물에 사용하는 탄소강관
KS D 3780	철탑용 고장력강 강관	STKT540, STKT590	주로 송전 철탑용에 쓰이는 고장력강 강관
KS F 4602	강관말뚝	SKK400, SKK490	토목, 건축 등의 구조물의 기초에 사용하는 용접 강관말뚝

주) 1. 강관말뚝의 강종은 KS D 3566에서 STK 기호로 분류하며 이를 조관한 이후의 강관말뚝에 대해서는 KS F 4602에 의거하여 SKK 기호를 사용한다.

(3) 소재 특성

① 화학 성분

STKT590은 기존 소재에 없는 화학 성분이 추가되어 있으며 보다 엄격한 규정으로 관리하는 고품질 소재이다.

표 2.4 소재별 화학 성분 규정(단위: %)

강종	C	Si	Mn	P	S	Nb+V
SKK400	0.25 이하	-	-	0.040	0.040이하	-
SKK490	0.18 이하	0.55이하	1.50이하	0.040이하	0.040이하	-
STKT 590	0.12 이하	0.40이하	2.00이하	0.030이하	0.030이하	0.15이하

② 기계적 성질

인장강도 상한치에 대한 규정이 있으며 항복강도를 440MPa로 규정하고 있다. 소재에 대한 coupon test 결과 항복강도와 인장강도 모두 규정치를 상회하는 것을 확인할 수 있었다.

표 2.5 소재별 기계적 성질 규정

기계적 성질	인장강도 ² N/mm ²	항복점 또는 내력 ² N/mm ²	연신율 %		용접부 인장 강도 N/mm ²	편평성 평판 사이의 거리(H), (D는 판의 바깥지름)
			11호 시험편 12호 시험편	5호 시험편 가로방향		
제법 구분	아크 용접, 전기 저항 용접				아크 용접	전기 저항 용접
SKK400	400 이상	235 이상		18 이상	400 이상	2/3D
SKK490	490 이상	315 이상		18 이상	490 이상	7/8D
STKT590	590~ 740	440 이상	20 이상	16 이상	590~ 740	3/4D

실제 STKT590 소재의 항복강도를 파악하기 위하여 12mm 강판에 대해 실시한 쿠폰테스트 결과는 다음 표 2.6과 같다.

표 2.6 STKT590 12mm 소재실험결과

시험체 번호	항복강도(MPa)	인장강도(MPa)
1	494	598
2	485	595
3	495	596
평균	491	596

③ 추가 기준

STKT590은 일반강관(SKK400, SKK490)에 비하여 저온 인성 확보를 위한 샤르피 흡수 에너지 규정(표 2.7)과 용접성 확보를 위한 탄소 당량은 식 (2.4)에 대한 규정이 추가되어 있어 보다 엄격한 품질을 요구하고 있다.

표 2.7 샤르피 흡수 에너지 규정: 시험온도 -5°C에서 3개 시험편의 평균값

시험편의 두께×나비(mm)	샤르피 흡수 에너지(J)
10×10	47 이상
10×7.5	35 이상
10×5	24 이상

$$\text{탄소 당량}(\%) = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{V}{14} \leq 0.40 \quad (2.4)$$

- 여기서, *C* : 탄소(carbon)의 함량(%)
- Mn* : 망간(manganese)의 함량(%)
- Si* : 규소(silicon)의 함량(%)
- Ni* : 니켈(nickel)의 함량(%)
- Cr* : 크롬(chromium)의 함량(%)
- Mo* : 몰리브덴(molybdenum)의 함량(%)
- V* : 바나듐(vanadium)의 함량(%)

④ 국외 항복강도 440MPa 이상의 고강도 강관의 소재 규정

국외 미국, 유럽, 일본 등의 선진국에서는 다양한 강종의 고강도 강관말뚝을 널리 사용하고 있다. 미국에서는 540MPa급의 강도를 널리 사용하고 있으며, 일본도 520MPa, 570MPa급의 소재들을 사용한다. 유럽은 가장 광범위하게 고강도 소재를 말뚝용으로 사용하며 유럽의 Rautaruukki 제철소에서 생산되는 강관말뚝용 소재는 다음 표 2.8과 같다. 일반적으로 사용되는 소재는 우리나라의 STK490보다 항복강도가 약간 높은 355MPa급이며 이 외에도 항복강도가 440MPa, 550MPa, 413MPa, 482MPa 이상의 소재가 강관말뚝으로 사용된다. 강관말뚝의 강도 선정은 현장 여건에 따라서 가장 경제적인 사양을 선택적으로 사용하고 있다.

표 2.8 Rautaruukki(유럽)사의 강관말뚝용 소재

Steel grade	Carbonequi- valent CEV max [%]	Chemical composition, max.				Mechanical properties				
		C [%]	Mn [%]	P [%]	S [%]	f_y min [MPa]	f_u [MPa]	A_5 [MPa]	Impact strength	
									T [°C]	KV min[J]
S355J2H	0.39	0.22	1.60	0.035	0.035	335	490-630	20	-20	27
S440J2H	0.39	0.18	1.60	0.020	0.018	440	490-630	17	-40 ¹⁾	27
S550J2H	0.39	0.12	1.80	0.025	0.015	550	600-760	14	-20 ¹⁾	27
X60	0.43	0.15	1.60	0.030	0.030	413	≥517	18	0	27
X70	0.43	0.15	1.70	0.030	0.030	482	≥565	18	0	27

주) 1. With material thicknesses exceeding 10 mm impact strength requirement must be agreed separately

(4) STKT590의 응력 기준

① 허용응력 기준

STKT590의 허용응력 기준을 도출하기 위해서 다양한 두께 및 길이에 대해서 실내 구조실험을 수행하였으며 대한토목학회(2007)의 연구결과 및 검증을 통하여 설계기준(안)을 도출하였다. 또한, 2008년 개정된 도로교설계기준해설 편 3.13 강관구조의 3.13.2 강재편 해설에서 STKT590을 소개하여 설계자들이 사용할 수 있는 근거를 마련하였으며, 최근 개정된 강구조설계기준에는 STKT590 소재에 대한 규정이 포함되어 있다.

도로교설계기준 3.13.3에 강관의 허용 축 방향인장응력, 허용 휨 인장응력, 허용 축 방향압축응력 및 허용 휨 압축응력은 STK400은 SM400에, STK490은 SM490에, STK500은 SM520에 따르는 것으로 명시된 것을 참조하여 실내 구조실험, 설계식 검토 및 전문가들의 의견을 통하여 STKT590 강관의 기계적 성질은 SM570의 두께 40mm에 따르는 것으로 하고, 강관 두께는 20mm 이하로 제한하도록 제시하였다. 대한토목학회(2007)에 따르면 고강도 강관 버팀 보로서의 STKT590 허용 축 방향인장응력 및 허용 휨 인장응력은 260MPa이며 한국지반공학회(2010)에 의한 고강도 강관말뚝의 허용응력은 말뚝의 특징을 고려하여 230MPa로 약 10%의 감소하여 제안되어 있다.

여기서 다룰 고강도 강관(STKT590)의 허용축방향 압축응력은 아래 식 (2.5)와 아래 표 2.9에 의하여 산정한다. 탄성계수는 일반강재와 동일하며 2.1×10^5 MPa이다.

$$f_{ca} = f_{cag} \times f_{cal} / f_{cao} \quad (2.5)$$

여기서, f_{ca} : 허용 축 방향압축응력(MPa)

f_{cag} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용 축 방향 압축응력(MPa)

f_{cal} : 국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)

f_{cao} : 국부좌굴을 고려하지 않은 허용 축 방향 압축응력의 상한값(MPa)

표 2.9 STKT590의 허용 축 방향 압축응력(MPa)

강관 판 두께(mm)	강종	STKT 590
20이하		260 : $\frac{l}{r} \leq 18$
		$260 - 2.2\left(\frac{l}{r} - 18\right)$: $18 < \frac{l}{r} \leq 67$
		$\frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$: $67 < \frac{l}{r}$
비 고		l : 부재의 유효좌굴길이(mm) r : 부재 총 단면의 단면회전반경(mm)

표 2.10 STKT590의 국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)

강 종	강관의 판 두께(mm)	국부좌굴에 대한 허용응력(MPa)
STKT 590	20이하	260: $\frac{R}{\alpha t} \leq 25$ $260 - 0.83\left(\frac{R}{\alpha t} - 25\right)$: $25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$

말뚝은 세장비가 어떤 범위를 초과하면 시공 중 또는 시공 후 하중재하에 따라 좌굴에 대한 우려가 커진다. 강관말뚝은 일정 길이 이상이 되면 현장 용접이음이 불가피하며 재료의 하중지지능력이 저하될 가능성이 커진다. 세장비 및 현장이음에 대해서는 구조물기초설계기준에 의거 다음 식 (2.6)과 같이 재료허용하중 저감을 적용한다.

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 \tag{2.6}$$

여기서, μ_1 : L/D - n

μ_2 : 5 m

μ : 재료 허용하중 저감율(%)

μ_1 : 세장비에 대한 저감율(%)

μ_2 : 현장 용접이음에 대한 저감율(%)

L : 말뚝길이(m)

D : 말뚝직경(m)

m : 용접이음 감소수

n : 저감율을 고려하지 않아도 되는 L/D 상한값

(강관말뚝: 100)

② 항타 응력 기준

고강도 강관말뚝을 항타 공법으로 시공할 때 아래와 같이 항복응력(f_y)을 토대로 한 허용 항타 응력 기준을 적용하면 되며, 본 연구에서는 한양대학교 일반고강도 강관말뚝에서 경우처럼 허용 항타 응력의 90%를 항타 응력 관리 기준으로 적용하였다.

- 허용 항타 응력(f_{ad}): 일반 항타 응력 기준과 동일 $0.9 \times f_y (0.9 \times 440 = 396 \text{MPa})$

- 항타 응력 관리 기준: $0.9 \times f_{ad} (0.9 \times 0.9 \times 440 = 356 \text{MPa})$ 과 500BPM

(5) 용접이음 기준

STKT590 전용 용접재료(AWS 5.29, ASME SFA-5.29 E81T1-Ni1C)가 별도로 규정되어 있으며 현장용접 시공법은 기존 일반 강도의 강관말뚝과 동일하다.

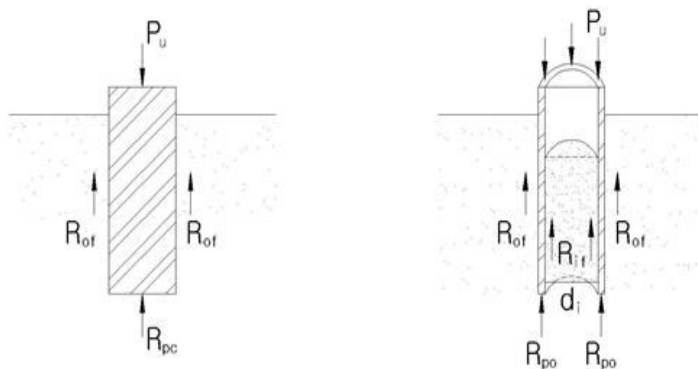
2.2 말뚝 지지력 산정방법

2.2.1 말뚝 지지력 특성

국내에서 가장 많이 사용되는 수정된 Meyerhof식을 이용하여 말뚝의 설계지지력을 도출할 때 대부분 지반의 허용지지력이 말뚝의 설계하중을 지배하는 것으로 설계되나, 실제 시공은 강관말뚝이 풍화가 진행된 기반암, 신선한 기반암, 부분적으로 풍화된 암반에 말뚝의 선단이 위치하게 항타 시공되어 충분한 지반의 허용지지력이 확보되며 반대로 재료의 강도에 따라 말뚝의 지지력이 결정되는 경우가 많이 발생한다. 말뚝의 길이가 짧고 암반 상단에 위치하는 경우 일반적으로 말뚝의 주변마찰력은 무시하고 선단 지지력만 고려하고 있으며, 풍화암이나 암반에 근입되는 경우 말뚝의 주변마찰력은 때

우 클 것으로 설계 시에 고려되어야 한다. 말뚝이 잔류토층이나 매립토층을 통과하고 암반에 선단이 위치한 긴 말뚝인 경우, 선단지지력과 주변마찰력의 지지력 비는 말뚝 선단부의 변위와 말뚝 본체 강성에 따라 결정되는데 지지암반의 종류에 따라 매우 복잡한 거동을 보이는 경향을 보인다. 일반적으로 콘크리트 말뚝인 경우 국내와 유사한 지반조건을 갖는 홍콩에서는 말뚝의 지지력은 일반적으로 콘크리트강도에 의해 결정된다. 하지만 고강도 콘크리트를 쓸 때에는 말뚝선단이 위치하는 암반의 강도와 압축성을 정확하게 평가할 필요가 있다.

말뚝시공기술 수준의 낙후로 말뚝재료의 허용지지력보다 큰 지지력을 갖는 지반조건까지 말뚝 시공이 이루어지지 못하고 있다. 외국의 경우, 말뚝재료의 허용지지력보다 큰 지지력을 갖는 지반조건까지 말뚝을 시공할 수 있는 것으로 보고되고 있으며, 따라서 말뚝재료의 고강도화가 부분적으로 시행되고 있다. STKT590은 말뚝재료의 고강도 특성을 극대화하기 위해서는 지반의 지지력을 최대한 확보하여야 한다. 일반적으로 말뚝은 항타기로 타입하여 말뚝을 관입시키며, 이때 말뚝재료에 항타 응력이 발생하게 된다. 발생한 항타 응력이 말뚝재질을 초과하거나 말뚝종류마다 정해져 있는 항타 관리기준을 초과하게 되면 말뚝의 파손이나 손상을 발생하게 된다. 강관말뚝의 경우 재료의 항복 강도의 90%까지 항타 응력을 허용하므로(FHWA, 2006) 재질이 고강도일수록 말뚝의 관입성이 양호하고 그만큼 높은 지지력을 확보할 수 있는 장점이 있다. 하지만 말뚝의 재질이 고강도라 하더라도 항타 장비의 조합이 불량하여 충분한 항타에너지를 발휘할 수 없다면 말뚝의 충분한 관입성을 확보하지 못하므로 고강도 강관말뚝의 장점을 충분히 발휘할 수 없는 문제가 있다.



(a) Closed end pile

(b) Open end pile

그림 2.3 강관말뚝 항타관입 시 지반의 변형 형태(한국지반공학회, 2009)

말뚝의 극한지지력은 말뚝선단의 극한지지력과 말뚝주면의 극한마찰 저항력의 합계로서 구해진다. 그림 2.3는 선단이 닫힌 선단강관말뚝과 선단이 열린 말뚝의 지반지지력발휘 개념을 설명하고 있다.

$$Q_u = Q_s + Q_b - W = f_s A_s + q_b A_b \quad (2.7)$$

여기서, Q_s : 주면마찰력(kN)

Q_b : 선단지지력(kN)

W : 말뚝의 자중으로 설계에서는 이를 무시(kN)

f_s : 단위면적당 극한주면마찰력(kN/m²)

q_b : 단위면적당 극한선단지지력(kN/m²)

A_s : 파일 주면적(m²)

A_b : 파일선단 지지면적(m²)

위 식 (2.7)은 극한상태에서 말뚝에 작용하는 힘의 조합만을 고려한 것이며, 변형은 전혀 고려되지 않았다. 실제로 말뚝기초설계에서는 말뚝머리의 연직하중과 침하량관계를 파악하는 것이 중요하며, 말뚝머리의 하중-침하량 관계는 말뚝에의 강성 및 응력변형특성, 말뚝주면의 마찰현상 및 말뚝선단의 하중-침하량 특성의 상호작용으로 결정되는 복잡한 현상이다.

주면마찰저항은 말뚝과 지반변위사이의 상대변위량이 10~20mm 정도 이하에서 완전히 발휘되며, 말뚝의 길이는 상대변위량에 큰 영향은 주지 않는다. 매우 적은 침하량에서 주면마찰저항은 극한상태에 도달함을 알 수 있다. 한편 선단저항이 극한상태로 되려면 상당히 큰 침하량이 필요하며, 타입말뚝에서는 말뚝지름의 약 10%, 그 외 말뚝에서는 말뚝 지름의 20~30%의 침하량이 필요하다(Hansen, 1957). 이러한 주면마찰력과 선단지지력의 평가는 말뚝이 흙으로 구성된 지반에 관입된 경우는 기존의 여러 가지 공식을 이용하여 구할 수 있다. 그러나 국내 지반에서와 같이 매립토층이나 해성퇴적층 및 잔류층을 통과하고 기반암에 관입된 말뚝, 특히나 말뚝의 향타 관입성이 기존 말뚝보다도 훨씬 양호한 고강도 말뚝의 경우 신뢰성 있는 지지력 평가는 어려움이 많이 발생한다.

국내지반에서 고강도 강관말뚝의 적용 및 보급이 필요한 것도 국내지반의 특성을 최대한 활용하면 말뚝의 지지력을 말뚝재질의 강도에 의해 정해질 수 있도록 철저한 항타 관리로 지반의 지지력을 극대화하는 것이 전제 조건으로 되어야 한다.

말뚝현장 원위치 시험을 이용한 지지력 공식은 국내지반에 적용하기는 한계가 있는 것이 사실이다. 유럽에서 말뚝의 지지력을 산정하기 위해 개발된 CPT 시험의 결과를 국내현장에 적용하기 위해서는 잔류토층뿐 아니라 말뚝선단이 위치할 풍화도에 대해서도 콘이 관입되고 콘의 저항치를 얻을 수 있어야 하나 국내 지반에서는 콘의 관입이 상부 매립층과 해성점토층에 국한되는 경우가 대부분으로 말뚝의 지지력을 평가할 수 없어 국내에서는 콘관입 시험기의 원래 목적과는 달리 연약지반의 공학적 특성을 평가하는데 제한적으로 사용하고 있다.

그러므로 국내에서는 풍화토나 풍화암에도 시험수행이 가능한 표준관입시험(SPT)의 결과를 이용하여 말뚝의 지지력을 구하는 Meyerhof공식이 널리 사용되고 있다. 하지만 Meyerhof공식이 제안된 배경은 사질토 지반에서 말뚝의 지지력을 평가하기 위해서이며 이 공식이 일본에서 수정된 수정식이 국내의 도로교 시방서에 수록되어 국내에서 항타 말뚝의 지지력 산정에 널리 사용되고 있다. 하지만 고강도말뚝이 관입되리라 예상되는 국내의 풍화암은 표준 관입시험의 저항치가 50회보다 훨씬 클 뿐 아니라 기반암의 조직이 살아 있는 지층으로 암편의 크기나 조암광물의 특성, 차별풍화의 특성 등으로 신뢰성이 있는 표준관입시험의 저항치를 구하는데 한계가 있어 이 공식으로 평가된 지지력의 신뢰성이 높지 않은 실정이다. 오히려 이 공식이 국내에서 경제적인 말뚝 설계에 걸림돌 역할을 한 측면도 있다.

과동방정식에 의한 말뚝의 지지력 산정은 Smith(1962)에 의해 처음으로 제안되었으며 말뚝과 항타기, 말뚝주면의 지반을 요소(element)로 나누어 과동방정식의 미분방정식을 적용하여 말뚝 항타 시의 말뚝거동을 해석하였다. 지지력 곡선(Bearing Graph)으로부터 말뚝의 관입량과 직접적인 상관관계가 있는 말뚝의 지지력을 평가할 수 있다. 이러한 지지력 산정 개념은 말뚝 항타 시 말뚝의 거동을 모델링하는데 항타기에 전달되는 에너지, 말뚝에 전파되는 압축/인장과, 말뚝 주면부 및 선단부지반의 정적저항력, 동적인 지반의 점성거동을 고려한다. 말뚝의 지지력은 실제 말뚝 항타 시 측정된 최종 관입량과 과동방정식으로부터 구한 지지력 곡선으로부터 말뚝의 지지력을 구할 수 있다. 과동방정식을 이용하기 위해서는 말뚝의 주면마찰력 분포나 선단지지력과 주면마찰력의 말뚝의 지지력에서 차지하는 비율 등을 구하기 위한 선행해석이 수행되어야 하며 말뚝재료의 인장, 압축강도의 입력 자료도 필요하다. 전적으로 과동방정식에 의한

말뚝의 지지력 산정은 입력 자료의 신뢰도에 따르며, 입력 자료 중에는 실험 등에서는 직접 측정할 수 없으며 경험적으로 결정되어야 하는 것도 있어 입력 자료의 선정에 따라 해석의 신뢰에 영향을 미치기도 한다. 최근 들어서면서 PDA로 측정된 항타기의 에너지효율이 입력 자료로 사용하므로 해석의 신뢰도가 증가하였다. 하지만 국내에서는 과동방정식은 말뚝의 지지력 산정보다는 말뚝의 관입성을 평가하는데 많이 사용하고 있으며, 이는 말뚝의 지지력이 시간의 함수로 증가하는 Set-Up효과를 모델링하는데 한계가 있기 때문으로 판단된다.

고강도 강관말뚝의 국내 적용 시 항타 관리기준의 설정이 매우 중요하며 말뚝재질의 손상이 없이 최대로 말뚝의 관입성을 확보하려는 노력이 우선되어야 할 것이다. 이러한 관입성을 확보하기 위해서는 항타기의 선정이 중요하며 최적의 항타기로 항타 응력이 말뚝재질강도의 90% 이상을 초과하지 않도록 관입하는 것이 필요하다. 하지만 항타 응력이 말뚝재질의 응력에 90%에 미치지 못하더라도 최종관입량이 계속하여 낮은 값을 유지할 때는 말뚝의 시공성이 떨어지게 되므로 적절한 항타기의 선정이 고강도 말뚝시공에서 매우 중요하다. 말뚝 항타는 시항타와 본항타로 구분되는데, 시항타 시 PDA와 CAPWAP분석이 진행되어 이를 이용한 적절한 시공관리 기준의 설정이 매우 중요하다. 시공관리 선정 시 PDA를 시공 시에만 국한하지 않고 시간에 따른 말뚝의 지지력을 평가하기 위한 PDA의 시험계획이 수립되어야 할 것이다. 즉 말뚝의 시간에 따른 지지력의 증가에 대한 고려가 말뚝의 시공관리 방안 수립에 반영되어야 고강도 말뚝의 시공성과 경제성을 확보할 수 있을 것으로 판단된다. 즉 항타 공식과 PDA를 적절히 조화시킬 때 항타 공식의 현장 적용성이 증대될 것이다.

말뚝의 지반지지력을 평가하기 위해서 정역학적 지지력 공식의 적용은 국내 지반조건에 한계가 있는데, 매립토층과 해성점토층의 주변마찰력은 정역학적지지력 공식으로 평가할 수 있으나, 잔류토층과 풍화암층의 전단특성을 파악하기 위해 교란되지 않는 시료의 채취가 어려워 정역학적 지지력공식의 적용은 국내에서 어려움이 있다. 특히나 선단지지력의 지지력을 신뢰성 있게 평가하는 것은 어려움이 많다. 그러므로 국내 지반에서의 정역학적 지지력 공식의 적용보다는 앞에서 설명한 현장 시험을 이용한 말뚝의 지지력을 평가하는 방법 즉 간접적인 방법으로 지반의 전단특성을 파악하여 이를 말뚝의 지지력평가에 이용하는 접근방법이 바람직할 것으로 판단된다. 일반적으로 국내에서 풍화암층에도 표준관입시험이 수행되므로 표준관입시험을 이용한 말뚝의 지지력 평가 방법에 문제가 있지만 이를 개선하려는 노력과 연구가 필요할 것으로 판단된다.

2.2.2 말뚝의 설계지지력

구조물의 기초를 설계함에 현재 국내에서는 일반적으로 허용응력 설계법(ASD: Allowable Stress Design)을 적용하고 있다. 허용응력 설계법에서 강관말뚝의 관입에 의한 일정량 사이의 평형조건으로부터 유도된 동역학적 지지력공식으로 산정된다. 산정된 지지력과 상부구조물에서 전달되는 하중 간의 안정성에 대한 해석은 주로 허용안전율의 개념으로 나타내는 것이 현재의 관용적 방법이다. 이와 같은 확정론적 방법에 따른 지지력 산정공식의 신뢰성은 지반의 복잡 다양성으로 아직 확실하게 정립되지 못한 실정이다. 이 때문에 상대적으로 중요한 구조물의 지지력을 결정하기 위해서는 실제 지반에 설치된 강관말뚝에 직접 하중을 가하는 재하시험이 많이 이용되고 있으나 말뚝의 재하시험 결과로부터 지지력을 판단하는 것도 그다지 용이하지는 않다. 그뿐만 아니라 설계에 필요한 지지력을 결정하는 판정기준도 다양하여 각 기준에 의하여 결정된 지지력 사이에는 큰 차이가 있다. 따라서 더욱 정확하고 과학적인 확률론적 지지력 판정기준의 개발이 절실한 실정이다. 현행 구조물의 대형화와 복잡화 경향에 따라 경제적이고 합리적인 최적 설계방안에 대한 요구가 증가하면서 신뢰성 분석을 기반으로 하는 하중저항계수설계법(LRFD: Load and Resistance Factor Design)이 세계적인 추세가 되어가고 있다.

20세기 대부분의 지반공학자들은 구조물 설계 시 허용응력 설계법을 적용하였다. 이 방법을 적용하는 경우 설계규준은 다음과 같다.

$$\frac{R_n}{FS} \geq \Sigma Q \quad (2.8)$$

여기서, R_n : 공칭저항

FS : 안전율

ΣQ : 하중의 합

실제로, 안전율은 구조물의 종류 및 형식과 저항 값을 예측하기 위해 사용되는 해석 모델과 설계자의 경험 등에 따라서 1.2~6 사이의 값을 갖는다. 허용응력 설계법의 개념은 다음 그림 2.4과 같다.

$$FS = \frac{\text{Ultimate Resistance}}{\text{Applied Load}} = \frac{R_n}{Q} \quad (2.9)$$

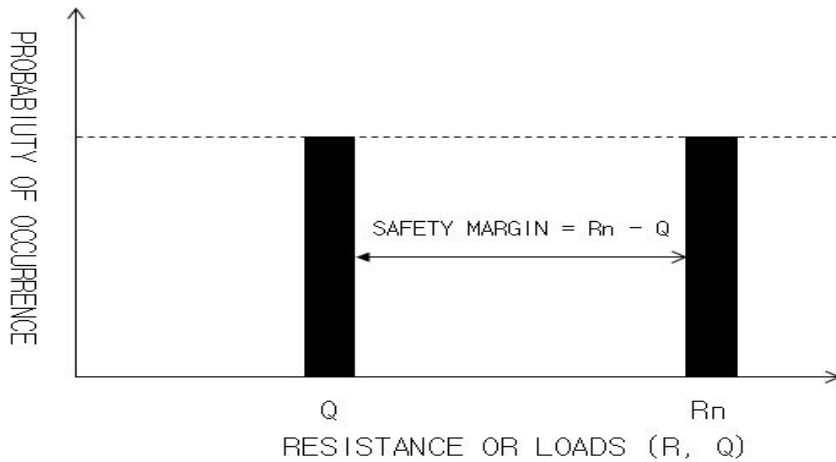


그림 2.4 허용응력(ASD) 설계 접근법(한국지반공학회, 2002)

Load Resistance Factor Design(LRFD)는 하중저항계수 설계법이라고 하며, 기본원칙을 설명하면 다음과 같다. 즉, 구조물 설계는 어떤 설계개념이 사용되더라도 적절한 안전율을 확보해야 하며 관련 규정은 과도한 하중과 낮은 저항 강도의 경우를 대비하여 결정되어야 한다. 구조물의 안정성 확보를 위한 산정 공식의 핵심 목표는 발생 가능성이 있는 다양성에 근거한 방법으로 구조물의 구성하는 부재, 연결부위, 또는 부재 시스템에서 일어나는 파괴의 가능성을 예측하여 정하는 것이다. 여기서 구조물의 파괴라는 의미보다는 오히려 한계상태라는 표현이 더욱 합리적이라고 판단되며 한계상태에 이른다는 의미는 구조물이 의도하는 근본적인 기능이 끝나는 상태를 말한다. 구조적 안정성 확보에 대한 요구를 표현하는 방정식은 식 (2.10)과 같다.

$$\Phi R_n \geq \sum r_i Q_i \quad (2.10)$$

여기서, Φ : 저항계수
 R_n : 공칭저항
 r_i : 하중계수
 Q_i : 외부하중

저항강도 측면에서 공칭저항(R_n)은 설계강도를 얻기 위해서 저항계수(ϕ)가 곱해진다. 하중 측면에서 다양한 하중효과(사하중, 활하중, 설하중 등)는 설계하중의 합을 얻기 위해 하중계수(r_i)가 곱해진다. 식 (2.10)의 의미는 사용하는 재료의 설계강도는 최소한 작용하는 설계하중과 적어도 같거나 커야 한다는 말이다. 첨자는 작용하는 여러 가지 하중형태를 의미하고 각각의 하중형태에 따라 다르다.

경험과 판단에 근거하여 획일적인 안전율을 적용하는 허용응력 설계법에 비해 하중 저항계수설계법(LRFD)은 대상 구조물에 대해 정의된 각각의 한계상태에 대하여, 하중과 저항관련 모든 불확실성을 확률 통계학적으로 처리하여 다중하중계수와 저항계수를 보정함으로써 구조물의 일관된 목표 신뢰성을 확보함으로써 더욱 합리적인 설계법이라고 할 수 있다. 그림 2.5은 공칭하중(Nominal Load) 및 설계하중(factored loads)과 공칭저항 및 설계저항 값을 간단히 나타내었다.

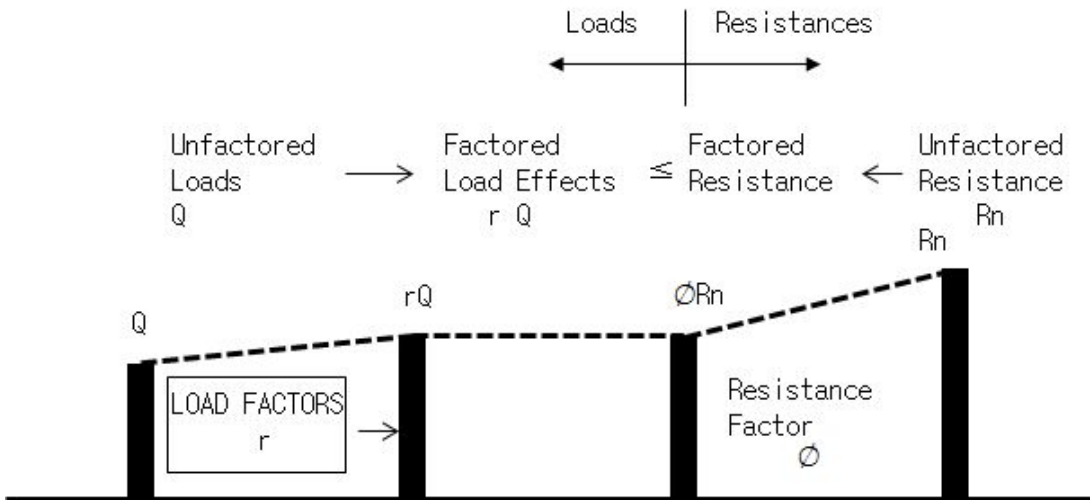


그림 2.5 LRFD 설계 접근법(한국지반공학회, 2002)

국내에서 재료 허용응력을 항복강도와 대비해 보면 58.4~59.1%로 일본을 제외한 국외 기준보다 높은 것을 알 수 있다. 그러나 국내는 강관말뚝의 이음과 세장비 조건에 따라 허용응력을 저감하기 때문에 규정된 허용응력을 전부 반영하지 못하고 부식 공제 값을 2mm(100년 기준)로 적용하는데 이 값은 재료의 단면을 감소시켜 허용응력을 저감 시키게 된다. 미국의 FHWA(2006)와 AASHTO(2002)는 강관말뚝 재료에 대해 동일한 허용응력을 사용하고 있다. Eurocode(2004)의 경우 한계상태 설계법(LSD)을 사용

하여 강관말뚝 재료에 대한 허용응력을 규정하고 있지는 않다. 일본도로교시방서(2002)의 경우 국내 철도 설계기준에 제시된 허용응력과 동일한 기준을 사용한다. 국내는 고강도 강관말뚝의 산업규격이나 허용응력에 관한 규정은 존재하지 않는다.

표 2.11 국내외 강관말뚝 소재규격 비교

국가	구분 규정	말뚝재료	산업규격	허용응력 (MPa)	항복강도 대비율
한국	구조물 기초설계기준 (2008)	STK400	KS D 3566	140	58.4%
		STK490		190	59.1%
	도로 설계기준(2005)	SKK400	KS D 4602	58.75~70.5	25~33%
		SKK490		78.75~103.95	25~33%
	철도 설계기준(2004)	SKK400	KS D 4602	140	59.6%
		SKK490		185	58.7%
미국	FHWA(2006)	GR2	ASTM A 252	58.75~70.5	25~33%
		GR3		78.75~103.95	25~33%
	AASHTO(2002)	GR2	ASTM A 252	58.75~70.5	25~33%
		GR3		78.75~103.95	25~33%
일본	일본도로교시방서 (2002)	SKK400	JIS A 5525	140	59.6%
		SKK490		185	58.7%
유럽	Eurocode(2004)	S235H	EN 10210-1	-	-
		S275H			
		S335H			
		S275NH/NLH			
		S355NH/NLH			
		S420NH/NLH			
		S460NH/NLH			

(1) 정역학적 지지력공식

지지력 이론에 의한 방법은 지반을 균일한 강소성체 또는 탄성체로 가정하여 소성론 또는 탄소성론을 적용하여 지반의 극한지지력을 해석하는 것이며, 말뚝선단부 지반의 극한지지력도 이 지지력이론을 적용하여 구한다. 말뚝선단부 지반의 지지력에 관해서는 많은 지지력 이론이 제안되고 있으며, 이들의 식을 사용하여 말뚝의 지지력을 구할 때 지지력이론에 가정되어 있는 지반의 파괴기구가 구하려는 말뚝의 지반 파괴상태에 가장 가까운 지지력 이론을 적용하는 것이 중요하다.

주요한 말뚝선단의 지지력이론은 Plandtl 계의 지지력이론, 공동 확산에 의한 지지력이론 및 이 두 개를 조합한 지지력이론의 3개로 크게 나눌 수 있다.

설계 극한지지력 산정에 적용된 정역학적 지지력 공식 의한 극한지지력은 식 (2.11)과 같다.

$$Q_u = (\sigma'_u + N_q + cN_c)A_p + \sum f_s A_s \quad (2.11)$$

여기서, σ'_u 는 말뚝 선단 깊이의 유효상재압(한계관입깊이=20B, B=말뚝 직경), N_q, N_c 는 깊은 기초의 지지력계수, c 는 말뚝지지층의 점착력, A_p 는 말뚝 선단 지지면적, A_s 는 말뚝 주면적, f_s 는 단위면적당 최대주면마찰력($\alpha C_u + K_s \overline{\sigma'_v} \tan \sigma$), α 는 부착력계수, C_u 는 주면지반 비배수전단강도, K_s 는 말뚝 면에 작용하는 범선토압계수(=1.4(1-sin ϕ)), δ 는 말뚝과 주변 흙 사이의 마찰각(20°)이다.

사질토는 $c=0$ 을 적용하여 식 (2.12)와 같이 선단지지력을 구한다.

$$q_p = \sigma'_v N_q \quad (2.12)$$

균질한 사질토 지반의 경우 말뚝의 관입 깊이가 깊어지면 말뚝 선단부 위치에서의 유효상재압 σ'_v 는 직선적으로 증가하므로 단위면적당 극한 선단지지력도 직선적으로 증가하여야 한다. 그러나 말뚝의 실제 극한선단지지력은 관입깊이가 깊어짐에 따라, 초기에는 직선 증가 구간이 나타나지만, 어느 심도 이상이 되면 그 값이 한계에 도달하여 더 이상 증가하지 않는다. 이처럼 말뚝의 극한선단지지력 도달에 필요한 최소관입 깊이를 한계관입깊이(Critical depth of penetration)라 한다. 사질토 지반에서의 말뚝의 선단지지력을 개략적으로 추정할 때는 한계관입깊이를 20B로 가정하고 $D_f=20B$ 를 사용하여 식 (2.11)을 계산한다.

허용지지력을 계산할 때는 3.0 이상의 안전율을 적용하며 추후 시험시공 또는 실제 시공 시에 말뚝재하시험을 실시하여 설계지지력을 확인하여야 한다.

표 2.12 내부마찰각과 지지력계수의 관계($\phi-N_q$)

ϕ	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_q (NAVFAC DM 7-2,1982)	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145

사질토의 주면마찰력은 다음 식 (2.13)에 의해 계산된다.

$$f_s = k_s \overline{\sigma}_v \tan \delta \quad (2.13)$$

여기서, $\overline{\sigma}_v$ = 말뚝측면 흙의 평균 유효상재압이며, 토압계수는 표 2.13, 식 (2.14)와 같다.

표 2.13 주면마찰력 산정을 위한 토압계수(k_s)

말뚝형태	k_s	
	느슨한 모래	층층한 모래
타입 H말뚝	0.5	1.0
타입치환말뚝	1.0	1.5
타입치환썰기형말뚝	1.5	2.0
타입사수말뚝	0.4	0.9
굴착말뚝($B \leq 1500\text{mm}$)	0.7	

$$k_s = 1.4(1 - \sin \phi) \quad (2.14)$$

말뚝과 흙 사이의 마찰각(δ)은 표 2.14의 값을 적용한다.

표 2.14 말뚝 표면과 흙의 마찰각 δ

말뚝재료	δ
강말뚝	20°
콘크리트 말뚝	$3/4\phi$
나무말뚝	$3/4\phi$

주면 마찰력 f_s 도 선단지지력과 마찬가지로 어느 정도 깊이까지는 직선적으로 증가하지만, 어느 깊이 이하에서는 그 증가를 멈추고 일정 값을 유지한다. 이 한계 깊이로서 $L_c=20B$ 를 사용한다.

점성토의 경우에는 비배수 조건의 포화 점성토 지반에서는 $\phi_u = 0$ 이므로 선단지지력은 아래의 식으로 간략화 된다.

$$q_p = C_u N_c \quad (2.15)$$

여기서, 지지력 계수 N_c 의 값은 기초의 폭, 형태 및 관입비에 영향을 받는다. 그림 2.6는 Skempton(1951)이 제안한 N_c 값인데, 말뚝기초의 경우 일반적으로 정방형 또는 원형단면이며 관입비 또한 4 이상이므로, $N_c = 9$ 를 적용하였다.

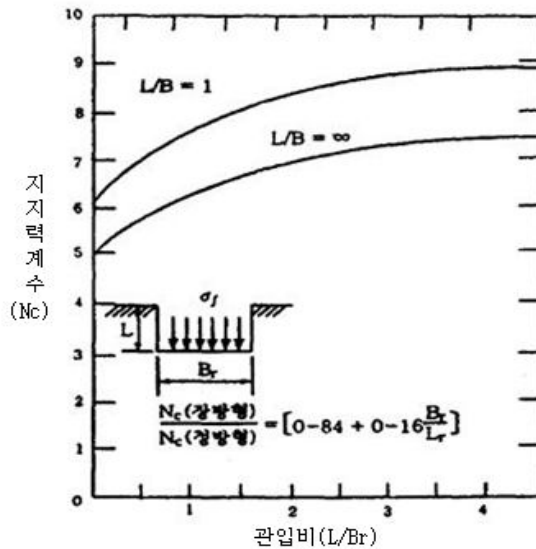


그림 2.6 지지력계수 N_c (한국지반공학회, 1997)

점성토의 주면 마찰력은 α 계수법, β 계수법에 따라 산정되며(국토해양부, 1997) 본 논문에서는 비배수 조건에 적용하는 α 계수법을 적용하여 말뚝기초의 주면마찰력을 산

정하였다. α 계수법, β 계수법은 다음과 같다.

α 계수법 비배수 조건에서는 말뚝이 포화 점토층에 근입된 경우 비배수 조건에서는 $\phi_u = 0$ 이므로 $\delta = 0$ 이다. 이때 말뚝기초의 주변 마찰력은 말뚝과 지반의 부착력만으로 표시된다.

$$f_s = C_a = \alpha c_u \quad (2.16)$$

여기서, C_a = 부착력, C_u =비배수 점착력, α =부착력 계수이다. α 값은 점토층의 굳기와 말뚝종류, 크기, 시공법, 지층상태 등에 따라 값이 달라진다. 그림 2.7에는 α 계수와 비배수 점착력 C_u 의 관계를 나타낸 몇 개의 곡선이 제시되어 있다. 육상말뚝에 대해서는 Woodward의 곡선을, 해상구조물을 위한 긴 장관말뚝에 대해서는 API의 곡선을 사용한다(Hunt, 1986).

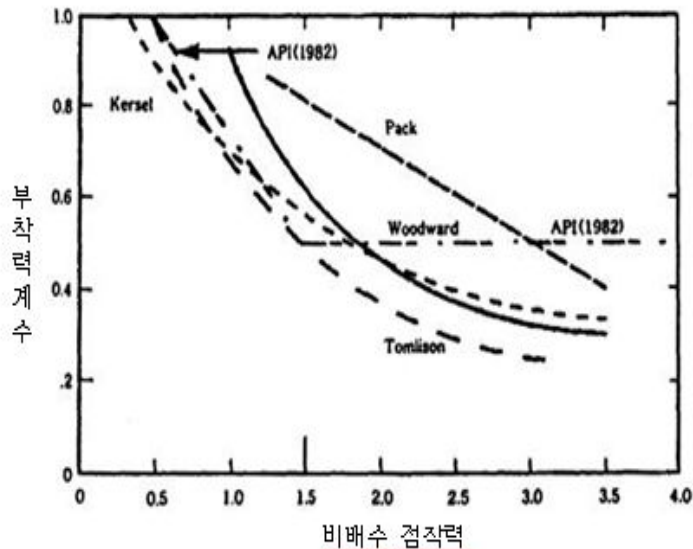


그림 2.7 타입말뚝의 부착력 계수(한국지반공학회, 1997)

β 계수법(유효응력 해석법)은 말뚝 관입 시 말뚝 주위 지반이 흐트러지며, 과잉간극수압이 발생하지만, 어느 정도 시간이 경과하면 과잉간극수압이 소산되면서 흐트러졌

던 지반이 재압밀된다. 말뚝을 시공한 후 과잉간극수압이 소산된 후 하중이 재하되면 말뚝의 주변에 발생하는 마찰력은 주변지반의 배수전단강도로 표시된다. 따라서 주변마찰력은 식 (2.17)과 같다.

$$f_s = C'_r + K\overline{\sigma'_v} \tan\phi'_r \quad (2.17)$$

여기서, C'_r =교란된 점토가 재압밀된 후의 점착력, ϕ'_r =교란된 점토가 재압밀된 후의 배수전단 저항각, σ'_v =마찰력이 작용하는 지층의 평균 유효 상재압, $K=K_0=1-\sin\phi'_r$ (정규 압밀 점토), 또는 $K=K_0=(1-\sin\phi'_r)\sqrt{OCR}$ (과압밀점토), OCR=과압밀비이다. 그런데 C'_r 값은 일반적으로 0이므로 식 (2.18)과 같다.

$$\begin{aligned} f_s &= K\sigma'_v \tan\phi_r \\ &= \beta\overline{\sigma'_v} \quad \text{where, } \beta = K \tan\phi'_r \end{aligned} \quad (2.18)$$

(2) Meyerhof 지지력공식

사질토 지반에 설치된 말뚝의 극한지지력은 표준관입시험의 결과인 N치를 이용한 경험식(Meyerhof, 1976)에 따라 추정할 수 있으며 그 식 (2.19)는 다음과 같다.

$$Q_u = mN'_{60}A_p + n\overline{N}_{60}A_s \quad (2.19)$$

여기서, Q_u =말뚝의 극한지지력, A_p =말뚝선단면적, A_s =사질토 지반에 묻힌 말뚝의 걸면적이며, N'_{60} 은 식 (2.20)과 같다.

$$N'_{60} = C_N \cdot N_{60} \quad (2.20)$$

여기서 N'_{60} : 말뚝선단부 부근의 N값(표준관입시험에서 해머의 타격에너지효율을 실측하여 60%로 보정한 N값)

\overline{N}_{60} : 말뚝주변부 사질토 지반의 평균 N값(표준관입시험에서 해머의 타격에

너지 효율을 실측하여 60%로 보정한 N값)

식 (2.21), (2.22)의 타입말뚝에 대한 m과 n은 다음 식으로 결정한다.

$$m=3(L_b/B) \leq 30, mN'_{60} \leq 1500\text{tf/m}^2 \quad (2.21)$$

$$n = \frac{1}{5}, \text{ 여기서 } n\bar{N} \leq 10\text{tf/m}^2 \quad (2.22)$$

여기서, L_b =조밀한 층의 관입깊이이며, 균질한 흙에서는 전체관입깊이를 적용한다. 선굴착말뚝의 지지력을 위 식을 이용하여 계산할 때에는 선굴착 직경, 주면고정 및 선단부 고정을 위한 시멘트풀 주입여부, 최종 항타의 정도 등에 따라 상이한 계수 m, n 이 사용되고 있다. 일반적으로 선굴착 기성말뚝의 선단지지력은 타입말뚝의 1/3~1/2 정도, 주면마찰력은 타입말뚝의 1/2 정도 되는 것으로 알려져 있다. 현장타설 콘크리트 말뚝 또는 피어의 지지력은 위 식에서 타입말뚝의 m과 n의 1/2정도의 값을 적용한다.

지반 물성치 결정에서는 내부마찰각, 법선토압계수, 점성토의 비배수전단강도로 나누어지며, 내부마찰각에서는 정역학적 지지력 공식에 의한 말뚝기초의 극한지지력은 N 치, 내부마찰각 등 지반 특성에 크게 의존하므로, 지반조건 및 물성치에 대한 정확한 평가가 우선시되어야 한다. 특히, 사질토에 근입된 말뚝은 내부마찰각에 따라 현저한 지지력의 차이를 보이기 때문에 내부마찰각은 매우 중요한 설계변수가 된다.

표 2.15 국내외 기준별 적용 안전율

국가	구분 규정	내용	안전율	비고	
한국	구조물 기초설계기준 (2008)	정역학적 지지력공식 이용	3.0이상		
		경험공식 이용	3.0이상		
		말뚝의 재하시험결과 이용	3.0	지반의 항복현상에 대해서는 2.0정도의 안전율	
	도로교 설계기준 (2005)	시공관리시방에 따라 안전율 적용	1.9~3.5	AASHTO방법과 미육군공병단의 방법 제시	
	철도 설계기준 (2004)	지지말뚝		3	평상시
				2	지진시
		마찰말뚝		4	평상시
			3	지진시	
미국	FHWA(2006)	시공관리방법에 따라 안전율 적용	2.0~3.5		
	AASHTO(2002)	시공관리시방에 따라 안전율 적용	1.9~3.5		
일본	일본 도로교시방서 (2002)	지지말뚝	3	평상시	
			2	지진시	
		마찰말뚝	4	평상시	
			3	지진시	
유럽	Eurocode(2004)	부분안전계수 적용	-	-	

표 2.16 계속-국내외 기준별 축 방향 지지력 비교

국가	구분		비고	
	규정	선단지지력		주면저항력
한국	구조물 기초설계기준 (2008)	(1) 정역학적 지지력 공식 ① 사질토 $q_p = \sigma'_v N_q$ σ'_v :말뚝선단부의 유효상재압 N_q :내부마찰각과 지지력계수의 관계이용(NAVFAC, 1982) ② 점성토 $q_p = c_u N_c$ c_u :비배수 전단강도 N_c :지지력 계수(9이용) ③ 압반 $P_u = 443q_u^{1/2} A_t^{2/5} A_i^{1/3}$ q_u :압반의 일축압축강도 A_t :강관말뚝의 선단부 순단면적 A_i :강관말뚝의 두께를 제외한 선단폐색면적 (2) 경험공식(현장시험결과) ① 표준관입시험(SPT) Meyerhof(1976)가 제안한 식(사질토에 적용) ② 정적콘관입시험(CPT) $q_p = q_c (\leq 15,000kPa)$ q_c :콘지수 (치밀한 사질토층이나 자갈층을 제외한 사질토 지반이나 점성토지반에 적용) ③ 프레셔미터시험 Menard(1975)식 사용 (시료채취가 곤란한 사질토층, 연암층, 잔류토층, 빙하 퇴적토층등에 적용)	(1) 정역학적 지지력 공식 ① 사질토 $f_s = K_s \sigma'_v \tan \delta$ K_s :범선토압계수 δ :말뚝표면과 흙의 마찰각 (Ais,1966) 20° ② 점성토 α 계수법(비배수 조건) β 계수법(유효응력 해석법) (2) 경험공식(현장시험결과) ① 표준관입시험(SPT) Meyerhof(1976)가 제안한 식(사질토에 적용) ② 정적콘관입시험(CPT) $f_s = f_c (\leq 100kPa)$ f_c :콘마찰저항치 (치밀한 사질토층이나 자갈층을 제외한 사질토 지반이나 점성토지반에 적용)	

표 2.16 계속-국내외 기준별 축 방향 지지력 비교

국가	구분 규정	선단지지력	주면저항력	비고
한국	도로교 설계기준 (2005)	1) AASHTO 규정(항타말뚝) ① 점성토 Tomlinson(1957); α 방법 Meyerhof(1976); β 방법 Schmertmann(1978);CPT방법 Baguelin(1978);PMT ② 사질토 Nordlund(1963);경험적 유효응력법 Schmertmann(1978);CPT방법 ③ 암반 말뚝부재의 능력에 좌우됨 약한암이나 풍화암의 경우; 말뚝정재하시험 수행		AASHTO규 정과 일본 도로교시방서 규정의 방법 사용
		2) 일본 도로교시방서 규정 ① 점성토 $q_B = 10f(N)N \leq 400$ ② 사질토 $q_B = 300N(N \leq 40)(kN/m^2)$	① 점성토 c 또는 $10N(kN/m^2)(\leq 150)$ ② 사질토 $2N(kN/m^2)(\leq 100)$	
	철도 설계기준 (2004)	(1) 정역학적 지지력 공식 ① 점성토 $q_p = 9c_u$ c_u : 점성토의 비배수 점착력 (2) 경험공식(현장시험결과) ① 표준관입시험(사질토) Meyerhof(1976)사용 ② 콘관입시험(CPT) $q_{ti} = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2}$ q_{c1} : 말뚝선단 아래쪽 말뚝 지름 4배까지의 평균 콘관입저항력 q_{c2} : 말뚝선단 위쪽 말뚝 지름 8배까지의 평균 콘관입저항력 ③ 암반 $q_{ti} = 3q_u K_{sp} d$ q_u : 암석시편의 평균 일축압축강도 K_{sp} : 무차원 지지력 계수 d : 무차원 깊이계수	(1) 정역학적 지지력 공식 ① 점성토 α 방법 β 방법 λ 방법 (2) 경험공식 (현장시험결과) ① 점성토 c_u 또는 $(10N \leq 150)$ ② 사질토 $2N(\leq 100)$	$N \leq 2$ 인 연약층에서는 신뢰성이 부족하기 때문에 주면마찰력을 무시한다.

표 2.16 계속-국내외 기준별 축 방향 지지력 비교

국가	구분	선단지지력	주면저항력	비고
	규정			
미국	FHWA(2006)	(1) 경험공식(현장시험결과) ① Meyerhof(1976):SPT 시험값 이용, ② Brown Method(2001): N_{60} 수정된 N치값을 이용 ③ Nordlund Method(1963)		사질토
		(2) 경험공식(콘관입시험 결과) ① Elsamí and Fellenius(1997)(사질토, 점성토) ② Nottingham and Schmertmann(1975) (사질토) ③ Laboratoire des Ponts et Chaussées(LPC Method, 1983) (사질토, 점성토)		
	(1) 정역학적 지지력 공식 ① $q = 9N_c$ (깊은기초의 경우) ② $q = N_t p_t$ p_t : 유효상재압 N_t : 선단지지력 계수	(1) 정역학적 지지력 공식 ① α 방법(비배수 조건) $f_s = \alpha c_u$ c_u : 비배수 전단강도 ② β 방법(유효응력) $f_s = \beta \overline{p_0}$ $\beta = K_s \tan \delta$ $\overline{p_0}$: 상재압 K_s : 토압계수 δ : 말뚝과 지반의 마찰각	점성토	
	(1) 정역학적 지지력 공식 ① α 방법 ② β 방법 (2) 경험공식(현장시험결과) ① Schmertmann(1978);CPT방법 ② Baguelin(1978);PMT		점성토	
AASHTO(2002)	(1) 경험공식(현장시험결과) ① Nordlund(1963);경험적 유효응력법 ② Schmertmann(1978);CPT방법		사질토	
	① 말뚝부재의 능력에 좌우됨 ② 약한압이나 풍화암의 경우; 말뚝정재하시험 수행		암반	

표 2.16 계속-국내외 기준별 축 방향 지지력 비교

국가	구분 규정	선단지지력	주면저항력	비고
일본	일본 도로교시방서 (2002)	(1) 경험공식(현장시험결과) ① 극한지지력도 이용 말뚝 선단지지력 q_u 와 말뚝 선단지반의 설계 N치의 비를 말뚝의 지지층에서 삽입 비의 함수로 주어진 그림을 이용하여 산정한다. (자갈, 모래 및 점성토 지반에 이용) (2) 정역학적 지지력 공식(암반) $P_u = 440q_u^{1/2} A_t^{2.5} A_i^{1/3}$ P_u : 말뚝선단의 극한지지력(kN) q_u : 지지층 암반의 일축압축강도 A_t : 강관말뚝의 선단 순단면적 A_i : 강관말뚝의 선단 폐색단면적	(1) 경험공식 (현장시험결과) ① 사질토 $2N(kN/m^2)(\leq 100)$ ② 점성토 c 또는 $10N(kN/m^2)(\leq 150)$	
유럽	Eurocode (2004)	(1) 정재하시험 이용 (2) 지반 및 토질시험 결과 이용 (3) 동재하시험 이용 (4) 파동 방정식 이용		

국내외 존재하는 고강도 강관말뚝에 대한 규정은 없으며 고강도 강관말뚝의 설계를 위해서는 고강도 강관말뚝의 산업규격과 설계 재료하중이 필요하다.

국내외 기초 설계기준에서 대부분 허용응력을 규정하고 있다. 국내는 항복강도 대비 58.4~59.1%를 허용응력으로 규정하고 있고, 미국은 항복강도 대비 25~33%를 규정하고 있다. 반면에 핀란드에서는 고강도 강관말뚝을 보편적으로 사용하면서 말뚝 분류에 따라서 허용응력을 항복강도 대비 33~58%까지 사용하고 있다. 항복강도 대비율을 보면 국내와 많은 차이가 나는 것을 알 수 있다.

강관말뚝의 축 방향 지지력을 산정하는 대표적인 방법은 정역학적 지지력 공식을 이용하는 방법, 정재하 시험방법, 동역학적 지지력 공식을 이용하는 방법 등이 있으며 국내외 설계기준별로 다양한 방법을 사용하고 있다.

2.3 정재하시험에 의한 연직지지력 판정방법

국토해양부 제정 구조물기초 설계기준 해설(2003)에 의하면, 극한하중이 규명되지 않을 때에는 말뚝에 하중이 재하되었을 때의 하중(P)-시간(t)-침하량(S) 거동특성에 의하여 항복하중을 구하여 판정하며 국내에서는 $S - \log t$ 곡선법, $\log P - \log S$ 곡선법, $dS/d\log t - P$ 곡선법을 참고로 하여 종합적으로 판단해야 한다고 제시하고 있다. 또한, 하중-침하곡선을 이용하여 Prakash & Sharma(1990), 그리고 Tomlinson(1995)에 의하면 극한(파괴)하중을 산정하기 위하여 Brinch Hansen의 방법, Mazurkiewicz의 방법, Chin의 방법, De Beer의 방법(곡선법), Davisson의 방법 등을 사용하고 있으며 이외에도 침하량기준으로 극한하중을 추정하여 지지력을 판정하는 방법이 있다. 한편, 국내는 극한(파괴)하중의 산정이 아닌 항복하중의 산정에 이들 방법을 이용하는 예도 있고 안전율의 적용이 불명확한 경우나, 동일한 방법이라도 기준에 따라 다른 안전율을 적용하는 등의 문제점이 있어 합리적인 적용에 관한 검토가 시급하다.

2.4 정재하시험에 의한 하중-침하-시간곡선을 이용한 판정방법

말뚝의 하중(P)-시간(t)-침하량(S) 관계는 주변마찰력과 선단지지력에 있어 그 특성이 상이하다. 선단지지력과 주변마찰력을 분리하여 측정하는 재하시험결과에 의하면 주변마찰력은 하중증가에 거의 정비례하는 침하량을 보여주며, 말뚝 직경과 관계없이 대부분 4~6mm의 침하량에 도달하면 극한상태가 된다. 반면 선단지지력은 Vesic의 구분과 같이 전반전단파괴(general shear failure), 국부전단파괴(local shear failure), 관입전단파괴(punching shear failure)의 조건에 따라 하중-침하량 관계가 다양하게 나타난다.

말뚝재하시험 결과로부터 항복하중 또는 극한하중을 판정하는 데에는 일찍부터 여러 가지 방법이 제안되어 왔다. 하중-침하량 곡선을 해석하여 항복하중 또는 극한하중을 판정하기 위하여 곡선의 특성을 기하학적으로 분석하거나 수학적 변형을 통한 방법, 하중-침하량 외에 침하량 발생의 시간 경과에 따른 특성을 추가하여 해석하는 방법, 하중재하에 따른 말뚝재료의 탄성변위를 고려하는 방법 등 다양한 해석기법이 제안됐지만, 지반조건, 말뚝조건, 시공조건에 대한 다양함을 모두 만족하게 하는 범용성 있는 해석법은 아직 개발되지 못한 실정이다. 이처럼 하중-침하량 곡선의 해석문제는 말뚝재하시험 결과로부터 결정되는 설계하중에 각 해석법간 상당한 차이를 발생시키므로 상당

히 큰 값의 안전율 적용이 불가피한 실정이다. 이러한 해석 기준상 불가피한 차이를 해결하는 방안으로 하중재하 시 발생하는 침하량만을 기준으로 하여 극한하중 또는 설계하중을 결정하는 방법이 폭넓게 사용되기도 한다. 그리고 항복하중에 의한 해석은 극한하중을 낮게 평가한다는 지적도 있다. 캐나다의 설계기준에서는 도해법에 따른 항복하중의 판정은 semi-elastic 영역과 semi-plastic 영역의 중간에서 결정되는 경우가 많으며 극한하중을 과소평가할 수 있음을 지적하고 있다(Canadian Geotechnical Society, 1985).

하중-침하-시간곡선을 이용하여 말뚝의 극한하중 및 항복하중을 판정하는 방법을 정리하면 다음 표 2.17과 같다.

표 2.17 하중-침하-시간 관계를 이용한 지지력판정방법

구 분	판정방법	비 고
극한하중 판정법	Brinch Hansen의 80% 방법	· 안전율 3내지 2.5 적용
	Mazurkiewicz 방법	
	Chin 방법	
	Stability Plot 방법	
	Brinch Hansen의 90% 방법	
항복하중 판정법	S - log t	· 안전율 2 적용
	log P - log S	
	ds/d(log t) - P	
	Davisson 방법	

2.4.1 극한하중 판정방법

1. Brinch Hansen의 80% 방법

Brinch Hansen(1963)의 80% 기준에 의한 극한하중을 산정하는 방법은 다음과 같다. 재하시험에서 적용된 단계별 하중(Q)과 말뚝두부의 침하량(Δ)을 이용하여 $\sqrt{\Delta}/Q$ 와 Δ 에 대한 좌표로 그림 2.8과 같이 $\Delta - \sqrt{\Delta}/Q$ 관계 그래프 나타낸다. 관계 그래프에서 직선구간의 기울기(C_1)와 절편(C_2)을 산정한다.

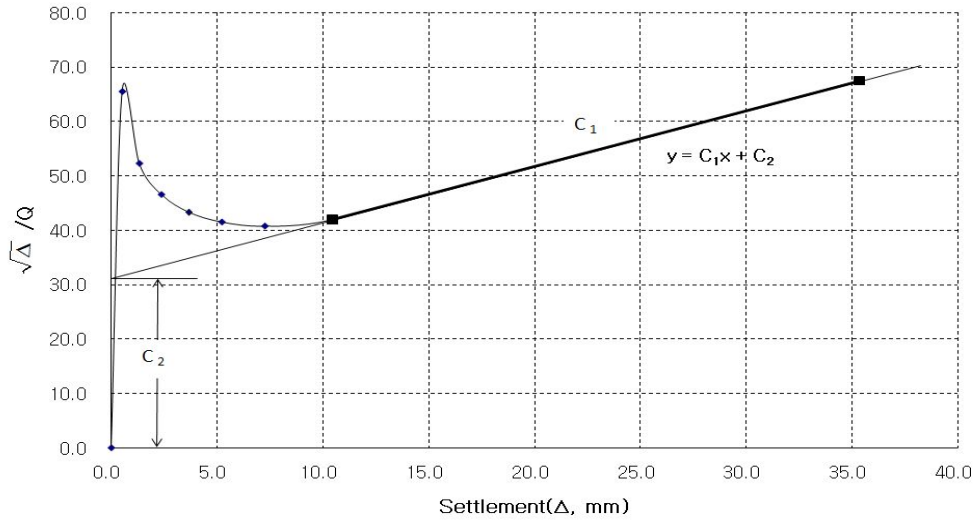


그림 2.8 Brinch Hansen의 80% 판정에 적용되는 $\Delta - \sqrt{\Delta}/Q$ 관계곡선

산정된 기울기와 절편을 식(2.23)과 (2.24)에 적용하여 극한하중($Q_{u(ult)}$)과 파괴 시 침하량(Δ_u)을 구할 수 있다.

$$Q_{u(ult)} = \frac{1}{2\sqrt{C_1 C_2}} \quad (2.23)$$

$$\Delta_u = \frac{C_2}{C_1} \quad (2.24)$$

여기서, C_1 은 $\Delta - \sqrt{\Delta}/Q$ 관계 그래프의 직선구간의 기울기이며, C_2 는 절편이다.

Brinch Hansen의 80% 판정법의 적용사항과 제한사항은 다음과 같다.

- (1) 하중-침하량 곡선이 거의 포물선(Parabola)이라고 가정한다.

- (2) 빠른 시험과 느린 시험에 모두 적용할 수 있다. 즉, QM Test와 SM Test에 모두 사용될 수 있다.
- (3) 극한하중은 하중의 증가가 없는 상태에서 침하량이 무한대로 증가하는 상태 (Plunging)에 도달했을 때의 극한하중과 잘 일치한다.
- (4) 말뚝재하시험을 수행하기 전에는 말뚝의 극한하중을 계산할 수 없고, 그림도 그릴 수 없다.
- (5) 제하(Unloading)주기가 포함되었거나 완전파괴(Plunging Failure)가 일어나지 않은 말뚝재하시험에서는 적당하지 못하다.

2. Mazurkiewicz의 방법

Mazurkiewicz(1972)의 방법에 의한 극한하중의 산정절차는 다음과 같다. 가장 먼저 그림 2.9과 같은 하중-침하량 곡선을 그린다.

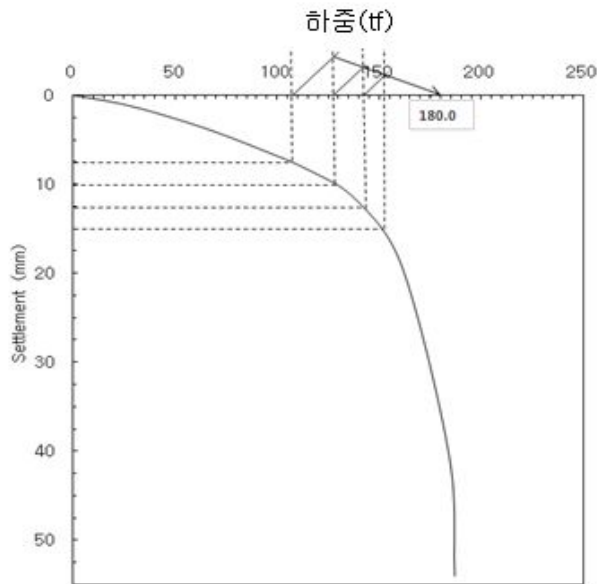


그림 2.9 Mazurkiewicz의 방법에 의한 극한하중 판정

말뚝두부의 침하량을 같은 크기로 나누어 각 점에서 수직선을 그려 올려 하중-침하량 곡선과의 교차점을 구한다. 이 교차점에서 수평선을 그려 하중 축과 만나게 한다. 다음으로 하중 축과의 교차점에서 45° 직선을 그어 위에 있는 다음 하중선과 만나게

한다. 이때 하중선과의 교차점들 거의 모두가 일직선상에 떨어지게 된다. 이 직선의 연장선과 하중 축과의 교차점이 극한하중이 된다.

Mazurkiewicz의 방법의 적용사항과 제한사항은 다음과 같다.

- (1) 하중-침하량 곡선이 거의 포물선이라고 가정한다. 그러므로 Brinch Hansen의 80% 방법과 거의 비슷한 값을 구할 수 있다.
- (2) 선과 하중선의 교차점들이 항상 일직선상에 나타나는 것은 아니므로 일직선을 그을 때 몇 가지 판단이 요구된다.

3. Chin의 방법

말뚝의 하중-침하 곡선은 항타 말뚝의 경우에 대해 회귀분석결과 60개의 하중-침하량 곡선 중 56.7%가 이차곡선, 43.3%가 쌍곡선에 가장 일치하는 것으로 나타났다(천병식 등, 1997). Chin(1970, 1971)의 방법은 하중-침하 곡선이 일반적인 쌍곡선 형태로 나타날 때 식 (2.25)과 (2.26)의 축으로 변환하여 직선 식으로 좌표를 변환할 수 있다.

$$P = \frac{S}{a + bS} \quad (2.25)$$

$$\frac{S}{P} = a + bS \quad (2.26)$$

여기서, P 는 재하하중, S 는 침하량이다. 위의 쌍곡선 식에서 $s \rightarrow \infty$ 일 때, P 의 점근값은 $1/b$ 가 되며, 이 점근값이 말뚝의 극한지지력이 된다. 식 (2.26)과 같이 x, y 축을 각각 $S, \frac{S}{P}$ 로 좌표 변환하여 재하시험결과를 도시하면 그림 2.10와 같이 직선의 형태가 되며, 이 직선의 기울기로부터 극한하중을 구할 수 있다.

정재하시험결과를 해석하여 말뚝의 전체 지지력을 해석하는 다른 지지력판정법과는 달리 Chin의 방법은 선단지지력과 주변마찰력을 분리하여 해석하여 말뚝의 지지거동을 이해하는데 도움을 준다. 이 방법은 한 축을 침하량/하중으로 다른 축을 침하량으로 하여 재하시험 데이터를 정리하면 쌍곡선 형태의 곡선이 2개의 직선으로 나누어진다. 두 직선 중에서 초기 직선은 주변마찰력 값만 측정되고, 두 번째 직선은 주변마찰력과 선단지지력이 결합되어 있다고 가정한다. 초기 직선의 기울기를 역으로 계산한

값이($\frac{1}{m_1}$) 극한주면마찰력이고, 두 번째 직선의 기울기의 역수가($\frac{1}{m_2}$) 말뚝 전체 극한 지지력이 된다. 말뚝의 극한선단지지력은 전체 극한지지력에서 극한주면마찰력을 뺀 값이다. Chin의 방법은 Davisson 방법에 따른 항복하중보다 작은 하중을 재하 하더라도 말뚝의 극한주면마찰력 이상의 하중만 재하하면 두 번째 직선의 기울기로부터 전체 극한하중을 판정할 수 있는 장점이 있다.

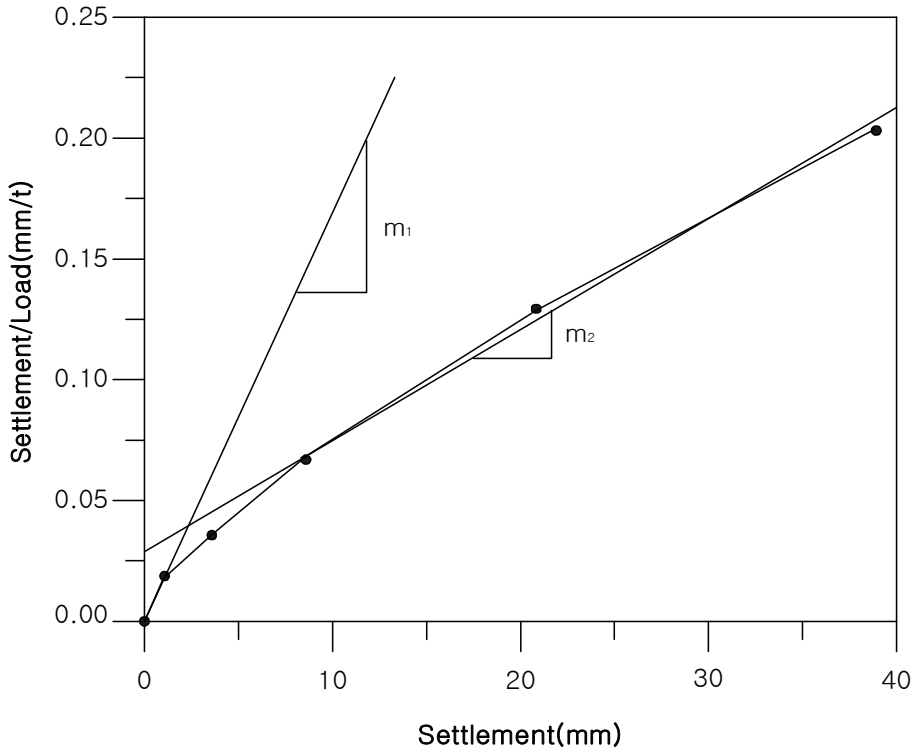


그림 2.10 Chin의 판정방법에 적용되는 $S - S/P$ 관계곡선

Chin의 방법의 적용사항과 제한사항은 다음과 같다.

- (1) 하중-침하량 곡선이 쌍곡선(Hyperbolic)이라고 가정한다.
- (2) 하중의 증가 시 일정시간증분(Constant Time Increment)이 사용된다면, QM Test 와 SM Test방법에서 적용될 수 있다.
- (3) 시험하중이 Davisson방법의 Offset Line를 통과하기 전까지는 S/P 와 S 의 관계가 직선상으로 표시되지 않을 수 있다.

(4) ASTM의 완속재하 시험방법은 일정시간하중증분(Constant Time Load Increment)을 이용한 시험법이 아니므로 완속재하 시험법으로 수행된 재하시험에서는 극한하중이 나타나지 않을 수도 있다.

4. Stability Plot 방법

Stability Plot 방법은 Chin 방법을 개선한 것으로 Roscoe(1984)가 개발하였으며 Neely(1991)는 이 방법이 신뢰성이 있다고 주장하였다. Stability Plot 방법도 Chin 방법과 같은 방법으로 재하시험결과를 정리하여 그림 2.11과 같이 S/P 와 S 의 관계 그래프를 그린다.

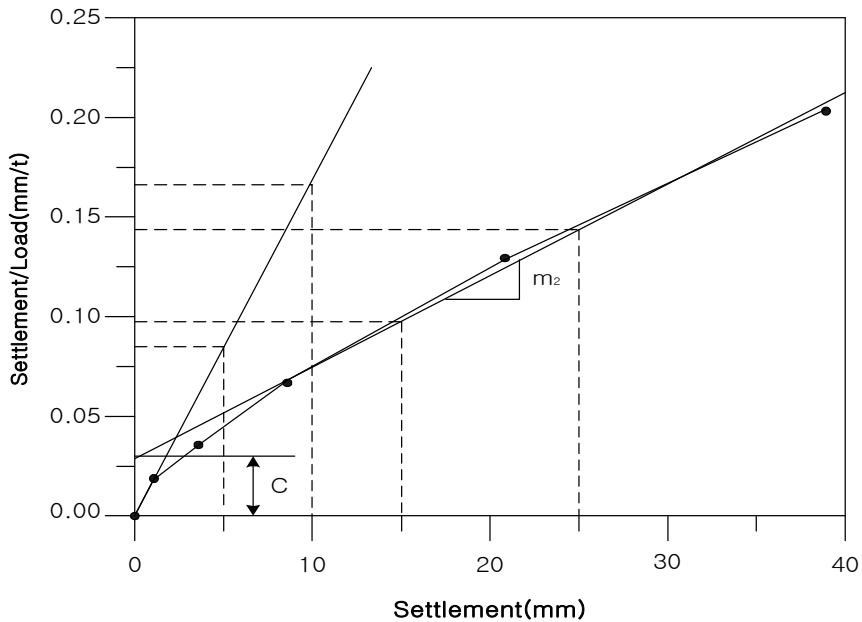


그림 2.11 Stability Plot 판정방법에 적용되는 $S - S/P$ 관계곡선

Stability Plot 방법에서도 극한 주면마찰력은 초기 직선의 기울기의 역수이며 전체 극한지지력은 식 (2.27)에 의해 구한다. 극한선단지지력은 식 (2.27)에 의해 구한 말뚝의 전체 극한지지력에서 극한주면마찰력을 뺀 값이다.

$$\frac{\Delta}{Q_{ult, total}} = m_2 \cdot \Delta + C \quad (2.27)$$

여기서, $Q_{ult, total}$ 은 전체 극한지지력, m_2 는 두 번째 접선의 기울기, Δ 는 말뚝직경의 10%침하량(0.1D), C 는 두 번째 직선의 $\Delta/Q_{ult, total}$ 축과의 절편을 나타낸 것이다.

5. Brinch Hansen의 90% 방법

Brinch Hansen(1963)의 90% 기준은 시행착오방법으로 극한하중을 결정하는 방법으로 산정절차는 다음과 같다. 그림 2.12와 같이 하중-침하량 곡선을 그린다.

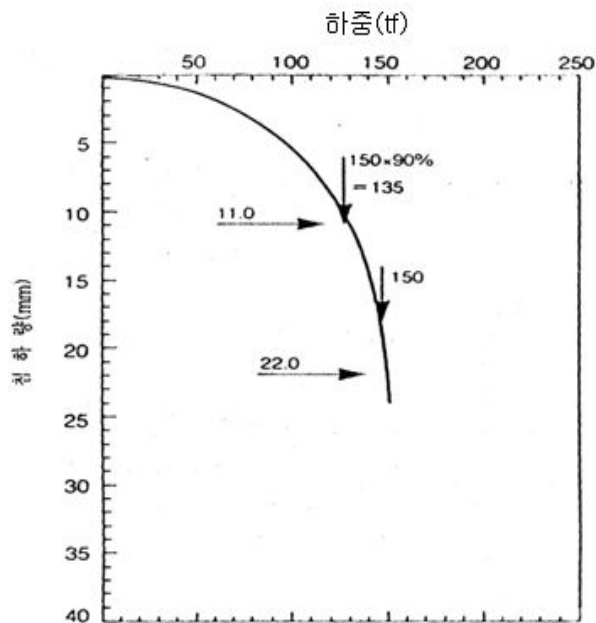


그림 2.12 Brinch Hansen의 90% 판정에 적용되는 P-S 관계곡선

말뚝의 극한하중($Q_{u(ult)}$)을 가정하고 이때의 침하량(Δu)를 산정한다. $0.5\Delta u$ 에서의 하중이 극한하중의 90%이면, 가정한 $Q_{u(ult)}$ 가 극한하중이다. 이 방법은 극한하중을 가정하고 90%에서의 침하량과 비교하는 반복작업을 통하여 극한하중이 결정된다. 일반적으로 CRP Test에 적용되며, 흙의 종류와는 관계가 없다. 스웨덴의 항타 및 말뚝제하 시험기준과 국제토질기초공학회(ISSMGE)에서 이 방법을 채택하고 있다.

2.4.2 항복하중 판정방법

1. S - log t 분석법

S - log t 분석법에 의한 극한하중의 산정방법은 그림 2.13에 나타나 있으며 산정절차는 다음과 같다. 각 재하단계에 대하여 경과시간을 대수눈금(log t)에, 말뚝두부의 침하량(S)을 산술눈금에 그린다. 각 하중단계의 관계선이 직선이 되지 않는 점의 하중을 항복하중으로 한다. 그림 2.13에서는 245tf의 하중에서 20분 경과 후 관계선이 직선에서 벗어나기 시작했으며, 이때의 하중을 항복하중으로 볼 수 있다. 항복하중에 안전율을 역으로 고려하여 극한하중을 추정할 수 있다.

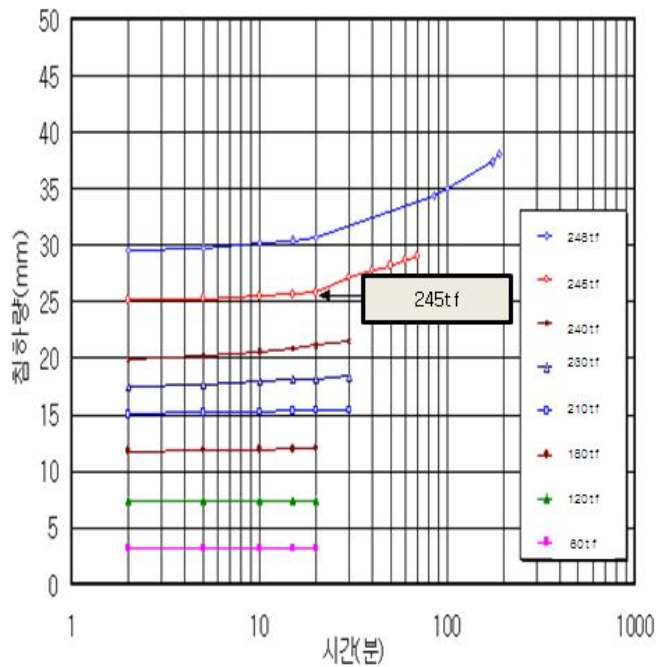


그림 2.13 S - log t 분석법

2. De Beer의 방법(log P - log S 분석법)

De Beer(1968)의 방법은 국내에서 log P - log S 곡선법으로 알려진 방법으로 극한 하중을 결정하는 방법은 다음과 같다. 대수 좌표를 이용하여 그림 2.14과 같이 하중-침하량 곡선을 그린다. 이때 결과치가 두 개의 직선상에 나타나게 된다. 다음으로 두 직선의 교차점이 항복하중으로 정의된다. 이 방법은 시험속도가 느린 완속재하 시험법에 적용하도록 제안되었다.

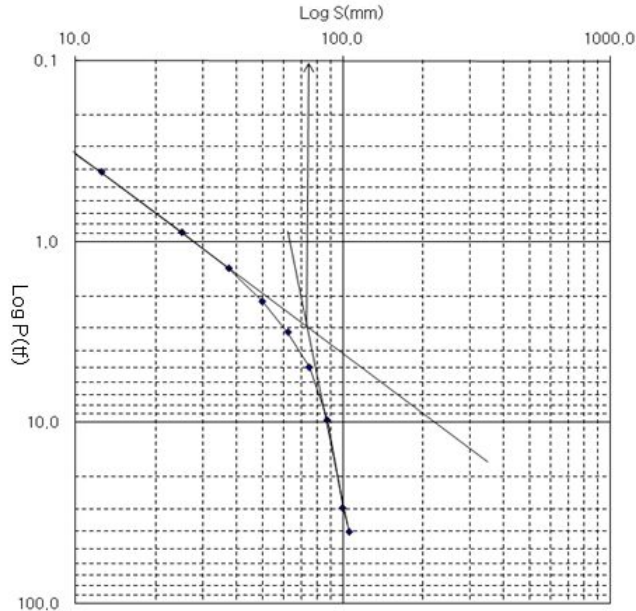


그림 2.14 De Beer의 방법에 이용되는 logP - logS 관계곡선

3. $\frac{dS}{d \log t}$ - P 분석법

$\frac{dS}{d \log t}$ - P 분석법에 따른 항복하중의 산정방법은 그림 2.15에 나타나 있으며, 그 산정절차는 다음과 같다. 각 재하단계에서 일정 시간(10분 이상) 후의 대수침하속도 $\frac{dS}{d \log t}$ 즉, S - log t의 경사를 구하고, $\frac{dS}{d \log t}$ - P 와 하중을 좌표에 표시한다. 이와 같은 방법으로 구한 선이 급격히 구부러지는 점의 하중을 항복하중으로 한다. 그림 2.15에서는 243tf의 하중에서 기울기가 급격히 증가하고 있으므로 이때의 하중을 항복하중으로 볼 수 있다.

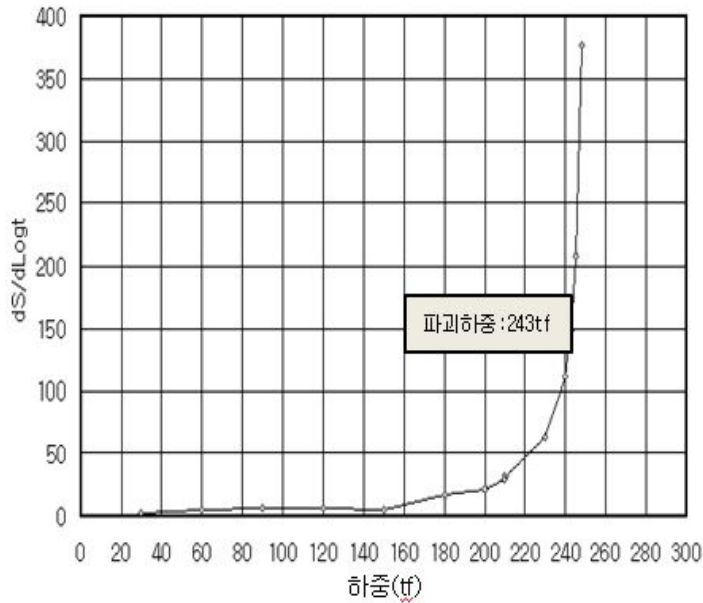


그림 2.15 $\frac{dS}{d\log t}$ - P 분석법

4. Davisson의 방법

Davisson(1972)의 판정방법은 말뚝의 전침량과 말뚝 직경, 단면적, 탄성계수 및 말뚝 길이 등을 고려한 순침하량 판정을 복합적으로 적용하여 항복하중을 판정하는 방법이다. Davisson 판정방법은 국내의 항복하중 기준 설계법과 DIN의 말뚝직경이 2.5% 순침하량 기준 및 COE의 6.3mm 순침하량 기준과도 결과가 비교적 일치하는 것으로 알려져 있으며 박종배 등(1998)은 하중전이 시험결과와 지지력 시험결과를 분석하여 Davisson 방법과 DIN 4206 방법이 비교적 잘 일치한다고 하였다. 또한 Davisson 방법은 현장타설 말뚝보다 항타 말뚝의 지지력 해석에 적합하고, 사질토 지반에서 말뚝길이 지나치게 짧거나 주변마찰력이 낮은 말뚝의 경우에는 다른 판정 기준보다도 낮은 허용하중을 나타내준다. 이 방법은 그림 2.16에 나타나 있으며, 항복하중은 다음과 같이 결정한다.

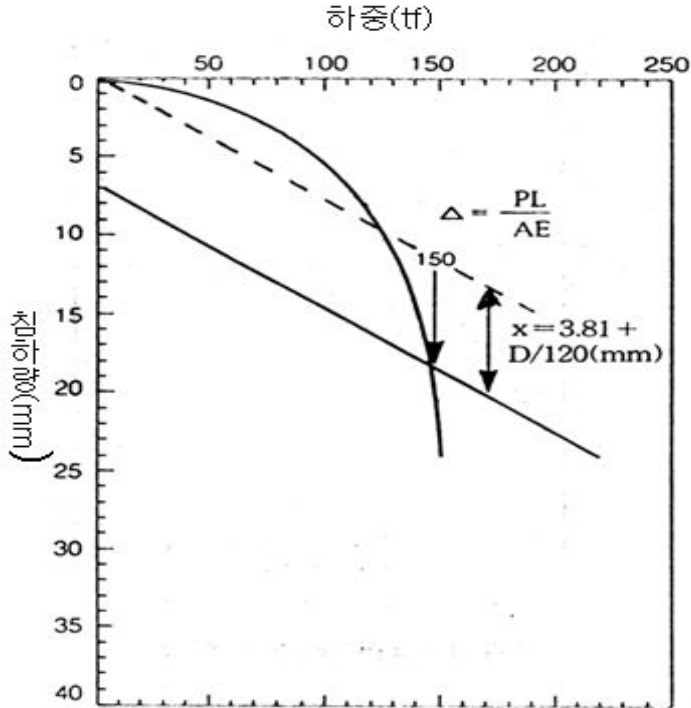


그림 2.16 Davisson의 항복하중 판정방법

말뚝의 탄성 변형량은 각 하중단계별 재하하중에 대하여 PL/AE 로 계산된 침하량을 직선으로 연결한다. 이때 하중 축과 침하축의 스케일을 조정하여 직선이 하중 축으로부터 20° 이내의 각도를 가지도록 한다. 탄성 변형량 직선에 대해 $(3.81 + D/120)$ mm만큼 평행 이동시켜 Davisson Offset Line을 그린다. 이때, 평행 이동시킨 직선과 하중-침하량 곡선의 교점이 항복하중이다. 이 방법은 시간에 의해 영향을 받으므로 하중단계별로 1시간을 초과해서는 안 된다.

Davisson 판정방법의 적용사항과 제한사항은 다음과 같다.

- (1) 일반적으로 향타 말뚝에 권장되어진다.
- (2) QM Test에서 선호된다.
- (3) 일반적으로 매우 안전측의 하중을 나타낸다.
- (4) 침하량이 적게 발생하여 offset line과의 교차점을 찾을 수 없는 경우에는 사용하기가 곤란하다.

2.5 정재하시험에 의한 침하량 기준 판정방법

침하량기준 판정방법은 극한(파괴)하중을 말뚝두부의 침하량을 기준으로 산정하는 방법으로 전침하량 기준과 전침하량에서 탄성침하량을 뺀 잔류침하량 기준이 있다. 잔류침하량 기준은 순침하량 기준이라고 한다. 영국의 BS8004(1986)에서는 말뚝두부의 전침하량이 말뚝 선단부 직경의 10%를 이동하였을 때의 하중을 극한하중으로 간주하고 있으며 일반적으로 안전율은 2에서 3사이의 값을 추천하고 있다. 독일 DIN4026(1975)에 의하면 현장타설 말뚝의 경우 말뚝두부의 전침하량이 20mm일 때의 하중, 타입말뚝의 경우 순침하량이 말뚝직경의 2.5%일 때의 하중을 극한하중으로 간주하고 있다.

현장마다 공사시방을 마련하여 말뚝 두부의 침하량으로 파괴 여부를 결정하기도 한다. Prakash & Sharma(1990)에 의하면 설계하중의 2배에서 전침하량이 38mm 이하이고, 순침하량이 19mm 이하가 되도록 관리하도록 하고 있으며 현대건설에서 시공한 싱가포르의 BRANI 현장에서는 설계하중의 2배에서 전침하량이 25mm 이하이고, 순침하량이 13mm 이하일 것을 규정하고 있다. 또한, 많은 연구자는 하중-침하량 곡선에서 초기접선과 곡선 최종 부분의 연장선이나 접선의 교차점을 극한하중으로 정의하는데, 이러한 모든 방법은 사용자들의 판단에 의존한다.

2.5.1 전침하량 기준

구조물의 기초를 설계하는 데에는 파괴에 대하여 안전할 것과 허용된 침하범위 이상의 침하가 발생하지 말아야 할 것 등 두 가지 기준에 의한다. 파괴에 대하여 안전하도록 하는 지지력 개념의 설계에서는 파괴를 유발하는 극한하중을 구하고 비교적 높은 2.0~3.0의 안전율을 적용한다. 따라서 지지력 개념의 설계는 극한하중의 확인에 의한 방법이 가장 바람직하며, 이 개념은 우리나라 국토해양부 제정 “구조물 기초설계 기준”에도 명시되어 있다.

극한상태의 정의는 하중의 증가 없이 침하량이 무한대로 증가하는 상태이지만 대부분의 말뚝재하시험에서는 이와 같은 이론적인 극한하중은 확인되지 않는다. 따라서 인위적인 침하량에 도달하면 그때의 하중을 극한하중으로 인정하는 방법이 더욱 폭넓게 적용되고 있다. 전침하량 기준으로는 Singapore 지하철 설계기준에서 규정한 설계하중에서 6~9mm, 설계하중의 1.5배 하중에서 9~20mm와 같은 엄격한 기준에서부터 일본 토질공학회의 25mm, 러시아에서 적용되는 40~80mm, Terzaghi and Pack(1967)이 제

안한 25mm 등 광범위한 기준들이 있다. 인위적인 기준은 말뚝의 설치방법과도 밀접한 관계가 있어 De Beer는 타입말뚝의 경우에는 말뚝 직경의 10%, 현장타설 콘크리트 말뚝에서는 말뚝 직경의 30% 침하를 기준으로 할 것을 제안하고 있다. 그러나 전침하량의 절대값 만으로 말뚝의 설계하중을 결정하는 것은 말뚝의 길이와 재료특성으로부터 결정되는 탄성 압축량의 영향을 고려할 수 없으므로 장대 말뚝의 경우 적용이 곤란한 문제가 있다. 또 말뚝의 지지력이 지반조건, 말뚝설치방법에 따라 선단지지력 또는 주변마찰력의 비율이 상이하게 되고, 이에 따라 말뚝의 하중-침하량 거동이 결정되는 점을 고려할 수 없다는 단점이 있다. 절대 침하량 기준에 비해 말뚝직경의 영향을 고려한 상대침하량 기준은 훨씬 합리적인 것으로 알려져 있으나 전침하량 기준에 의한 말뚝의 설계하중 결정은 극히 제한적일때 국한하여 적용할 수 있으며, 반드시 다른 해석 결과와 비교하는 과정이 필요하다. 한편, 전침하량 기준으로는 말뚝 직경의 10% 침하 시 하중을 극한하중으로 보는 기준이 국내에서 많이 적용되고 있다.

다양한 전침하량 판정방법들을 정리하면 다음의 표 2.18과 같다.

표 2.18 전침하량 기준(한국지반공학회, 2002)

기준명 또는 제안자		침하량 기준 (mm)	안전율	비 고
상 대 침 하	일본 토질공학회	0.1D	-	제 2 한계하중
	영국 기초공업기준	0.1D	-	
	Tomlinson	0.1D	-	
	Singapore 지하철 기준	6~9	-	설계하중에서
		9~20	-	설계하중의 1.5배에서
	일본 토질공학회	25	-	
	러시아	40~80	-	
De Beer	0.1D	-	타입말뚝	
	0.3D	-	현장타설말뚝	
절 대 침 하	독일, 프랑스, 벨기에	20	-	현장타설말뚝
	체코슬로바키아	15~20	2.0	
	오스트리아	25	-	
	네덜란드, 뉴욕시 기준	25.4	-	
	인도 IS:2911 기준	12	1.5	
	Muns(1959)	20	-	
	Terzaghi/Peck(1961)	50.8	2.0	
	Terzaghi/Peck(1967)	25.4	1.5	
	Woodward(1972)	12.7~25.4	1.5~2.0	
	Touma/Reese(1974)	25.4	2.0	
	키에프 건축공정 연구소	> 30~40	-	
	우크라이나 건축시공 과학연구소	80	-	부등침하에 민감하지 않은 구조물
		40	-	부등침하에 민감한 구조물
	중국 헝서성 도로연구소	60	-	대구경 현장타설말뚝
	중국 도로연구원	40	-	대구경 현장타설말뚝
중국 북경시 말뚝기초연구소	15~20	2.0	소구경 현장타설말뚝	
일본 구건축학회 기준	25	2.0	현장타설말뚝	

2.5.2 순침하량 기준

순침하량은 하중제거시의 탄성침하량을 배제한 잔류침하량을 기준으로 하여, 지반의 특성을 보다 잘 반영하므로 많은 설계기준에서 채택되고 있다. 대표적인 기준으로는 DIN의 말뚝직경의 2.5% 순침하량 기준, New York City, BOCA, Uniform Building기준에서 채택한 0.254mm/t의 순침하량 기준, COE에서 사용하는 6.3mm 순침하량 기준이 있다. 표 2.19는 다양한 순침하량 판정방법들을 정리한 것이다.

표 2.19 순침하량 기준(한국지반공학회, 2002)

기준명 또는 제안자		침하량 기준 (mm)	안전율	비 고
상 대 침 하	독일 DIN 4026기준	0.025D	-	
	미 국	0.02D	-	
	일본 건축기초연구소 설계기준·동해설	0.025D	3.0	
	덴마크 기초실용기준 DS:415-1965	0.1D	-	
절 대 침 하	미국 도로교 설계기준	6.3 mm	-	
	미국 AASHTO 기준	6.3 mm	-	
	미국 루이지아나 도로국	6.3 mm	2.0	
	미국 보스톤 건축기준	12.7 mm	2.0	
	인도 IS:2911 기준	6 mm	1.5	
	캐나다 건축기준	25 mm	-	
	파리 Veritas 사무소	20 mm	2.0	
	Magnel (1948)	8 mm	-	
	Mansur / Kaufman	6.3 mm	-	
	Woodward	12.7 mm	1.5	
	New york City, BOCA Uniform Building Code	0.254 mm/t	-	

국내에서의 말뚝재하시험 결과를 각종 해석기준에 의거 설계하중을 결정하고 비교해 본 결과, 국내의 극한하중 해석법 및 항복하중 해석법과 DIN의 말뚝 직경의 2.5% 순침하량 기준과 COE의 6.3mm 순침하량은 비교적 잘 일치하고 있는 것으로 분석되었으나, 많은 설계기준에서 채택하고 있는 0.254mm/t 순침하량 기준은 타 해석기준에 비해 지나치게 높은 허용하중을 주고 있는 것으로 알려져 있다. 특히, 순침하량 기준은 국내의 극한하중 해석법 및 항복하중 해석법이 갖고 있는 문제점을 어느 정도 해결해 주고 있기 때문에 국내 설계기준을 보완해 줄 수 있는 것으로 알려져 있다. 따라서 설계하중 결정 시 타 설계기준으로 해석한 결과를 이 기준을 통해 많이 확인하고 있으며, 국내에서는 말뚝 직경의 2.5% 기준이 많이 적용되고 있다.

제3장 재하시험 결과 및 말뚝 지지력 산정

3.1 재하시험 분석개요

STKT590 강관 타입말뚝의 지지력 특성을 분석하기 위하여 사례지역의 플랜트 3개 현장에 현장재하시험 실험보고서를 참고하여 분석하였다. 플랜트 기초는 축방향 압축 하중에 의해 설계가 주로 이루어지나 상부 기계 특성에 따라 동적하중, 피로 등을 함께 고려하며, 말뚝의 간격이 구조물기초설계기준에 따라 2.5D 간격보다 대부분이 넓어 말뚝 한 본당 지지력을 크게 요구하는 성향이 크다.

재하시험계획은 현장의 토질조건 및 상부구조물의 특성에 적합한 방법을 적용하여 계획하였으며, 재하시험은 정재하시험 및 동재하시험을 이용하였으며, 정재하시험의 압축재하 방법은 ASTM D 1143의 표준재하방법을 근거로 하되, 하중-순침하량 해석 보다 신뢰성있는 분석을 위하여 반복재하방법과 급속재하방법을 이용하여 분석하였다. 동재하시험은 PDA(Pile Driving Analyzer)를 사용한 시험(ASTM D 4945)을 이용하였으며, 인발재하시험은 반력말뚝을 이용한 ASTM D 3689를 이용하여 압축재하 시험과 마찬가지로 반복 및 급속재하방법을 이용하여 분석하였다. 또한, 고강도 강관말뚝(STKT590)의 거동특성을 살펴보기 위해 말뚝의 개수, 규격, 시험하중, 종류 등이 적용되었다. 해머는 유압해머로 직타하여 말뚝을 설치하였으며, 다층지반으로 구성된 지반에 타격하여 말뚝의 흠의 거동특성을 분석하였다.

고강도 강관말뚝은 내구성은 및 강도변화는 지반의 인발지지력 및 수평지지력에 영향이 없으며 지반조건에 따라 지지력 특성이 달라지며, 각 현장에서의 실험을 분석하였으나 고강도 강관 타입말뚝에 따라 달라지는 지지력 특성이 아니며, 말뚝 재질에 따라 항복강도가 달라지며 허용응력이 달라진다. 본 연구에서의 재하시험(정재하시험, 동재하시험) 시험내용은 표 3.1과 같으며, 선단종류에서는 PHC 말뚝 및 복합말뚝은 폐단으로 구성되며, 강관말뚝과 고강도 강관말뚝은 개단으로 구성되었다.

표 3.1 재하시험 시험내용

구 분	시험말뚝 번호	항 중	선단 종류	관입 깊이 (m)	시 험 내 용
LNG Plant	HSP-1 (고강도)	711.2×12 (STKT590)	개단	50.4	1.현장위치: 광양 2.시험말뚝 본수 : 3본 3.시험종류; - 정재하시험 : 급속재하+반복재하 - 동재하시험 : 초기 및 재항타 - 인발재하시험 : 급속재하+반복재하 - 하중전이시험
	HSP-2 (고강도)	711.2×12 (STKT590)	개단	49.9	
	HSP-3 (고강도)	711.2×12 (STKT590)	개단	50.4	
SNG Plant	HSP4-C (고강도)	406.4×12 (STKT590)	개단	47.4	1.현장위치: 광양 2.시험말뚝 본수 : 4본 3.시험종류; - 정재하시험 : 급속재하+반복재하 - 동재하시험 : 초기 및 재항타 - 인발재하시험 : 급속재하+반복재하
	HSP4-T (고강도)	406.4×12 (STKT590)	개단	47.1	
	HSP5-C (고강도)	508×12 (STKT590)	개단	47.4	
	HSP5-T (고강도)	508×12 (STKT590)	개단	47.8	
5소결 Plant	PHC 말뚝	500×80	폐색	36	1.현장위치: 광양 2.시험말뚝 본수 : 8본 3.시험종류; - 정재하시험 : 급속재하+반복재하 - 동재하시험 : 초기 및 재항타 - 인발재하시험 : 급속재하+반복재하
		600×90	폐색	36	
	강관말뚝	406.4×9.5	개단	36	
		508×12.7	개단	36	
	고강도 강관말뚝	406.4×9 (STKT590)	개단	36	
		406.4×12 (STKT590)	개단	36	
	복합말뚝	400×65+406.4 ×12.7	폐색	36	
500×80+508 ×12.7		폐색	36		

3.2 현장재하시험 종류 및 시험일자

본 연구에서는 설계 지지력 산정 및 재하시험을 분석하고자 시추조사를 비롯한 지반 조사 실험보고서를 참고하여 말뚝의 근입된 심도의 지층특성 및 지반 물성치를 분석하였다.

재하시험은 LNG Plant TANK의 경우 시험말뚝 배치도는 그림 3.1과 같으며, 직타공법이 적용되었다. 시공 장비는 쉽게 장비를 확보할 수 있는 16tf, 13tf 유압해머를 이용하여 항타하였다. 말뚝 직경 및 재질은 고강도 강관말뚝(STKT590) 711.2×12를 이용하여 정재하 압축시험 1회, 인발재하시험 1회, 수평재하시험 1회, 동재하시험 3회, 하중전이시험 1회를 시행된 보고서를 참고하여 시간효과, 지층별 주변마찰력, 선단지지력을 분석하였다.

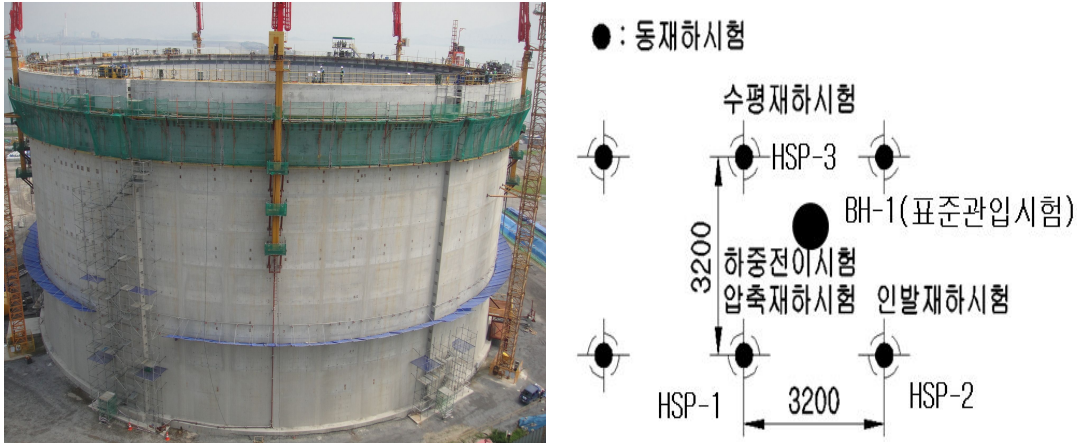
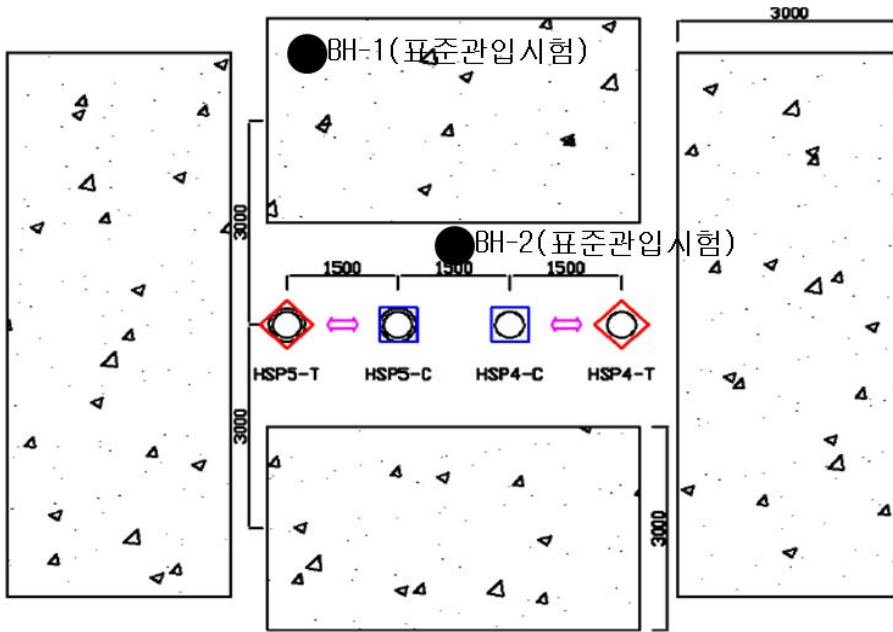


그림 3.1 LNG Plant 탱크 전경 및 시험말뚝 배치도

표 3.2 LNG Plant 재하시험 종류 및 시험일자

말뚝번호	말뚝규격	동재하시험			압축	인발
		EOID	Restrike 1차	Restrike 2차		
HSP-1	711.2×12	10.1.13	10.1.14	10.1.25	10.2.1	-
HSP-2		10.1.13	10.1.14	10.1.25	-	10.2.4
HSP-3		10.1.12	10.1.14	10.1.25	-	-

SNG Plant의 시험말뚝 배치도는 그림 3.2과 같으며, 직타공법이 적용되었다. 시공 장비는 13tf, 10tf 유압해머를 이용하여 항타하였다. 말뚝직경 및 재질은 고강도 강관말뚝(STKT590) 508×12, 406.4×12를 이용하여 정재하압축시험 1회, 인발재하시험 1회, 수평재하시험 1회, 동재하시험 4회를 시행된 보고서를 참고하여 시간효과, 지층별 주변마찰력, 선단지지력을 분석하였다.



시험종류		말뚝종류	
	정재하시험		D508.0 X 12(t)
	인발재하시험		D406.4 X 12(t)
	수평재하시험		

그림 3.2 SNG Plant 탱크 전경 및 시험말뚝 배치도

표 3.3 SNG Plant 재하시험 종류 및 시험일자

말뚝번호	말뚝 규격	동재하시험				압축	인발
		EOID	Restrike 1차	Restrike 2차	Restrike 3차		
HSP4-C	406.4×	11.4.10	11.4.11	11.4.18	-	11.5.3	-
HSP4-T	12	11.4.10	11.4.11	11.4.18	-	-	11.5.7
HSP5-C	508.0×	11.4.10	11.4.11	11.4.18	-	11.4.29	-
HSP5-T	12	11.4.08	11.4.10	11.4.11	11.4.18	-	11.5.8

5소결 Plant의 시험말뚝 배치도는 그림 3.3과 같으며, 직타공법이 적용되었다. 시공 장비는 10tf 유압해머를 이용하여 향타하였다. 말뚝직경 및 재질은 PHC 말뚝은 500×80, 600×80, 강관말뚝은 406.4×9.5, 508×12.7, 고강도 강관말뚝(STKT590)은 406.4×9,

406.4×12, 복합말뚝은 500×80t+508×12.7, 400×65t+406.4×12를 이용하여 정재하압축시험 8회, 인발재하시험 6회, 수평재하시험 6회, 동재하시험 8회를 시행된 보고서를 참고하여 시간효과, 지층별 주변마찰력, 선단지지력을 분석하였다.

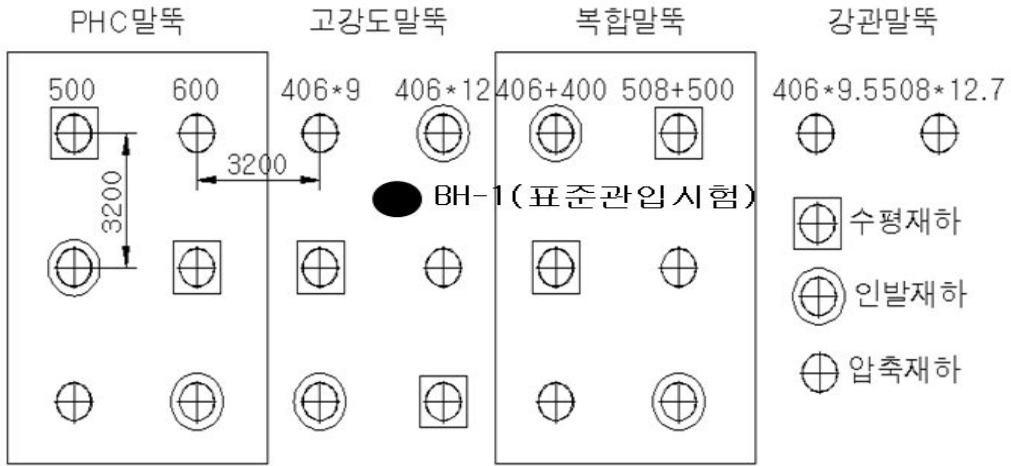


그림 3.3 5소결 Plant 탱크 전경 및 시험말뚝 배치도

표 3.4 5소결 Plant 재하시험 종류 및 시험일자

말뚝번호	말뚝규격	동재하시험		압축	인발
		EOID	Restrike 1차		
PHC 말뚝	500×80	09.7.1	09.7.6	09.7.28	09.8.1
	600×90	09.7.1	09.7.6	09.7.26	09.8.2
강관 말뚝	406.4×9.5	09.6.30	09.7.6	09.7.21	-
	508×12.7	09.7.1	09.7.6	09.7.23	-
고강도 말뚝	406.4×9	09.8.06	09.8.13	09.8.23	09.8.29
	406.4×12	09.8.06	09.8.13	09.8.25	09.8.29
복합말뚝	400×65+406.4×12.7	09.8.08	09.8.13	09.8.19	09.8.30
	500×80+508×12.7	09.8.08	09.8.13	09.8.21	09.8.30

3.3 지반 및 토질정수

본 연구에서는 사례지역 매립지반에 시추조사와 표준관입시험, 문헌자료 등을 조사하여, 현 지반의 지층구성 상태, 토질분포 및 기반암의 분포상태 등을 파악하여 말뚝의 지지력 평가를 위한 토질 공학적 기본 사항을 파악하였다.

시추 조사는 NX(Ø76mm) Casing으로 시추조사를 시행하였으며, 시추조사 성과물 결과는 다음 표 3.5와 같다.

표 3.5 시추조사 결과

(a) LNG Plant

Bore Hole		시 추 조 사 (단위:m)						계
		실트질 모래	실트질 점토	실트질 모래	모래질 자갈	풍화암	연암	
L N G	BH-1	24.2	19	-	5.2	1.2	-	49.6
	BH-2	22.7	20.5	-	6.2	-	5.4	54.8
	BH-3	23.0	19.2	-	7.2	-	5.1	54.5
	BH-4	23.5	20.2	-	5.8	-	5.0	54.5
	BH-5	23.3	19.5	-	6.2	-	5.0	54.1
평균		23.3	19.7	-	6.2	-	6.1	55.1

(b) SNG Plant

Bore Hole		시 추 조 사 (단위:m)										
		매립층	점토질 실트	실트질 점토	모래 질 실트	모래 층	실트 질 점토	모래 자갈	점토질 실트	모래 자갈	연암	계
S N G	BH-1	11.1	-	7.4	-	19.9	-	-	-	0.3	5	43.7
	BH-2	8.5	2.2	5.9	25	-	1.2	1.7	2.2	0.5	5	52.2

(c) 5소결 Plant

Bore Hole		시 추 조 사 (단위:m)							계
		실트질 모래	실트질 모래	실트질 점토	실트질 모래	실트질 점토	모래질자갈	풍화대	
5소결		5	8.1	3	6.3	3.8	7.4	1.9	35.5

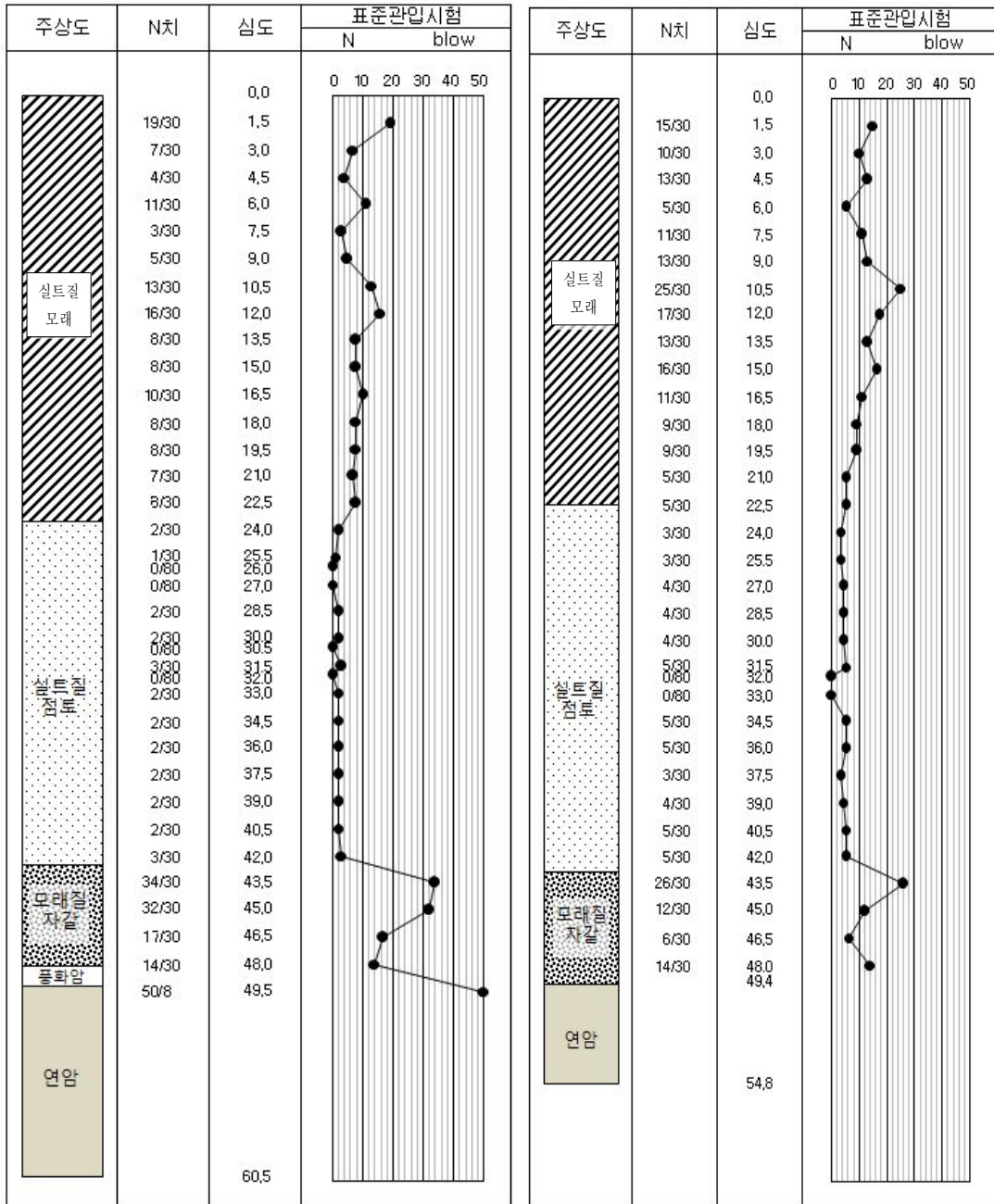
LNG Plant는 그림 3.4 보링 Data BH-1~BH-5 분석결과 실트질 모래층은 전 지역에서 분포한다. 실트섞인 세립~조립의 모래로 구성되며, 층후는 22.7~24.2m(평균 층후는 23.3m)로 분포하며, 습윤~포화의 함수상태를 보인다. 색조는 암갈색~암회색의 색조를 띤다. N치는 2/30~32/30(평균 10/30)의 매우느슨~조밀한 상대밀도로 분석되었다. 실트질 점토층에서는 부분적으로 조개패 및 세립모래가 혼재되어 있으며, 층후는 19~20.5m(평균 19.7m)로 분포한다. 색은 암회색의 색조를 나타내며, 습윤~젖음의 함수상태를 보인다. N치는 1/30~8/30(평균 4/30)의 매우연약~견고한 연경도로 분석되었다. 모래자갈층에서는 5.2~7.2m(평균 6.1m)로 분포한다. 색조는 암회색의 색조를 띠며, 젖음~포화의 함수상태를 보인다. N치는 6/30~50이상으로 느슨~매우조밀한 상대밀도로 분석되었다. 기반암에서의 풍화암은 암편 섞인 실트질 모래로 와해되며, 높은풍화~완전풍화상태를 보인다. 연암은 사암 및 세일로 구성되며, 높은풍화~보통풍화 상태를 보이고, 약함~보통강함의 강도로 분석되었다.

SNG Plant는 그림 3.5(a) 보링 BH-1 분석결과 매립층에서의 층후는 11.1m에 분포하며, 세립~중립의 모래로 구성되었으며, 부분적으로 패각이 혼재되었으며 습윤상태로 이루어졌다. N값은 1/30~9/30으로 분석되었다. 실트질 점토층에서의 층후는 7.4m에 분포하며 실트 및 세립 모래 협재로 되었으며, 부분적으로 패각이 혼재되었다. 습윤~젖음의 함수상태를 보이며 N치는 1/30 매우연약한 상태로 분석되었다. 모래층에서의 층후는 19.9m에 분포하며 세립~중립의 모래 실트질 모래로 구성되었으며 부분적으로 실트질 점토가 협재하였으며, 습윤 함수상태를 보인다 N치는 13/30~30/30 보통조밀한 상태로 분석되었다. 모래질 자갈에서의 층후는 0.3m에 분포하며 습윤 함수상태를 보인다. 연암에서는 사암으로 구성되었으며, 보통풍화~약한풍화 상태로 띠었다. 그림 3.5(b) BH-2 분석결과 매립층에서의 층후는 8.5m에 분포하며 세립~조립의 모래로 구성되었으며, 함수비는 습윤~젖음 상태를 보였다. N치에서는 5으로써 매우느슨~보통조밀한 상태를 보였다. 실트질 점토에서는 층후가 8.1m로써 실트 및 모래가 혼재되었으며, 함수비는 습윤상태를 보였다. N치에서는 2/30으로써 매우연약한 상태로 분석되었다. 모래질 실트에서의 층후는 25m에 분포하며 실트질 세립~중립의 모래로 구성되었으며 부분적으로 실트질 점토가 혼재되었으며, 함수비는 습윤상태를 띠었다. N치에서는 15로써 느슨~보통조밀한 상태로 분석되었다. 실트질 점토에서의 층후는 1.2m에 분포하며 함수비는 습윤상태를 보였다. N치는 6/30으로써 보통견고한 상태로 분석되었다. 모래질 자갈에서의 층후는 1.7m에 분포하며 세립~조립의 모래섞인 자갈로 구성되었으며, 함수비는 습윤상태를 보였다. N치에서는 41로써 조밀~매우조밀한 형태로 분

석되었다. 점토질 실트에서의 층후는 2.2m에 분포하며 함수비는 습윤상태를 보였으며 N치는 10으로써 견고한 상태로 분석되었다. 모래질 자갈에서의 층후는 0.5m에 분포하며 세립~조립의 모래섞인 자갈로 구성되었으며, 함수비는 습윤상태를 보이며 N치는 50으로서 매우조밀한 상태를 보였다. 연암에서는 사암으로써 보통풍화~약한풍화 상태를 보이며, 저각의 절리가 발달되었다.

5소결 Plant는 그림 3.6 보링 Data 분석결과 실트질 모래층은 전 지역에서 분포한다. 실트섞인 세립~조립의 모래로 구성되며, 층후는 13.1m 분포하며, 습윤~포화의 함수상태를 보인다. 색조는 암갈색~암회색의 색조를 띤다. N치는 4/30~14/30의 매우느슨~조밀한 상대밀도로 분석되었다. 실트질 점토층에서의 부분적으로 조개패 및 세립모래가 혼재되어 있으며, 층후는 3m로 분포한다. 색은 암회색의 색조를 나타내며, 습윤~젖음의 함수상태를 보인다. N치는 3/30의 매우연약~견고한 연경도로 분석되었다. 실트질 모래층의 층후는 6.3m 분포하며, 습윤~포화의 함수상태를 보인다. N치는 6/30의 매우느슨~조밀한 상대밀도로 분석되었다. 실트질 점토층에서의 층후는 3.8m로 분포한다. N치는 7/30의으로 분석되었다.

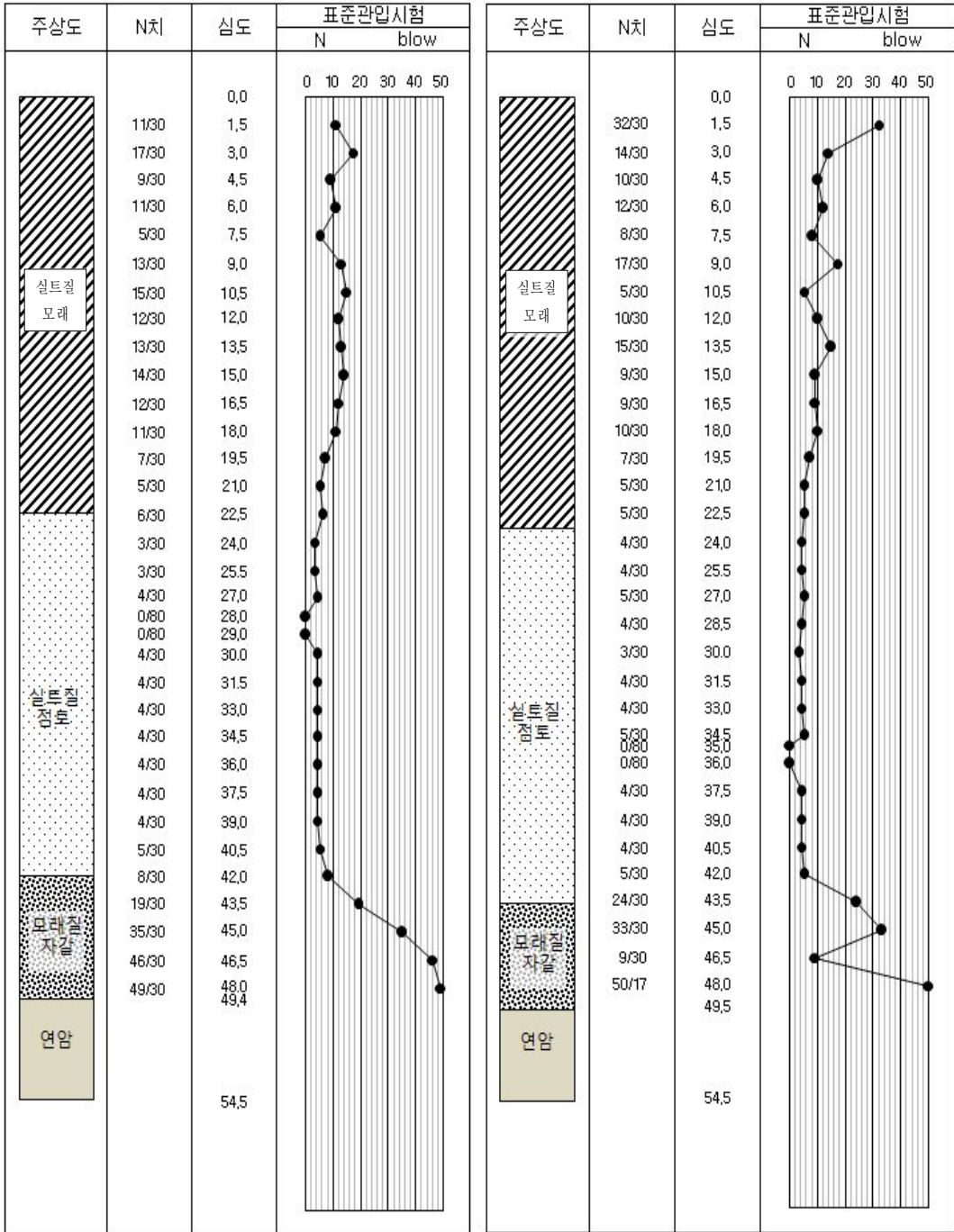
모래자갈층에서는 7.4m로 분포한다. 색조는 암회색의 색조를 띠며, 젖음~포화의 함수상태를 보인다. N치는 50이상으로 매우조밀한 상대밀도로 분석되었다. 기반암에서의 풍화암은 암편 섞인 실트질 모래로 와해되며, 높은풍화~완전풍화상태를 보인다. 연암은 사암 및 세일로 구성되며, 높은풍화~보통풍화 상태를 보이고, 약함~보통강함의 강도로 분석되었다.



(a) BH-1 지반조사 결과

(b) BH-2 지반조사 결과

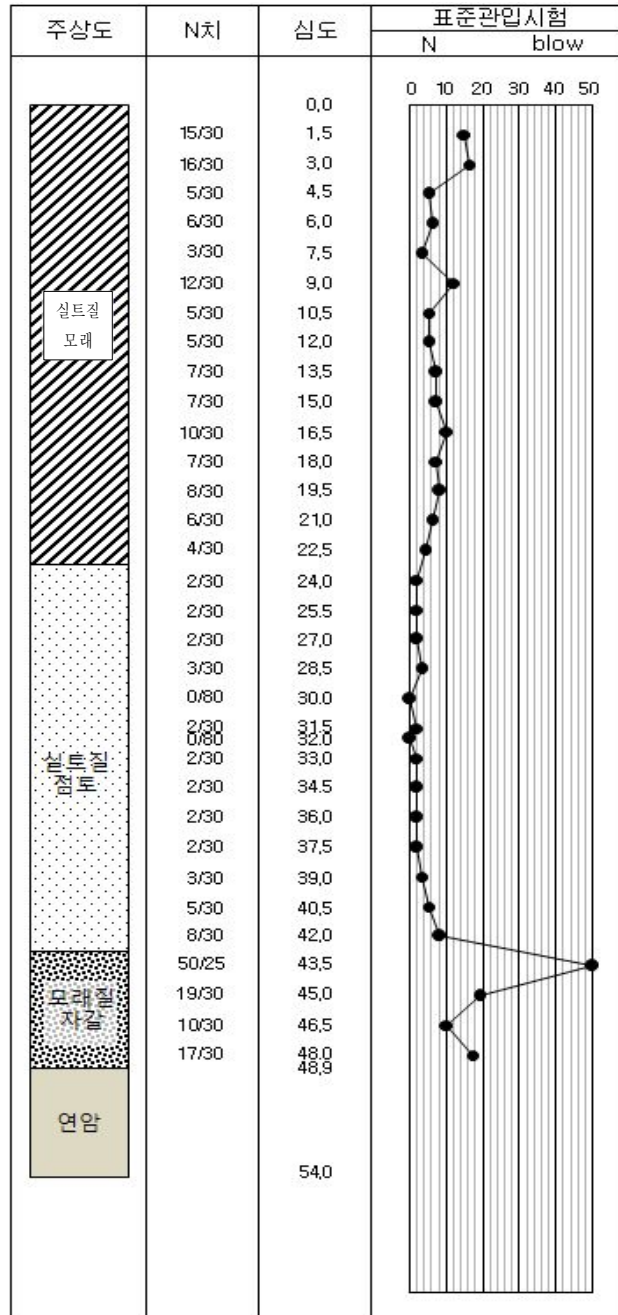
그림 3.4 계속-LNG Plant 표준관입시험 시험결과



(c) BH-3 지반조사 결과

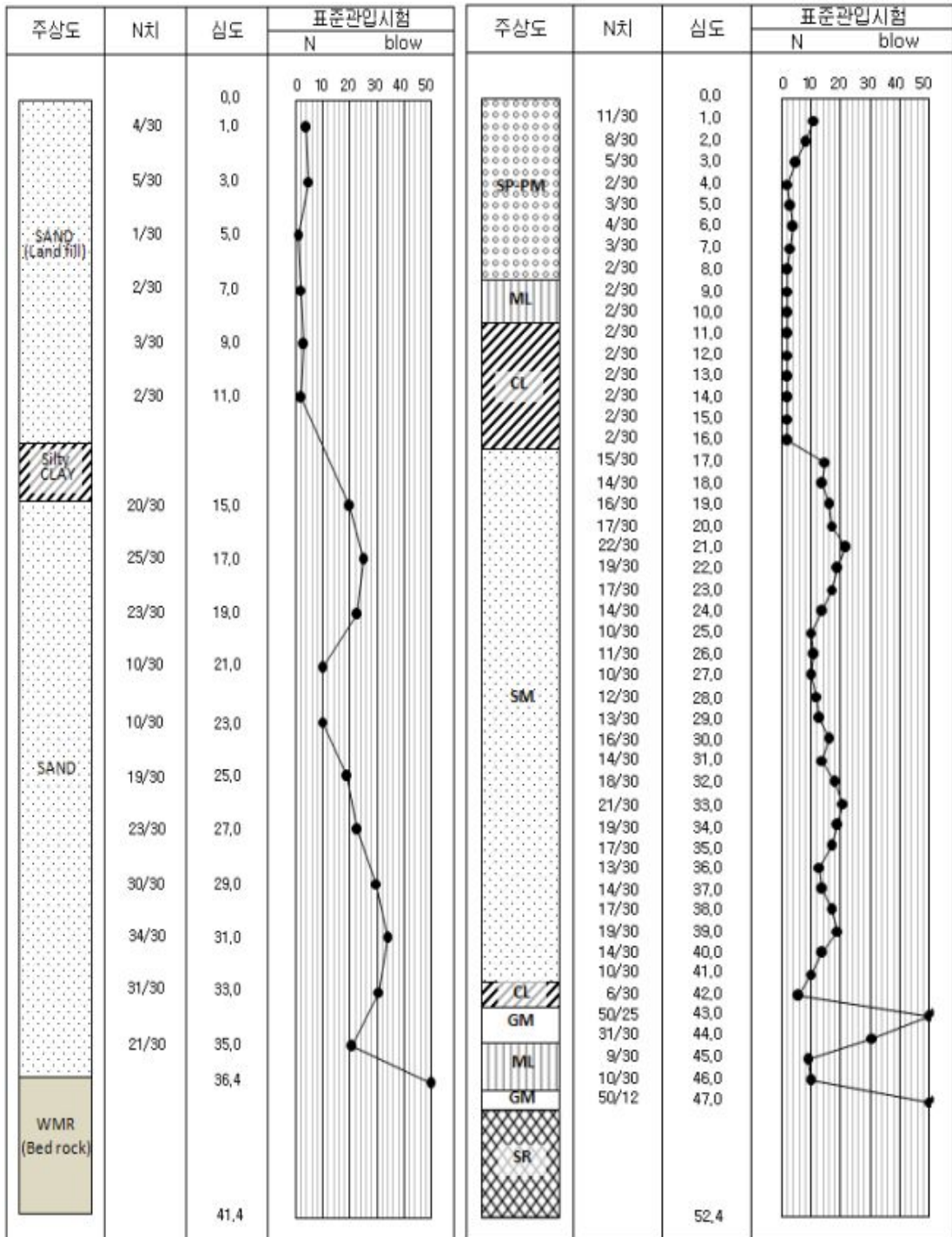
(d) BH-4 지반조사 결과

그림 3.4 계속-LNG Plant 표준관입시험 시험결과



(e) BH-5 지반조사 결과

그림 3.4 LNG Plant 표준관입시험 시험결과



(a) BH-1 시추조사결과

(b) BH-2 시추조사 결과

그림 3.5 SNG Plant 표준관입 시험결과

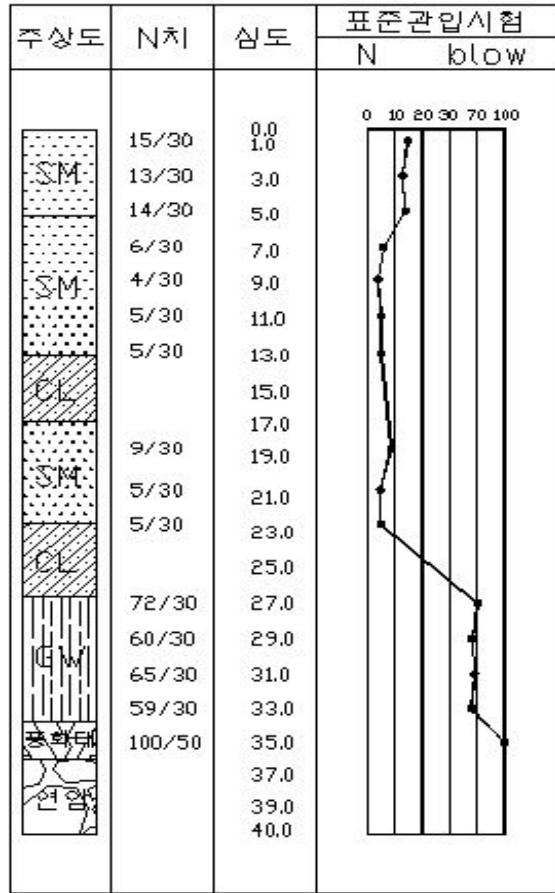


그림 3.6 5소결 Plant 표준관입시험 결과

지하수위는 측정은 지하수체(Ground Water Body) 상면의 위치 또는 시추공에 나타나는 정수면(Piezometric Surface)의 위치를 지표면 또는 일정한 기준면으로부터 심도를 측정하였다. 측정기준은 시추종료 후 최소 24시간 경과 후 여러 차례 반복 측정하여 다음 아래와 평균 지하수위 결과는 표 3.6으로 분석되었다.

표 3.6 지하수위 측정결과(LNG Plant)

구분	분포범위	평균	비고
지하수위(m)	2.24 ~ 2.7	2.38	

공내재하시험(Menard Pressuremeter)을 통한 사질토 및 점성토의 변형특성을 분석하였다. 시험방법은 지층에 따른 심도별(15.5m, 23.0m, 30.5m, 37.0m, 39.5m) 5회를 실시하여 표 3.7과 같이 분석되었다.

표 3.7 공내재하시험 결과(LNG Plant)

구	분	분포범위	평균
모래	변형계수(MPa)	10.01~13.67	12.4
	한계압력(MPa)	1.41~1.46	1.44
점토	변형계수(MPa)	3.22~4.02	3.59
	한계압력(MPa)	0.76~0.83	0.79

실내토질시험에서는 물리시험, 역학시험을 실시하였다. LNG Plant 물리시험에서는 사질토 모래가 지층에 평균 72.8%로 분포하며, 점성토는 실트가 우세하게 분포되었다. #200체 통과율은 사질토 10.1~42.3%이며, 점성토는 87.4~98.8%의 분포범위로 분석되었다. 함수비는 사질토 평균 30.5%, 점성토 평균 53.4%로 분석되었다. SNG Plant BH-1에서의 #200체 통과율은 사질토 7.2~17.5%이며, 점성토는 76.7~97.1%의 분포범위로 분석되었다. 함수비는 사질토 평균 23.8%, 점성토 평균 68.4%로 분석되었으며, BH-2에서는 #200체 통과율은 사질토 3.9~16.4%이며, 점성토는 51.5~97.7%의 분포범위로 분석되었다. 함수비는 사질토 평균 27.3%, 점성토 평균 50.7%로 분석되었다. 5소결 Plant에서는 실내시험을 실시하지 않았으며 LNG Plant 및 SNG Plant 지역과 근접하여 실내시험은 유사할 것으로 판단된다. 2개 현장의 통일분류법을 이용한 흙의 공학적 분류는 사질토와 점성토로 분류되며, 사질토에서는 실트질 모래가 우세하였으며, 점성토에서는 고압축성 점토로 분석되었다. 토성별 실내시험 결과는 다음 표 3.8과 같이 분석되었다.

표 3.8 토성별 실내시험 결과

(a) LNG plant

구분		함수비	비중	#200	2 μ m	액성 한계	소성 지수	Sand	Silt	Clay	USCS
사질토	최소	21.8	2.65	10.1	0.0	-	-	57.7	10.4	0.0	SM
	최대	36.6	2.70	42.3	12.4	-	-	89.6	41.4	15.7	
	평균	30.5	2.67	27.3	1.2	-	-	72.8	25.7	1.6	
점성토	최소	45.3	2.40	87.4	20.0	24.2	39.5	1.2	53.7	24.6	CH
	최대	59.1	2.70	98.8	31.9	86.8	58.2	12.6	70.6	43.0	
	평균	53.4	2.70	95.5	25.9	66.4	49.1	4.5	60.4	35.1	

(b) SNG plant

구분		함수비	비중	#200	2 μ m	액성 한계	소성 지수	USCS	
BH-1	사 질 토	최소	20.2	2.65	7.2	70.8	-	-	SP-SM
		최대	27.4	2.65	17.5	100	-	-	
		평균	23.8	2.65	-	-	-	-	
	점 성 토	최소	63.4	2.69	76.7	100	58.4	29.6	CH
		최대	73.4	2.71	97.1	100	71.4	43.6	
		평균	68.4	-	-	-	-	-	
BH-2	사 질 토	최소	25.9	2.63	3.9	-	-	-	SP-SM
		최대	28.7	2.64	16.4	-	-	-	
		평균	27.3	-	-	-	-	-	
	점 성 토	최소	33.8	2.66	51.5	14.3	48.3	26.7	CH
		최대	67.6	2.70	97.7	29.9	85.0	54.7	
		평균	50.7	-	-	-	-	-	

LNG plant 역학시험의 실트질 점토(깊이 20~30m) 압축지수 분석결과 0.64~0.76의 분포범위를 보이며, 평균 0.73으로 분석되었다. 압밀계수는 35.37~489.86cm²/day의 분포 범위를 보이며, 평균 192.51cm²/day로 분석되었다. 투수계수는 $5.35 \times 10^{-11} \sim 2.33 \times 10^{-9}$ m/sec의 분포범위를 보이며, 평균 7.91×10^{-10} m/sec로 분석되었다.

SNG plant 역학시험 BH-1에서는 실트질점토(깊이 13~16m) 압축지수 분석결과 0.33~0.55의 분포범위를 보이며, 평균 0.44로 분석되었다. 재압축 지수는 0.09~0.13 의 분포범위를 보이며, 평균 0.11로 분석되었다. 과압밀비는 0.56~0.42 의 분포범위를 보이며, 평균 0.49로 분석되었으며, 선행압밀응력은 36.8~61.8KPa의 분포범위를 보이며,

평균 49.3kPa 분석되었다. BH-2에서는 점토(깊이 11~16m) 압축지수 분석결과 0.45~0.51의 분포범위를 보이며, 평균 0.48로 분석되었다. 재압축 지수는 0.13~0.15의 분포범위를 보이며, 평균 0.14로 분석되었다. 과압밀비는 0.13~0.20의 분포범위를 보이며, 평균 0.165로 분석되었으며, 선행압밀응력은 15.6~25.3kPa의 분포범위를 보이며, 평균 20.45kPa 분석되었다. 역학시험의 결과는 다음 표 3.9와 표 3.10과 같이 분석되었다.

표 3.9 전단강도시험 결과

구분		LNG plant		SNG plant			
		분포범위	평균	분포범위		평균	
일축압축시험(kPa)		76.2~159.3	107.6	-	16.5 ~ 34.1	-	25.3
삼축압축시험	Cuu(kPa)	45.6~73.0	57.5	6.1~7.2	8.10~15.1	6.65	11.6
	Ccu(kPa)	43.1~58.0	51.4	-	-	-	-
	∅(°)	7.4~10.7	9.0	-	-	-	-

표 3.10 압밀시험 결과

구분		LNG plant		SNG plant			
		분포범위	평균	분포범위		평균	
압축지수		0.64~0.77	0.73	0.33~0.55	0.45~0.51	0.44	0.48
압밀계수(cm ³ /d)		35.37~489.86	192.51	0.09~0.13	0.13~0.15	0.11	0.14
투수계수(m/sec)		5.35E-11 ~2.33E-09	7.91E-10	0.56~0.42	0.13~0.20	0.49	0.165
선행압밀응력(kPa)		157~287.7	196	36.8~61.8	15.6~25.3	49.3	20.45

LNG Plant 및 SNG Plant 실내압축시험은 기반암에서 5m를 채취하여 분석결과 단위중량은 25.07~53.3g/cm³의 분포범위를 보이며, 평균 39.18g/cm³로 분석되었다. 탄성계수는 7,030~10,900MPa의 분포범위를 보이며, 평균 8,622MPa로 분석되었다. 일축압축강도는 10.9~132MPa의 분포범위를 보이며, 연암으로 분석되었다. 역학시험의 결과는 다음 표 3.11과 같이 분석되었다.

표 3.11 암석시험 결과

구분		LNG plant		SNG plant			
		분포범위	평균	분포범위		평균	
단위중량(g/cm ³)		51.7~53.3	52.7	-	25.07	-	25.07
압축강도(MPa)		36.4~132	88.9	10.9	66.1	10.9	66.1
탄성계수(MPa)		7,030~10,900	8,622	-	-	-	-
직접전	점착력(MPa)	9.0~9.8	9.4	-	-	-	-
단시험	내부마찰각(deg)	50.30~55.40	52	-	-	-	-
접하중 강도지수(MPa)		0.56~6.92	2.69	2.02~6.3	-	4.16	-

3.4 동재하시험 시험결과 분석

동재하시험의 경우 PDA(Pile Driving Analyzer)를 사용한 시험(ASTM D 4945)을 실시하였고, 목적은 항타 에너지 및 응력측정에 의한 항타 관입성 분석과 항타 시스템 적합성 판정 및 말뚝의 건진도를 분석하였다.

3.4.1 LNG Tank 동재하시험 시험결과 분석

표 3.12와 같이 Capwap 지지력 분석결과 초기 항타 시험시점으로부터 1, 2, 3차 Restrike 시험까지의 주변마찰력은 증가했지만 선단지지력은 시간이 갈수록 감소하는 것으로 분석되었다. 주변마찰력은 시간효과에 따른 set up효과에 기인한 것으로 판단되며, 이는 국내의 경우 정규압밀점토 및 느슨한 모래지반에서의 유사한 현상이라고 판단된다. 선단지지력의 경우에는 relaxation 현상으로 판단하기보다는 시간 경과에 의한 주변마찰력이 증가함으로써 시험 시 16tf, 13tf 유압해머의 타격에너지의 전달부족 때문에 발휘되지 못한 것으로 분석되었다. 특히 선단지지력 Restrike 시 선단지지력이 감소하는 경향을 분석하였으며 이는 허용지지력을 과소평가하는 경향을 보였다. 시험말뚝 3개소의 허용지지력은 2646~3743kN로 분석되었으며 허용지지력은 시험말뚝 HSP-1번이 가장 크고 HSP-3번이 가장 작은 것으로 분석되었다.

표 3.12 LNG Plant 동재하시험 Capwap 분석결과

Pile	시험구분	Capwap 분석결과(kN)			허용지지력 (kN)
		주면마찰력	선단지지력	전체지지력	
HSP-1번 (50.4m)	초기항타	980	6321	7301	3645
	1일항타	1886	5507	7394	3694
	12일항타	4205	3291	7497	3743
HSP-2번 (49.9m)	초기항타	1052	4925	5978	2989
	1일항타	2715	3295	6010	3136
	12일항타	4234	2038	6272	2646
HSP-3번 (50.4m)	초기항타	989	4303	5292	2646
	2일항타	2494	3038	5532	2763
	12일항타	4218	1647	5867	2930

표 3.13과 같이 지지력 분포결과는 단위면적당 주면마찰력은 최종 Restrike 시험에 의한 값을 적용하였으며 이를 분석해보면 37.338~38.024kN/m²로 분석되었으며, 단위면적당 선단지지력은 항타 종료시점에서의 값을 기준으로 분석한 결과 10830.96~15911.57kN/m²로 분석되었다. 이처럼 시험말뚝 3개소의 단위면적당 주면마찰력은 유사한 수준을 나타내었으며, 단위면적당 선단지지력은 HSP-3에서 가장 작게 나타나 타격시 램 중량이 13tf 해머로 항타 에너지가 부족하였던 것으로 판단된다.

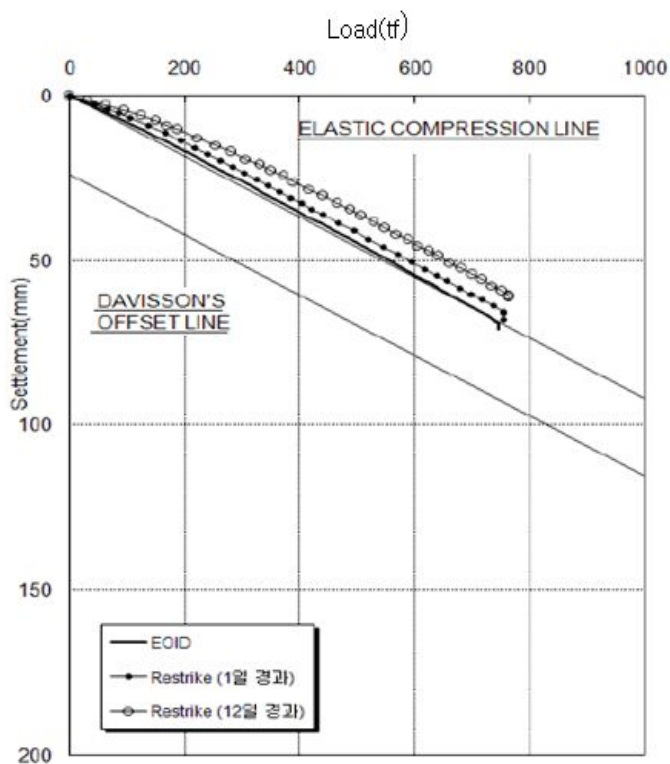
표 3.13 LNG Plant 단위면적당 선단지지력 및 주면마찰력 분석결과

시험말뚝번호	깊이 (m)	단위면적당 주면마찰력 (Restrike 2)(kN/m ²)	단위면적당 선단지지력 (EOID)(kN/m ²)
HSP-1번	50.4	37.338	15911.57
HSP-2번	49.9	38.024	12398.27
HSP-3번	50.4	37.436	10830.96

시간 경과에 따른 지지력 변화에서 2차례에 걸쳐 Restrike 시험을 하였다. 시간효과를 분석하기 위하여 하중-침하량 곡선과 심도별 주면마찰력을 그림 3.7 과 그림 3.8에 나타내었다. 시간효과 분석결과 set up에 의한 지지력 증가현상과 지반의 relaxation에 의한 지지력 감소현상으로 구분되는데 본 연구에서는

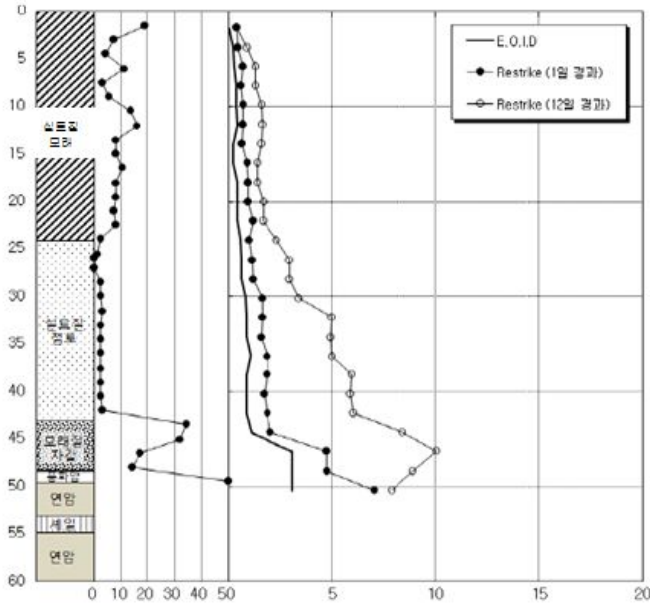
사례연구(김대현(2009)) 등과 같이 모든 말뚝에서 지반의 set up에 의한 지지력 증가현상이 확인되었다.

그림 3.7과 같이 하중-침하량 곡선에서 시간 경과에 따른 지지력 증가는 최대 하중 및 Davisson 방법에 따른 항복하중의 증가로 나타났으며, 침하량은 시간 경과에 따라 감소한 것으로 나타났다. 그림 3.8에서는 주변마찰력 분포와 같이 시간 경과에 따른 시간효과의 정도는 관입깊이에 따라 서서히 증가하는 것으로 나타났으며 실트질 점토층 중하부와 그 아래층은 자갈층 및 풍화암층에서 주변마찰력의 증가가 뚜렷한 것으로 나타났다.



(a) HSP-1번 말뚝

그림 3.7 LNG Plant 하중-침하량 곡선



(a) HSP-1번 말뚝

그림 3.8 LNG Plant 주변마찰력 분포

항타 관입성 분석결과는 표 3.14과 같으며, 항타 압축응력은 허용압축 응력인 396MPa ($0.9 \times 440\text{MPa}$)의 90%인 356.4MPa 이내가 되도록 조정하는 것으로 실시되었으며, 측정결과 245.6~265.9MPa로 당초 계획한 항타 시 항타응력기준에 만족한 것으로 분석되었다. 타격에너지에서는 HSP-1, 2번 시험말뚝에 램 중량 16tf로 유압해머를 사용하여 연약층 관입 시 낮은 낙하고로 항타 하였으며, 최종적으로는 가용할 수 있는 최대 낙하 높이는 1.4m로 고정하였다. 최대 램 낙하고 조건에서 전달된 타격에너지는 117.6~184.2kN-m로서 해머의 이론적인 타격에너지 219.52kN-m 대비 74~83%의 에너지 전달율을 나타내었다. HSP-3번 말뚝에서는 램 중량 16tf 타격 후 최종 관입 시에는 13tf 유압해머로 0.9m 높이에서 타격한 결과 타격에너지 117.6kN-m(13tf 해머, 1.1m로 환산한 경우 140.14kN-m) 대비 83%의 에너지 전달율을 나타내었다.

총 타격횟수는 1,752~2,103타로 시험말뚝 HSP-1번이 가장 많은 것으로 분석되었다. 관입깊이에서는 50m로서 지질주상도상의 기반암 상단에 관입된 분석되었다.

표 3.14 LNG Plant 동재하시험 항타 관입성 분석결과

구분	관입 깊이	낙하고 (m)	타격당 관입량 (mm)	CSX (MPa)	CSI (MPa)	CSB (MPa)	DMX (mm)	EMX (kN-m)	RMX (kN)	총타 격수
HSP -1번	50.4 m	1.4	2이하	261.8	269.5	269.4	46	184.2	7350	2103
HSP -2번	49.9 m	1.4	2이하	207.6	245.7	220.5	47	162.6	5978	2032
HSP -3번	50.4 m	0.9	2이하	192.4	245.0	169.7	41	117.6	5194	1752

3.4.2 SNG Plant 동재하시험 시험결과 분석

표 3.15와 같이 Capwap 지지력 분석결과 시험말뚝 HSP5-T는 램 중량 10tf 유압해머로 시험하였으며, 시험말뚝 HSP4-C, HSP4-T, HSP5-C는 램 중량 13tf 유압해머로 시험하였다. 초기 항타 시험시점으로부터 1, 2, 3 차 Restrike 시험까지의 주면마찰력은 증가하였지만 선단지지력은 시간이 갈수록 감소하는 것으로 분석되었다. 주면마찰력은 시간효과에 따른 set-up효과에 기인한 것으로 판단되며, 이는 국내의 경우 정규압밀점토 및 느슨한 모래지반에서의 유사한 현상이라고 판단된다. 선단지지력의 경우에는 relaxation 현상으로 판단하기보다는 시간 경과에 의한 주면마찰력이 증가함으로써 시험 시 13tf, 10tf 유압해머의 타격에너지의 전달부족 때문에 발휘되지 못한 것으로 판단된다. 특히 선단지지력 Restrike 시 선단지지력이 감소하는 경향을 분석하였으며 이는 허용지지력을 과소평가하는 경향을 보였다. 시험말뚝 4개소의 허용지지력은 1656.2~2707.74KN로 분석되었으며 허용지지력은 유압해머 10tf 시험말뚝 HSP5-T가 가장 크고 HSP4-T가 가장 작은 것으로 분석되었으나 결과적으로 10tf 해머는 선단지지력이 가장 작은 것으로 분석되었다.

허용지지력은 각 시험시점에서 측정된 값으로서 시간효과가 충분히 반영되지 못한 것으로 판단되며, 타격에너지 부족에 의한 말뚝하부의 주면마찰력과 선단지지력이 충분히 발휘되지 못한 영향을 정량적으로 반영하지 못한 조건에서 분석하였다.

표 3.15 SNG Plant 동재하시험 Capwap 분석결과

Pile	시험구분	Capwap 분석결과(kN)			허용지지력 (kN)
		주면마찰력	선단지지력	전체지지력	
HSP4-C (47.4m)	초기항타	365.54	2946.86	3312.4	1656.2
	1일항타	994.7	2494.1	3488.8	1744.4
	8일항타	3580.92	809.48	4390.4	2195.2
HSP4-T (47.1m)	초기항타	507.64	3020.36	3528	1764
	1일항타	686.98	3018.4	3705.38	1852.69
	8일항타	3325.14	784	4109.14	2054.57
HSP5-C (47.4m)	초기항타	677.18	3224.2	3901.38	1950.69
	1일항타	2111.9	2219.7	4331.6	2165.8
	8일항타	4529.56	835.94	5365.5	2682.75
HSP5-T (47.8m)	초기항타	798.7	2611.7	3410.4	1705.2
	2일항타	2349.06	1756.16	4105.22	2052.61
	3일항타	3486.84	1138.76	4625.6	2312.8
	10일항타	4669.7	745.78	5415.48	2707.74

표 3.16과 같이 지지력 분포결과는 단위면적당 주면마찰력은 최종 Restrike 시험에 의한 값을 적용하였으며 이를 분석해보면 54.88~60.76kN/m²로 분석되었으며, 특히 하부 모래자갈층(35m 이하)에서는 98kN/m² 이상으로 분석되었다.

단위면적당 선단지지력은 항타 종료시점에서의 값을 기준으로 분석한 결과 406.4(HSP4-C,T)인 경우 22718.36~23284.8kN/m²로 분석되었으며, 508(HSP5-C,T)인 경우에는 12886.0~15905.4kN/m²로 분석되었다. 이처럼 시험말뚝 4개소의 단위면적당 주면마찰력은 유사한 수준을 나타내었으며, 단위면적당 선단지지력은 406.4 말뚝이 평균 60%정도 큰 것으로 분석되었다. 또한, HSP5-T 시험말뚝인 경우에는 램 중량 10tf로 타격하여 단위면적당 가장 낮은 선단지지력을 발휘하는 것을 분석하였다.

표 3.16 계속-SNG Plant 단위면적당 선단지지력 및 주면마찰력 분석결과

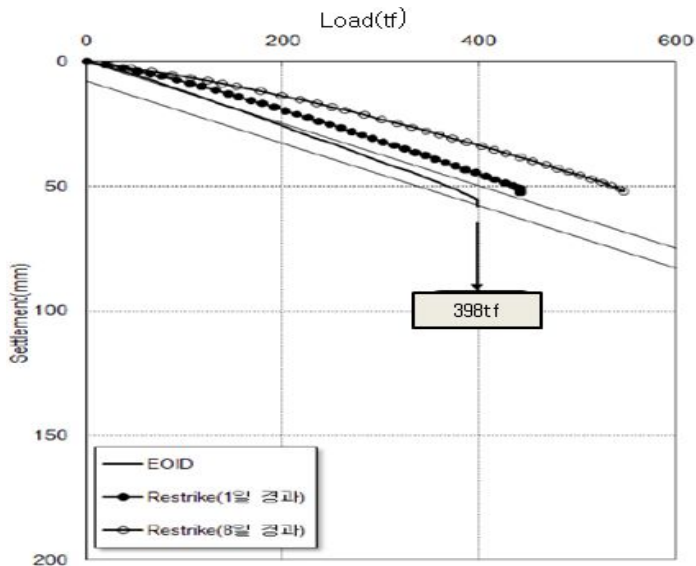
시험말뚝번호	깊이 (m)	단위면적당 주면마찰력 (Restrike 2)(kN/m ²)	단위면적당 선단지지력 (EOID)(kN/m ²)
HSP4-C	47.4	58.8	22718.36
HSP4-T	47.1	54.88	23284.8

표 3.16 계속-SNG Plant 단위면적당 선단지지력 및 주변마찰력 분석결과

시험말뚝번호	깊이 (m)	단위면적당 주변마찰력 (Restrike 2)(kN/m ²)	단위면적당 선단지지력 (EOID)(kN/m ²)
HSP5-C	47.4	59.78	15905.4
HSP5-T	47.8	60.76	12886.02

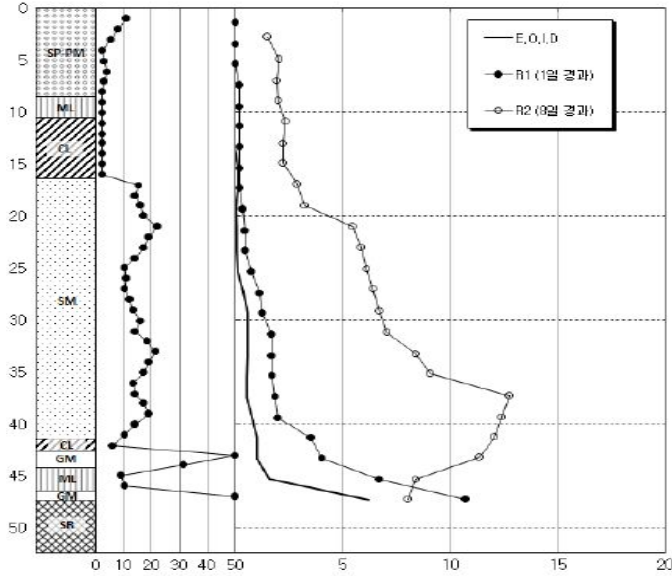
시간 경과에 따른 지지력 변화에서는 3차례에 걸쳐 Restrike 시험을 실시하였다. 시간효과를 분석하기 위하여 하중-침하량 곡선과 심도별 주변마찰력을 그림 3.9에 나타내었다. 시간효과 분석결과 set up에 의한 지지력 증가현상과 지반의 relaxation에 의한 지지력 감소현상으로 구분되는데 본 연구에서는 모든 말뚝에서 지반의 set up에 의한 지지력 증가현상이 확인되었다.

하중-침하량 곡선에서 시간 경과에 따른 지지력 증가는 최대하중 및 Davisson 방법에 따른 항복하중의 증가로 나타났으며, 침하량은 시간 경과에 따라 감소한 것으로 나타났다. 그림 3.10에서는 주변마찰력 분포와 같이 시간 경과에 따른 시간효과의 정도는 관입깊이에 따라 서서히 증가하는 것으로 나타났으며 실트질 점토층 중하부와 그 아래층은 자갈층 및 풍화암층에서 주변마찰력의 증가가 뚜렷한 것으로 나타났다.



(a) HSP4-C

그림 3.9 SNG Plant 하중-침하량 곡선



(a) HSP4-C

그림 3.10 SNG Plant 주변마찰력 분포

항타 관입성 분석결과 표 3.17과 같으며, 항타 압축응력은 허용 압축응력인 396MPa($0.9 \times 440\text{MPa}$)의 90%인 356.4MPa 이내가 되도록 조정하는 것으로 실시되었으며, 측정결과 243.7~299.7MPa로 당초 계획한 항타 시 항타응력기준에 만족한 것으로 분석되었다. 타격에너지에서는 HSP4-C, HSP4-T, HSP5-C 시험말뚝에 램중량 13ton 유압해머를 사용하여 연약층 관입 시 낮은 낙하고로(0.3~0.5m) 항타 하였으며, 최종적으로는 가용할 수 있는 최대 낙하 높이는 1.1m로 고정하였다. 최대 램 낙하고 조건에서 전달된 타격에너지는 11.2~12.7m로서 해머의 이론적인 타격에너지 140.14kN-m 대비 78~88%의 에너지 전달율을 나타내었다. HSP5-T 말뚝에서는 램 중량 10tf 해머로 낮은 낙하고로 항타 하였으며, 최종적으로는 최대 낙하높이인 1.1m 높이에서 타격한 결과 전달된 타격에너지는 96.04kN-m로서 해머 이론적인 타격에너지 107.8kN-m대비 89%의 에너지 전달율을 나타내었다.

406.4(HSP4-C,T) 고강도 강관말뚝 타격횟수는 687~711타, 508 초고강도 강관말뚝은 1044~1289타로 나타나 406.4(HSP4-C,T) 규격의 항타 시공성이 양호한 것으로 나타났으며 508(HSP5-C,T) 고강도 강관말뚝의 경우 13tf 해머가 10tf 해머보다 양호한 것으로 분석되었다. 관입깊이에서는 47.1~47.8m로서 지질주상도상(BH-2)의 하부 기반암 상단에 관입된 것으로 분석되었다.

표 3.17 SNG Plant 동재하시험 항타관입성 분석결과

구분	관입 깊이 (m)	낙하고 (m)	타격당 관입량 (mm)	CSX (MPa)	CSI (MPa)	CSB (MPa)	EMX (kN-m)	RMX (kN)	해머 (tf)	총타 격수
HSP 4-C	47.4	1.1	2.5	234.8	244.8	203.1	109.76	3234	13	711
HSP 4-T	47.1	1.1	2.3	246.6	259.1	217.0	124.46	3528	13	687
HSP 5-C	47.4	1.1	2.5	236.1	243.7	185.4	120.54	3822	13	1044
HSP 5-T	47.8	1.1	2.5	232.3	299.7	162.6	96.04	3528	10	1289

3.4.3 5소결 Plant 동재하시험 시험결과 분석

표 3.18와 같이 Capwap 지지력 분석결과 시험말뚝 강관말뚝, PHC말뚝, 고강도 강관말뚝, 복합말뚝은 램 중량 10tf 유압해머로 시험하였다. 초기 항타 시험시점으로부터 1, 2차 Restrike 시험까지의 주변마찰력은 증가한 반면에 선단지지력은 강관말뚝 508×12.7 제외한 나머지 시험말뚝에서 시간이 갈수록 감소하는 것으로 분석되었다. 주변마찰력은 시간효과에 따른 set up효과에 기인한 것으로 판단된다. 선단지지력의 경우에는 relaxation 현상으로 판단하기보다는 시간 경과에 의한 주변마찰력이 증가함으로써 시험 시 10tf 유압해머의 타격에너지의 전달 부족 때문에 발휘되지 못한 것으로 판단된다. 특히 강관말뚝 508×12.7 제외한 나머지 선단지지력 Restrike 시 선단지지력이 감소하는 경향을 분석하였으며 이는 허용지지력을 과소평가하는 경향을 보였다. 시험말뚝의 재질별, 종류별, 직경별 허용지지력 분석결과 고강도 강관말뚝(406.4×12)이 가장 높은 결과 값을 나타냈으며 복합말뚝(400×65+406.4×12.7)이 가장 낮은 값을 나타냈다.

허용지지력은 각 시험시점에서 측정된 값으로서 시간효과가 충분히 반영되지 못한 것으로 판단되며, 타격에너지 부족에 의한 말뚝하부의 주변마찰력과 선단지지력이 충분히 발휘되지 못한 것으로 판단된다.

표 3.18 5소결 Plant 동재하시험 Capwap 분석결과

Pile	시험구분	Capwap 분석결과(kN)			허용지지력 (kN)
		주면마찰력	선단지지력	전체지지력	
406.4×9.5 (강관말뚝)	초기항타	1067.22	1223.04	2290.26	1144.64
	6일항타	2076.62	480.2	2556.82	1277.92
508.0×12.7 (강관말뚝)	초기항타	1911	805.56	2716.56	1358.28
	5일항타	2665.6	969.22	3634.82	1816.92
500×80 (PHC말뚝)	초기항타	869.26	1867.88	2736.16	1368.08
	5일항타	1423.94	1586.62	3010.56	1505.28
600×90 (PHC말뚝)	초기항타	863.38	1977.64	2842	1421
	5일항타	1490.58	1767.92	3258.5	1628.76
406.4×9 (고강도 강관)	초기항타	869.26	1766.94	2637.18	1318.1
	7일항타	2361.8	941.78	3302.6	1651.3
406.4×12 (고강도 강관)	초기항타	855.54	2903.74	3760.26	1879.64
	7일항타	2673.44	1066.24	3739.68	1869.84
400×65+ 406.4×12.7 (복합말뚝)	초기항타	1005.48	1019.2	2025.66	1012.34
	5일항타	1561.14	772.24	2333.38	1166.2
500×80+ 508×12.7 (복합말뚝)	초기항타	1902.18	1262.24	3163.44	1581.72
	5일항타	2257.92	1224.02	3481.94	1740.48

표 3.19과 같이 지지력 분포결과는 단위면적당 주면마찰력은 최종 Restrike 시험에 의한 값을 적용하였으며, 이를 분석해보면 강관말뚝인 경우 단위면적당 주면마찰력은 47.53~49.098kN/m², PHC 말뚝은 34.888~28.126kN/m², 고강도강관말뚝 54.096~61.348kN/m², 복합말뚝 36.456~41.944kN/m²로 분석되었으며, 분석결과 단위면적당 주면마찰력은 고강도 강관말뚝이 가장 우수하며, PHC 말뚝이 가장 낮은 것으로 분석되었다.

단위면적당 선단지지력은 항타 종료시점에서의 값을 기준으로 분석한 결과 강관말뚝인 경우 단위면적당 선단지지력은 9477.482~3967.138kN/m², PHC 말뚝은 9529.128~6989.066kN/m², 고강도강관말뚝 13700.2~20090.59kN/m², 복합말뚝 7067.368~6189.974 kN/m²로 분석되어 이중 고강도 강관말뚝이 단위면적당 선단지지력이 가장 크며, 나머지 강관말뚝, PHC, 복합말뚝에서는 유사한 값을 보였다. 강관말뚝 508×12.7 경우에는 램 중량 10ton로 타격하여 단위면적당 가장 낮은 선단지지력을 발휘하는 것으로 결과를 얻었다.

표 3.19 5소결 Plant 단위면적당 선단지지력 및 주면마찰력 분석결과

시험말뚝번호	깊이 (m)	단위면적당 주면마찰력 (Restrike 1)(kN/m ²)	단위면적당 선단지지력 (EOID)(kN/m ²)
406.4×9.5 (강관말뚝)	34	47.53	9477.482
508.0×12.7 (강관말뚝)	33.7	49.098	3967.138
500×80 (PHC말뚝)	31.3	34.888	9529.128
600×90 (PHC말뚝)	28.8	28.126	6989.066
406.4×9 (고강도 강관)	34.9	54.096	13700.2
406.4×12 (고강도 강관)	34.8	61.348	20090.59
400×65+406.4×12.7 (복합말뚝)	34	36.456	7067.368
500×80+508×12.7 (복합말뚝)	34.5	41.944	6189.974

강관말뚝 향타 관입성 분석에서는 향타 압축응력은 허용 압축응력인 255MPa (0.9×284MPa)의 90%인 229.5MPa 이내가 되도록 조정하는 것으로 실시되었으며, 측정결과 174.16~203MPa로 당초 계획한 향타 시 향타응력 기준에 만족한 것으로 분석되었다. 타격에너지에서는 시험말뚝에 램 중량 10tf 유압해머를 사용하여 0.8~1.1m 낙하고로 향타 하였으며, 최대 램 낙하고 조건에서 전달된 타격에너지는 4.9~8.4m로서 해머의 이론적인 타격에너지 78.4~107.8kN-m 대비 61~76%의 에너지 전달율을 나타내었다.

PHC 말뚝 향타관입성 분석에서는 향타 압축응력은 허용 압축응력 47.07MPa (0.6×78.45MPa)의 90%인 42.36MPa 이내가 되도록 조정하는 것으로 실시되었으며, 측정결과 27.75~28.24MPa로 당초 계획한 향타 시 향타응력 기준에 만족한 것으로 분석되었다. 타격에너지에서는 시험말뚝에 램 중량 10tf 유압해머를 사용하여 0.7~1m 낙하고로 향타 하였으며, 최대 램 낙하고 조건에서 전달된 타격에너지는 5.2 ~ 7.3m로서 해머의 이론적인 타격에너지 68.6~98kN-m 대비 41~73%의 에너지 전달율을 나타내었다

고강도 강관말뚝 향타 관입성 분석에서는 향타 압축응력은 허용압축응력인 396MPa(0.9×440MPa)의 90%인 356.4MPa 이내가 되도록 조정하는 것으로 실시되었으며, 측정결과 266.74~269.97MPa로 당초 계획한 향타 시 향타응력 기

준에 만족한 것으로 분석되었다. 타격에너지에서는 시험말뚝에 램 중량 10tf 유압해머를 사용하여 1.0~1.2m 낙하고로 향타 하였으며, 최대 램 낙하고 조건에서 전달된 타격에너지는 7.9~8.2m로서 해머의 이론적인 타격에너지 98~117.6kN-m 대비 65~82%의 에너지 전달율을 나타내었다.

복합말뚝 향타 관입성 분석에서는 향타 압축응력은 허용압축응력인 255MPa (0.9×284MPa)의 90%인 229.5MPa 이내가 되도록 조정하는 것으로 실시되었으며, 측정결과 25.10~30.69MPa로 당초 계획한 향타 시 향타응력 기준에 만족한 것으로 분석되었다. 타격에너지에서는 시험말뚝에 램 중량 10tf 유압해머를 사용하여 0.6~0.8m 낙하고로 향타 하였으며, 최대 램 낙하고 조건에서 전달된 타격에너지는 4.0~6.0m로서 해머의 이론적인 타격에너지 58.8~78.4kN-m 대비 66~75%의 에너지 전달율을 나타내었다.

재질별 타격횟수는 고강도 강관말뚝이 가장 크며, PHC 말뚝이 적은 것으로 분석되었다. 고강도 강관말뚝은 451~457타, 강관말뚝은 390~446타로 , PHC 말뚝은 366~390타, 복합말뚝 285~411타 나타나 향타 시공성이 양호한 것으로 나타났으며 재질이 강관일 경우 대체적으로 말뚝타격횟수가 증가되었다. 향타 관입성 분석결과는 표 3.20과 같다.

표 3.20 5소결 Plant 동재하시험 향타 관입성 분석결과

Pile	관입 깊이 (m)	낙하고 (m)	타격당 관입량 (mm)	CSX (MPa)	CSB (MPa)	TSX (MPa)	EMX (kN-m)	해머 (tf)	총타 격수
406.4×9.5 (강관말뚝)	34	0.8	1	203	158.38	1.27	48.02	10	446
508.0×12.7 (강관말뚝)	33.7	1.1	2	174.16	102.67	11.76	82.32	10	390
500×80 (PHC말뚝)	26.8	0.7	4	27.75	20.39	0	50.96	10	366
600×90 (PHC말뚝)	28.8	1	1	28.24	18.33	3.72	71.54	10	390
406.4×9 (고강도강)	34.9	1	2	269.97	228	55.79	80.36	10	451
406.4×12 (고강도강)	35	1.2	2	266.74	248.69	65.21	77.42	10	457
400×65+ 406.4×12.7	33.5	0.6	2	30.69	94.73	6.66	39.2	10	285
500×80+ 508×12.7	34	0.8	2	25.10	124.64	20.69	58.8	10	411

3.5 정재하시험 시험결과 분석

정재하시험은 사하중을 이용한 정적압축 재하시험(ASTM D 1143)을 실시하였다. 재하방법은 ASTM D 1143의 표준재하방법을 근거로 하되, 하중 - 순침하량 해석 등 보다 신뢰성 있는 분석을 위하여 반복재하방법과 급속재하방법을 이용하여 실시하였다.

3.5.1 LNG Plant 시험결과 분석

정재하시험의 경우 타격 후 19일이 경과한 시점에서 정재하시험(압축)을 실시하였다. 말뚝재료의 허용 축 하중(572tf)의 200% 이상인 1,200tf까지 재하하였다. 재하시험결과 하중 침하량 관계는 침하량이 점차 증가하는 곡선 형태를 나타내고 있으며 최대시험하중단계(1,200tf)까지 뚜렷한 항복의 징후는 나타나지 않았다. 단 재하하중 900tf 단계에서는 Hansen의 전침하량인(10%)인 71.12mm에 근접하였고, 하중 재하 시 측정된 잔류침하량이 17.87mm로서 DIN의 잔류침하량기준 17.78mm(말뚝직경의 2.5%)에 도달한 것으로 분석되었다.

극한하중 분석에서는 Brinch Hansen의 80% 및 Mazurkiewicz의 판정방법, Brinch Hansen의 90%에서는 해석되지 않았으며, Chin의 판정방법에서는 1,666tf, Stability Plot 판정방법에서는 889tf로 분석되었다.

표 3.21 계속-LNG Plant 압축재하 시험결과 (파일길이 50.4m)

재하단계	시험하중	침하량(mm)		
		전체침하	잔류침하	탄성침하
1	60	0.92		
	120	2.89		
	180	6.37		
	240	10.55		
	300	15.52	0.59	2.71
2	360	20.24		
	420	24.67		
	480	30.05		
	540	35.28		
	600	40.98	2.78	5.41

표 3.21 계속-LNG Plant 압축재하 시험결과 (파일길이 50.4m)

재하단계	시험하중	침하량(mm)		
		전체침하	잔류침하	탄성침하
3	660	47.43		
	720	52.55		
	780	58.06		
	840	64.15		
	900	70.75	6.14	6.60
4	960	77.51		
	1020	84.23		
	1080	91.06		
	1140	98.99		
	1200	107.63	17.79	0.09

1) Chin의 판정방법

Chin의 수학적 판정기법을 적용해 분석한 결과 표 3.22와 같다.

표 3.22 LNG Plant Chin 분석결과

시험번호	$S-S/P$ 의 직선구간 1차식	기울기(m_2)	극한하중(tf)
HSP-1	$y = 0.0006x + 0.0373$	0.0006	1,666

2) Stability Plot 판정방법

Stability Plot 판정방법은 Chin의 수학적 판정방법을 이용하여 분석한 결과 표 3.23과 같다.

표 3.23 LNG Plant Stability Plot 판정 분석결과

시험번호	$S-S/P$ 의 직선구간 1차식	기울기(m_2)	절편(c)	극한하중(tf)
HSP-1	$y = 0.0006x + 0.0373$	0.0006	0.0373	889

표 3.24 LNG Plant 극한하중 분석결과

구 분	극한 하중판정(tf)				
	Brinch Hansen의 80%	Brinch Hansen의 90%	Mazurkiewicz의 판정방법	Chin의 판정방법	Stability Plot 판정방법
HSP-1	-	-	-	1666	889

국내의 항복하중해석 기준인 S-Log t, Log P - Log S, ds/d(log t) - P를 적용한 결과 분명한 항복점이 나타나지 않아 허용지지력이 600tf 이상으로 분석되었다. Davisson방법에서는 국내의 판정기준과 같이 항복하중에 상응하는 offset line과 만나지 않아 허용지지력은 600tf 이상으로 분석되었다.

표 3.25 LNG Plant 항복하중 분석결과

구 분	항복 하중판정(tf)				허용지지력 판정 (tf)
	S-Log t	Log P - Log S	ds/d(log t) - P	Davisson 방법	
HSP-1	1200	1200	1200	1200	600

전침하량기준으로 극한하중을 평가하는 방법은 상대침하량기준과 절대 침하량 기준으로 구분하여 광범위한 방법이 있다. 본 연구에서는 다양한 전침하량기준 중에서 국내의 타입식 말뚝에 많이 적용되고 있는 0.1D의 상대침하량기준과 25.4mm, 20mm의 기타 등으로 극한하중을 추정하였다. 분석결과 표 3.26과 같이 인도 IS:2911 기준에서 최소값으로 분석되었으며, 최대값으로는 우크라이나 건축시공 과학연구소 기준이 높은 것으로 분석되었다.

표 3.26 계속-LNG Plant 기준별 전침하량 분석결과

기준명 또는 제안자	침하량기준 (mm)	허용 지지력 안전율	판정 (tf)	비 고
프랑스	20	-	370	
벨기에	20	-	370	
체코슬로바키아	15~20	2.0	290~370	
오스트리아	25	-	420	
네덜란드	25.4	-	430	
뉴욕시 기준	25.4	-	430	
인도 IS:2911 기준	12	1.5	280	

표 3.26 계속-LNG Plant 기준별 전침하량 분석결과

기준명 또는 제안자	침하량기준 (mm)	허용 지지력 안전율	판정 (tf)	비 고
MUNS (1959)	20	-	370	
Terzaghi / Peck (1961)	50.8	2.0	690	
Terzaghi / Peck (1967)	25.4	1.5	430	
Woodward (1972)	12.7~25.4	1.5~2.0	285~430	
Touma / Reese (1974)	25.4	2.0	430	
키에프 건축공정 연구소	30~40	-	-	
우크라이나건축시공 과학연구소	80	-	985	부등침하에 민감하지않은 구조물
	40	-	595	부등침하에 민감한구조물
일본 토질공학회	0.1D	-	903	제2한계하중
영국 기초공업 기준	0.1D	-	903	
Tomlinson	0.1D	-	903	
일본 토질공학회	25	-	420	
러시아	40~80	-	-	
De Beer	0.1D	-	903	항타 말뚝

전침하량에서 탄성침하량을 뺀 잔류침하량기준이 있다. 잔류침하량기준은 순침하량 기준이라고 한다. 영국의 BS8004 Code(1986)에서는 말뚝두부의 전침하량이 말뚝 선단부 직경의 10%를 이동하였을 때의 하중을 극한하중으로 간주하고 있으며 일반적으로 안전율은 2에서 3사이의 값을 추천하고 있다. 순침하량은 하중제거시의 탄성침하량을 배제한 잔류침하량을 기준으로 하여, 지반의 특성을 더욱 잘 반영하므로 많은 설계기준에서 채택되고 있다. 순침하량 기준으로 극한하중을 평가하는 방법은 3.3.2에 제시된 바와 같이 상대침하량기준과 절대침하량 기준으로 구분하여 광범위한 방법이 있다. 대표적인 기준으로는 제시한 DIN의 말뚝직경의 2.5% 순침하량 기준, New York City, BOCA, Uniform Building기준에서 채택한 0.254mm/t의 순침하량 기준, COE에서 사용하는 6.3mm 순침하량 기준이 있다. 본 연구에서는 다양한 순침하량 분석결과 최소값으로 인도 IS:2911 기준 890tf로 분석되었으며, 최대값으로는 독일 DIN 4026 기준, 일본건축기초구조에서 1200tf로 분석되었다.

표 3.27 LNG Plant 기준별 순침하량 분석결과

기준명 또는 제안자	침하량기준 (mm)	허용지지력을 구할때의 안전율	판정 (tf)
독일 DIN 4026 기준	2.5%D	-	1,200
미국	2%D	-	1,090
일본건축기초구조 설계기준·동해설	2.5%D	3.0	1,200
덴마크기초실용기준 DS:415-1965	10%D	-	-
미국 도로교 설계기준	6.3	-	900
미국 AASHTO 기준	6.3	-	900
미국 루이지아나 도로교	6.3	2.0	900
미국 보스톤 건축기준	12.7	2.0	1,050
인도 IS:2911 기준	6	1.5	890
캐나다 건축기준	25	-	-
파리 Veritas 사무소	20	2.0	-
Magnel(1948)	8	-	950
Mansur/Kaufman	6.3	-	900
Woodward	12.7	1.5	1,050

표 3.28 LNG Plant 정재하시험 분석결과

구 분	가정한 설계하중(tf)	최대 시험하중 (tf)	전체침하량(mm)		잔류침하량(mm)	
			가정 설계하중 100%단계	가정 설계하중 200%단계	가정 설계하중 100%단계	가정 설계하중 200%단계
HSP-1	600	1,200	40.98	107.63	2.78	17.87

(1) 인발재하시험 분석 결과

인발재하시험의 경우 타격 후 22일이 경과한 시점에서 시험을 실시하였다. 시험말뚝의 추정허용 인발력은 350 정도로 가정하였으며 인발재하시험 시 최대 시험하중을 추정허용 인발력의 200%인 700tf로 계획하였다. 인발재하시험결과 하중-인발량 관계는 재하하중 490tf까지 인발량 증가량이 점차 커지는 포물선 형태를 나타내고 있으며, 이후 재하하중단계 525tf에서 인발량이 급격히 증가, 항복상태에 도달하는 양상을 얻었다. 시험은 525tf(추정허용 인발력의 150%)까지 재하하였으며, 이때 전체 인발량은 81.42mm, 하중 재하 시 잔류 인발량은 64.94mm로서 항복상태를 지나서 극한상태로 진행되는 양상을 보였다. 이상 시험결과를 이용하여 허용인발력을 평가하기 위하여 항복하중 해석기준인 S-Log

t, Log P - Log S, ds/d(log t) - P 분석방법 및 Fuller방법을 적용하였다. 분석결과 S-Log t, Log P - Log S, ds/d(log t) - P곡선에서는 분명한 항복하중을 의미하는 변곡점이 480~525tf에서 분명히 나타났으며, Fuller 방법에서도 500tf에서 offset line과 교차하는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서는 4가지 분석방법에 의한 항복하중을 평균한 497.5tf, 안전율 2.0을 적용한 결과 248tf로 분석되었다.

표 3.29 LNG Plant 인발재하시험 분석결과

구 분	관입 깊이 (m)	최대 시험 하중 (tf)	전체 인발량 (mm)	잔류 인발량 (mm)	항복하중(tf)				허용 인발력 (tf)
					S-log t	log p-log s	ds/d (log t)-P	Fuller 방법	
HSP-2	49.9	525	81.42	64.94	525	480	485	500	248

(2) 하중전이 시험결과

정적압축 말뚝재하시험 수행 시기 설치된 변형률계 (Vibratiog Wire Type Strain Gauge)의 단계별 하중재하에 따른 거동을 측정/분석하여 시험말뚝의 지반조건(지층별)에 따른 주변마찰력 및 선단지지력의 분리측정, 단위지지력 평가를 시험함으로써 하중전이 메커니즘(Load Transfer Mechanism)을 분석하였다. 연구 성과는 말뚝주면에서의 하중전이 특성(t-z curve) 측정(주변마찰력)과 말뚝선단에서의 하중전이 특성(q-z 곡선) 측정(선단지지력)하였다. 하중 모니터링 사양 및 수량은 표 3.30과 같다.

표 3.30 LNG Plant 모니터링 사양 및 수량

구분	수행내용	투입계측기	사 양	수 량	비 고
말뚝 계측	하중전이 모니터링	Strain gauge	Vibrating wire type(Arc weldable)기준	1개말뚝 (2ea/level, 20 levels/pile) 총 40 gages	강관말뚝 표면에 심도별로 설치

지반조사결과 BH-1 구간에 실시하였으며, 스트레인게이지 설치 심도는 최하단에 우선 배치하여 상부 재하하중에 따른 주변마찰력과 선단지지력을 크게 나누어 분석하기 위해 가능한 최하부에 설치를 시작으로 시험말뚝 당 총 20 levels에 180도 간격으로 2열 설치하는 것으로 계획하였다.

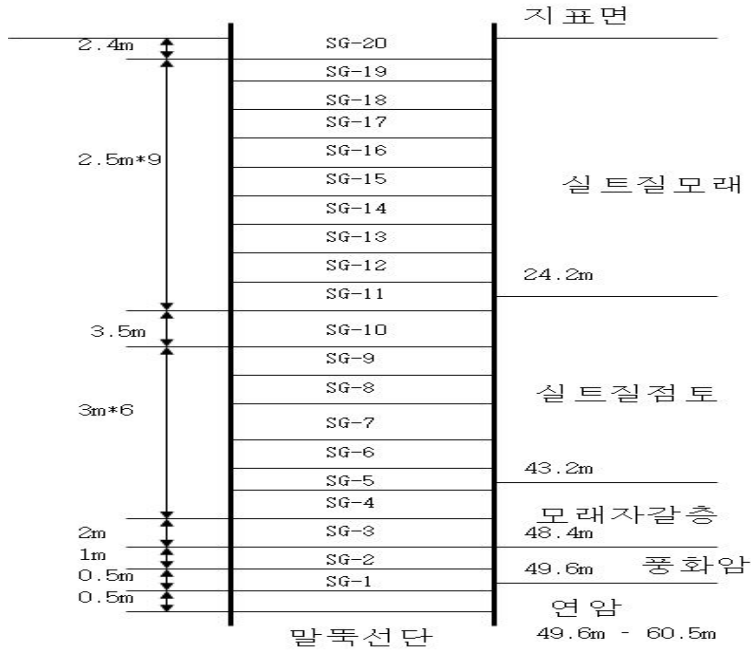


그림 3.11 LNG Plant Strain gage 설치 단면도

시험말뚝제작은 진동현식 Strain gauge를 설치하여 시험말뚝을 준비하였다. 센서의 부착은 말뚝 표면에 용접부착방식으로 설치하였다.

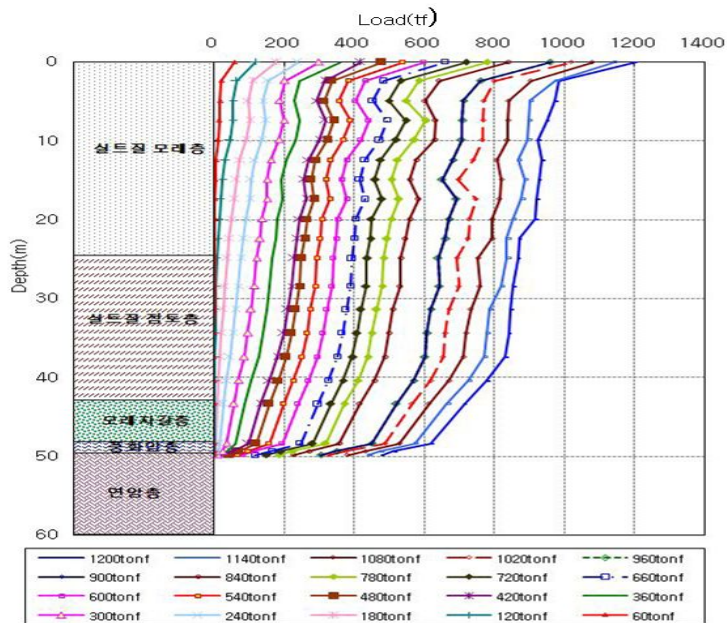


그림 3.12 LNG Plant 재하하중 및 심도별 축력분포

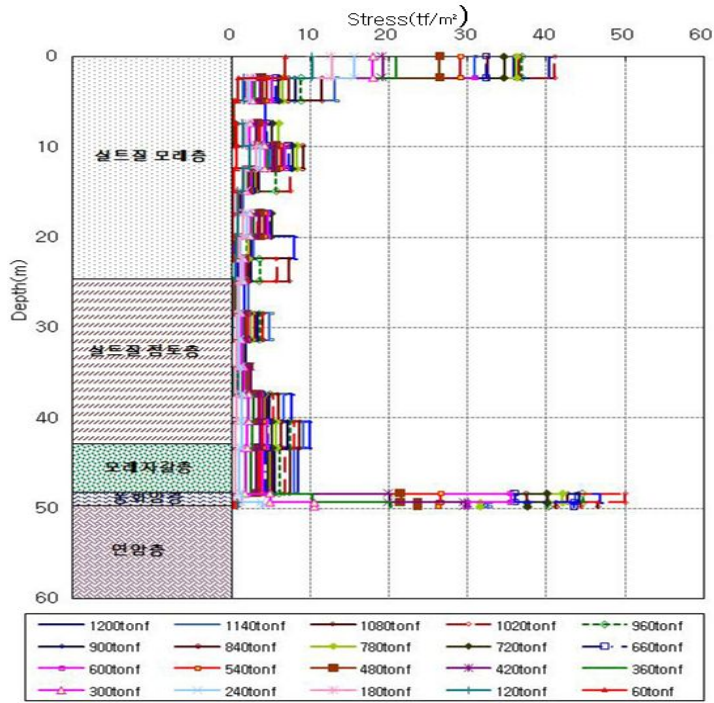


그림 3.13 LNG Plant 재하하중 및 심도별 단위주면마찰력 분포

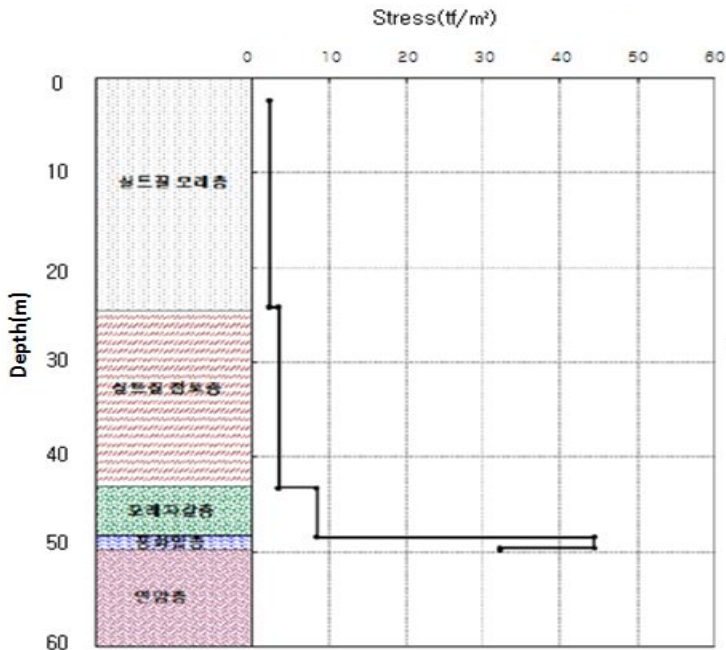


그림 3.14 LNG Plant 최대하중에서의 단위주면마찰력 분포

재하하중 및 심도별 축력분포는 그림 3.12와 같으며 심도 2.4m 이후부터 심도 37.4m 부근까지 완만한 형태의 곡선을 나타내고 있다. 이후 축 하중은 비교적 급하게 변화하는 양상을 나타내었으며 최대시험하중(1,200tf) 재하시 선단부에 전달된 축하중은 479tf로 분석되었다.

그림 3.13에서 같이 지표면에서 심도 2.4m까지의 단위주면마찰력이 비정상적으로 크게 나타났다. 이는 시험 시 반력으로 사용된 사하중의 영향인 것으로 보여 차후의 판단에서 배제하였다.

그림 3.14에서는 재하하중 및 심도별 단위주면마찰력은 모래자갈층부터 비교적 큰 변화를 나타내고 있으며, 풍화암에서 최대의 주면마찰력이 발휘하는 것으로 나타났다. 최대하중 재하 시 지층별 단위 주면마찰력은 표 3.31과 같다. 단위주면마찰력-변위 관계곡선에서 상부 토사층은 극한주면저항에 도달하는 것을 명확하게 볼 수 있으며, 자갈층 및 풍화암층의 경우도 거의 극한값에 도달하는 양상을 보이는 것으로 분석되었다. 반면, 연암층은 데이터가 불안정한 양상을 보여 거동을 명확히 평가할 수는 없으나, 최대하중 조건까지 지속적으로 증가하고 있음을 볼 수 있으며 극한이나 항복현상을 판정하기에는 다소 불명확한 계측결과라고 평가된다.

표 3.31 LNG Plant 심도별 주면마찰력 분석결과(최대하중 1,200tf 재하 시)

심도(m)	지층	단위주면마찰력(tf/m ²)
2.4~24.2	실트질 모래층	2.36
24.2~43.2	실트질 점토층	3.51
43.2~48.4	모래자갈층	8.52
48.4~49.6	풍화암층	44.43
49.6~49.9	연암층	32.1

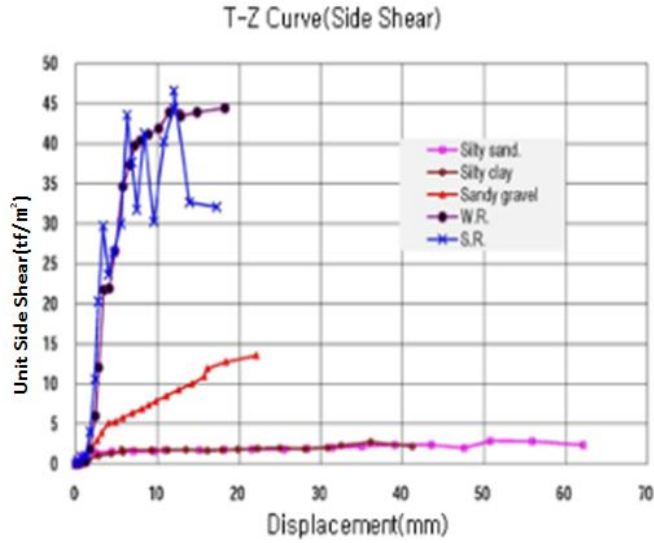


그림 3.15 LNG Plant 지층별 단위주면마찰력-변위거동

최대하중 재하 시까지의 말뚝선단 변위와 단위선단지지력의 관계를 도시하였다. 그림 3.16과 같이 선단변위 약 17mm 정도까지 지속적으로 증가하는 경향을 보이고 있으며, 아직 항복이나 극한현상의 징후는 보이지 않았다. 확인된 최대 단위선단지지력은 약 $1,200\text{tf/m}^2$ 정도인 것으로 분석되었다.

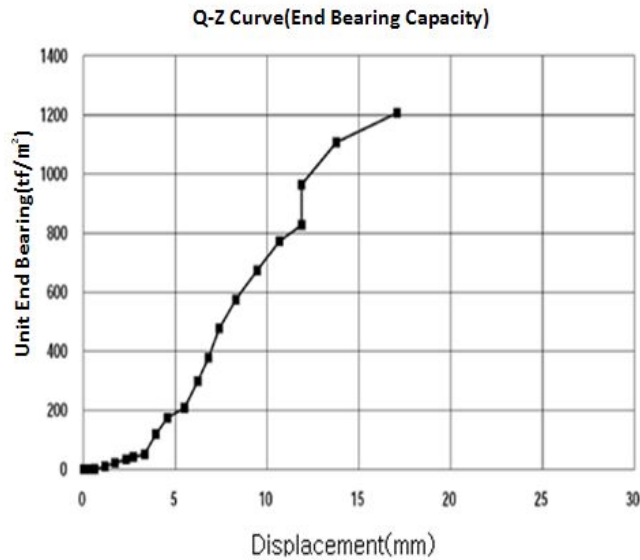


그림 3.16 LNG Plant 단위선단지지력-변위거동

3.5.2 SNG Plant 시험결과 분석

정재하시험의 경우 타격 후 406.4×12 고강도 강관파일은 24일이 경과한 시점에서 정재하시험(압축)을 실시하였으며, 508.0×12 초고강도 강관파일은 19일이 경과한 시점에서 정재하시험을 실시하였다. 말뚝재료의 허용 축하중에서는 406.4×12 시험말뚝에서(300tf)는 200% 이상인 750tf까지 재하하였으며, 508×12 시험말뚝에서(300tf)는 200% 이상인 900tf까지 재하하였다. 406.4×12 초고강도 강관말뚝에서의 순침하량은 하중재하 시 측정된 잔류침하량이 10.16mm로서 최대하중인 750tf 재하후 언로딩 시 순침하량 59.76mm로 확인되었으며, 순침하량 분석기준인 외국의 설계기준에 준하여 볼 때 안전율을 고려한 허용지지력은 269.8tf/본으로 분석되었다.

표 3.32 SNG Plant 압축 재하시험 결과

(a) 고강도 강관말뚝 406.4×12t (파일길이 47.4m)

재하단계	시험하중	침하량(mm)		
		전체침하	잔류침하	탄성침하
0	0	0	0	0
1	75	2.86		
	150	8.71	0	8.71
2	225	17.04		
	300	26.07	1.04	25.03
3	375	37.35		
	450	49.57	3.55	46.02
4	525	66.30		
	600	84.98	14.63	70.35
5	675	116.71		
	750	155.07	59.76	95.31

(b) 고강도 강관말뚝 508×12t (파일길이 47.4m)

재하단계	시험하중	침하량(mm)		
		전체침하	잔류침하	탄성침하
	0	0	0	0
1	75	2.86		
	150	8.71	0	8.71
2	225	17.04		
	300	26.07	1.04	25.03
3	375	37.35		
	450	49.57	3.55	46.02
4	525	66.30		
	600	84.98	14.63	70.35
5	675	116.71		
	750	155.07	59.76	95.31
6	825	128.46		
	900	152.77	55.98	96.79

1) Brinch Hansen의 80%

국내·외 대상말뚝에 대해 Brinch Hansen(1963)의 80% 기준에 의한 수학적 기법을 이용하여 표 3.33과 같이 분석되었다.

표 3.33 SNG Plant Brinch Hansen의 80% 분석결과

시험번호	직선구간 1차식	기울기(C ₁)	절편(C ₂)	극한하중(tf)
406	$y = 0.0176x + 13.919$	0.0176	13.919	1,012
508	$y = 0.0138x + 11.935$	0.0138	11.935	1,232

2) Mazurkiewicz의 판정방법

하중-침하량 곡선에서 말뚝두부의 침하량을 같은 크기로 분할하여 분석한 결과 표 3.34와 같다.

표 3.34 SNG Plant Plant Mazurkiewicz 분석결과

시험번호		극한하중(tf)
고강도말뚝	406	470이상
	508	780이상

3) Chin의 판정방법

Chin의 수학적 판정기법을 적용해 분석결과 표 3.35와 같다.

표 3.35 SNG Plant Chin 판정 분석결과

시험번호	$S-S/P$ 의 직선구간 1차식	기울기(m_2)	극한하중(tf)
406	$y = 0.001x + 0.0534$	0.001	1,000
508	$y = 0.0008x + 0.0472$	0.0008	1,250

4) Stability Plot 판정방법

Stability Plot 판정방법은 Chin의 수학적 판정방법을 이용하여 표 3.36과 같이 분석되었다.

표 3.36 SNG Plant Stability Plot 판정 분석결과

시험번호	$S-S/P$ 의 직선구간 1차식	기울기(m_2)	절편(c)	극한하중(tf)
406	$y = 0.001x + 0.0534$	0.001	0.0534	431
508	$y = 0.0008x + 0.0472$	0.0008	0.0472	578

표 3.37 SNG Plant 극한하중 분석결과

구 분	극한 하중판정(tf)				
	Brinch Hansen의 80%	Brinch Hansen의 90%	Mazurkiewicz의 판정방법	Chin의 판정방법	Stability Plot 판정방법
406	1012	-	470	1000	431
508	1232	-	780	1250	578

항복하중 해석에서는 기준인 $p-s$, $\log P - \log S$, $ds/d(\log t) - P$ 를 적용한 결과 $p-s$ 곡선에서는 2배 하중을 600tf 재하이전까지는 완만한 포물선 형태의 하중-침하거동을 보이나, 최대 재하하중단계인 7500tf재하 시 확인된 전체침하량은 155mm(잔

류침하: 55.76mm, 탄성침하제거)정도 발생하였다. 이와 같은 결과로 미루어 본 시험말뚝의 항복하중은 555.5tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 허용지지력은 277.8tf/본으로 판단할 수 있다. Log P - Log 분석에서는 항복하중은 552.3tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 276.2tf/본 판단할 수 있다. ds/d(log t) - P 분석에서는 항복하중은 460.7tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 230.4tf/본으로 분석되었다. Davisson offset line에 의한 항복하중은 662tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 230.4tf/본으로 분석되었다.

508.0×12 초고강도 강관말뚝에서의 순침하량은 하중 제하 시 측정된 잔류침하량이 12.70mm로서 최대하중인 900tf 재하후 언로딩 시 순침하량 55.98mm로 확인되었으며, 순침하량 분석기준인 외국의 설계기준에 준하여 볼 때 안전율을 고려한 허용지지력은 344.9tf/본으로 분석되었다.

P-S 곡선분석에서는 2.5배 하중을 750tf 재하이전까지는 완만한 포물선 형태의 하중-침하거동을 보이거나, 이후 750tf 재하 시부터 점차 침하량의 증가가 관찰되며 항복하중이 확인되었다. 최대 재하하중단계인 900tf 재하 시 확인된 전체침하량은 152.77mm(잔류침하: 55.98mm, 탄성침하제거)정도 발생하였다. 이와 같은 결과로 미루어 본 시험말뚝의 항복하중은 644.5tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 허용지지력은 322.3tf/본으로 판단할 수 있다. Log P - Log 분석에서는 항복하중은 595.3tf 정도로 판정할 수 있으며 안전율을 고려한 허용지지력은 297.7tf/본 판단할 수 있다. ds/d(log t) - P 분석에서는 항복하중은 505.9tf 정도로 판정할 수 있으며 안전율을 고려한 허용지지력은 253tf/본으로 분석되었다. Davisson offset line에 의한 항복하중은 761tf 정도로 판정할 수 있으며 안전율을 고려한 허용지지력은 380.5tf/본으로 판단할 수 있다.

표 3.38 SNG Plant 항복하중 분석결과

구 분	항복 하중판정(tf)				허용지지력 판정 (tf)
	P - S	Log P - Log S	ds/d(log t) - P	Davisson 방법	
406	555.5	552.3	460.7	662	277
508	644.5	595.3	505.9	761	319

전침하량에서 탄성침하량을 뺀 잔류침하량기준이 있다. 잔류침하량기준은 순침하량 기준이라고 한다. 영국의 BS8004(1986)에서는 말뚝두부의 전침하량이 말뚝선단부 직경

의 10%를 이동하였을 때의 하중을 극한하중으로 간주하고 있으며 일반적으로 안전율은 2에서 3사이의 값을 추천하고 있다. 순침하량은 하중제거시의 탄성침하량을 배제한 잔류침하량을 기준으로 하여, 지반의 특성을 보다 잘 반영하므로 많은 설계기준에서 채택되고 있다. 순침하량 기준으로 극한하중을 평가하는 방법은 3.3.2에 제시된 바와 같이 상대침하량기준과 절대침하량 기준으로 구분하여 광범위한 방법이 있다. 대표적인 기준으로는 제시한 DIN의 말뚝직경의 2.5% 순침하량 기준, New York City, BOCA, Uniform Building기준에서 채택한 0.254mm/t의 순침하량 기준, COE에서 사용하는 6.3mm 순침하량 기준이 있다.

본 연구에서는 전침하량 분석결과 406 및 508 고강도 강관말뚝에서는 최소값으로 체코슬로바키아 기준으로 분석되었으며, 최대값으로는 우크라이나건축시공 과학연구소 기준값이 선정되었다. 508고강도 강관말뚝에서는 최소값으로 체코슬로바키아 기준으로 분석되었다.

표 3.39 계속-SNG Plant 전침하량 분석결과

기준명 또는 제안자	침하량 기준 (mm)	안전율	406 (tf)	508 (tf)
프랑스	20		250	290
벨기에	20		250	290
체코슬로바키아	15~20	2.0	200~240	240~290
오스트리아	25		290	340
네덜란드	25.4		295	350
뉴욕시 기준	25.4		295	350
인도 IS:2911 기준	12	1.5	190	200
MUNS (1959)	20		250	290
Terzaghi / Peck (1961)	50.8	2.0	440	550
Terzaghi / Peck (1967)	25.4	1.5	295	350
Woodward (1972)	12.7~25.4	1.5~2.0	192~295	210~350
Touma / Reese (1974)	25.4	2.0	295	350

표 3.39 계속-SNG Plant 전침하량 분석결과

기준명 또는 제안자	침하량 기준 (mm)	안전율	406 (tf)	508 (tf)
우크라이나건축시공 과학연구소	80		580	680
	40		390	470
일본 구건축학회 기준	25	2.0	-	-
일본 토질공학회	0.1D		400	555
영국 기초공업 기준	0.1D		400	555
Tomlinson	0.1D		400	555
일본 토질공학회	25		290	340
De Beer	0.1D		400	555

순침하량 분석결과 최소값으로 406 및 508 고강도 강관말뚝에서는 인도 IS:2911 기준으로 분석되었으며, 최대값으로 406 강관말뚝은 캐나다 건축기준으로 분석되었으며, 508 강관말뚝에서는 덴마크기초실용기준(DS:415-1965)으로 분석되었다.

표 3.40 SNG Plant 순침하량 분석결과

기준명 또는 제안자	침하량기준 (mm)	안전율	406 (tf)	508 (tf)
독일 DIN 4026 기준	2.5% D		539	689
미국	2% D		510	670
일본건축기초구조 설계기준 · 동해설	2.5% D	3.0	540	680
덴마크기초실용기준 DS:415-1965	10% D		685	880
미국 도로교 설계기준	6.3		470	640
미국 AASHTO 기준	6.3		470	640
미국 루이지아나 도로국	6.3	2.0	470	640
미국 보스톤 건축기준	12.7	2.0	575	690
인도 IS:2911 기준	6	1.5	465	630
캐나다 건축기준	25		640	770
파리 Veritas 사무소	20	2.0	630	750
Magnel (1948)	8		515	660
Mansur /Kaufman	6.3		470	640
Woodward	12.7	1.5	575	690

(1) 인발재하시험 분석결과

406.4×12 초고강도 강관말뚝에서의 인발재하시험의 경우 타격 후 28일이 경과한 시점에서 시험을 실시하였다. 전체 인발량은 90.22mm, 하중 제하 시 잔류 인발량은 67.42mm로서 항복상태를 지나서 극한상태로 진행되는 양상을 보였다. 이상 시험결과를 이용하여 허용 인발력을 평가하기 위하여 항복하중 해석 기준인 S-Log t, Log P - Log S, ds/d(log t) - P 분석방법 및 Fuller방법을 적용하였다. 분석결과 S-Log t, Log P - Log S, ds/d(log t) - P곡선에서는 분명한 항복하중을 의미하는 변곡점이 221.8~236.3tf에서 분명히 나타났으며, Fuller 방법에서도 218.3tf에서 offset line과 교차하는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서는 4가지 분석방법에 의한 항복하중을 평균한 227.4tf로 안전율 2.0을 적용한 결과 113.7tf로 분석되었다.

표 3.41 SNG Plant 하중-인발량 측정결과

(a) 406 고강도 강관말뚝 (파일길이:47.1m)

재하단계	시험하중	인발량(mm)		
		전체인발	잔류인발	탄성인발
0	0	0	0	0
1	33.8	2.4		
	67.5	4.11	0.69	3.42
2	101.3	8.16		
	135	13.63	4.75	8.88
3	168.8	22.12		
	202.5	27.86	10.53	17.33
4	236.3	47.14		
	262.5	90.22	67.42	22.80

(b) 계속-508 고강도 강관말뚝 (파일길이:47.8m)

재하단계	시험하중	인발량(mm)		
		전체인발	잔류인발	탄성인발
0	0	0	0	0
1	33.8	1.02		
	67.5	2.97	1.7	1.27
2	101.3	6.05		
	135	9.09	3.87	5.22
3	168.8	12.97		
	202.5	17.07	6.96	10.11

(b) 계속-508 고강도 강관말뚝 (파일길이:47.8m)

재하단계	시험하중	인발량(mm)		
		전체인발	잔류인발	탄성인발
4	236.3	22.17		
	270.0	26.43	10.17	16.26
5	303.8	32.55		
	337.5	37.69	14.53	23.16
6	371.3	43.45		
	405.0	53.73	31.55	22.18

표 3.42 SNG Plant 인발재하시험 분석결과

구 분	관입 깊이 (m)	최대 시험 하중 (tf)	전체 인발량 (mm)	잔류 인발량 (mm)	항복하중(tf)				허용인발력 (tf)
					S-log t	log p-log s	ds/d (log t)-P	Fuller 방법	
406	47.1	262.5	90.22	67.42	236.3	221.8	233.1	218.3	113.7
508	47.8	405	53.73	31.55	366.7	380.8	346.8	394	186

508.0×12 초고강도 강관말뚝에서의 인발재하시험의 경우 타격 후 31일이 경과한 시점에서 시험을 실시하였다. 전체 인발량은 53.73mm, 하중 제하 시 잔류 인발량은 31.55mm로서 항복상태를 지나서 극한상태로 진행되는 양상을 보였다. 이상 시험결과를 이용하여 허용인발력을 평가하기 위하여 항복하중 해석기준인 S-Log t, Log P - Log S, ds/d(log t) - P 분석방법 및 Fuller방법을 적용하였다. 분석결과 S-Log t, Log P - Log S, ds/d(log t) - P곡선에서는 분명한 항복하중을 의미하는 변곡점이 346.8~380.8tf에서 분명히 나타났으며 Fuller 방법에서도 394tf에서 offset line과 교차하는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서는 4가지 분석방법에 의한 항복하중을 평균한 467.28tf로 안전율 2.0을 적용한 결과 186.0tf로 분석되었다.

3.5.3 5소결 Plant 시험결과 분석

정재하시험의 경우 타격 후 406.4 강관파일은 22일이 경과한 시점에서 정재하시험(압축)을 실시하였으며, 508.0 강관파일은 22일이 경과한 시점에서 정재하시험을 실시하였다. 말뚝재료의 허용 축하중에서는 406.4 시험말뚝에서(170tf)는 250% 이상인 480tf까지 재하하였으며, 508 시험말뚝에서(200tf)는 300% 이

상인 600tf까지 재하하였다. 500 PHC 파일은 21일이 경과한 시점에서 정재하시험(압축)을 실시하였으며, 600 PHC 파일은 21일이 경과한 시점에서 정재하시험을 실시하였다. 말뚝재료의 허용 축하중에서는 500 시험말뚝에서(120tf)는 300% 이상인 360tf까지 재하하였으며, 600 시험말뚝에서는 (140tf)는 300% 이상인 420tf까지 재하하였다. 406.4×9 고강도 강관파일은 17일이 경과한 시점에서 정재하시험(압축)을 실시하였으며, 406.4×12 고강도 강관파일은 29일이 경과한 시점에서 정재하시험을 실시하였다. 말뚝재료의 허용 축하중에서는 406.4×9 시험말뚝에서(250tf)는 200% 이상인 410tf까지 재하하였으며, 406.4×12 시험말뚝에서(250tf)는 200% 이상인 500tf까지 재하하였다.

406.4×12.7+400 복합파일은 11일이 경과한 시점에서 정재하시험(압축)을 실시하였으며, 508.0×12.7+500 복합파일은 13일이 경과한 시점에서 정재하시험을 실시하였다. 말뚝재료의 허용 축하중에서는 406.4×12.7+400 시험말뚝에서(170tf)는 200% 이상인 355tf까지 재하하였으며, 508.0×12.7+500 시험말뚝에서(200tf)는 250% 이상인 520tf까지 재하하였다.

표 3.43 5소결 Plant 압축 재하시험

(a) 강관말뚝 406.4×12 (파일길이:34m)

재하단계	시험하중	침하량(mm)		
		전체침하	잔류침하	탄성침하
0	0	0	0	0
1	42.5	1.36		
	85	3.48	0	3.48
2	127.5	6.62		
	170	10.39	0.34	10.05
3	212.5	14.16		
	255	18.35	0.95	17.40
4	297.5	23.99		
	340	28.98		
	360	31.20		
	380	33.87		
	400	37.07		
	420	40.11		
	440	45.20		
	460	51.06		
	480	64.04	2.46	61.58

(b) 508×12 압축 재하시험 결과 (파일길이:34m)

재하단계	시험하중	침하량(mm)		
		전체침하	잔류침하	탄성침하
0	0	0	0	0
1	50	1.55		
	100	2.78	0.09	2.69
2	150	6.28		
	200	9.69	0.17	9.52
3	250	12.93		
	300	16.64	0.32	16.32
4	350	20.32		
	400	24.14		
	450	28.11		
	500	32.73		
	550	38.93		
	600	48.18	12.67	35.51

(c) PHC 말뚝 500 (파일길이:31.3m)

재하단계	시험하중	침하량(mm)		
		전체침하	잔류침하	탄성침하
0	0	0	0	0
1	30	1.12		
	60	2.68	0.29	2.39
2	90	4.75		
	120	7.08	1.08	6.00
3	150	10.25		
	180	12.69	2.10	10.59
4	210	16.21		
	240	19.32		
	260	21.39		
	280	23.02		
	300	25.18		
	320	27.54		
	340	29.88		
	360	33.05	3.66	29.39

(d) PHC 말뚝 600 (파일길이:29.4m)

재하단계	시험하중	침하량(mm)		
		전체침하	잔류침하	탄성침하
0	0	0	0	0
1	35	1.12		
	70	2.985	0.445	2.54
2	105	5.24		
	140	7.855	2.27	5.585
3	175	10.345		
	210	13.39	3.59	9.8
4	245	16.14		
	280	18.88		
	300	20.64		
	320	22.32		
	340	23.89		
	360	25.56		
	380	27.87		
	400	29.03		
	420	31.79	12.64	19.15

(e) 고강도 강관말뚝 406.4 (파일길이:35m)

재하단계	시험하중	침하량(mm)		
		전체침하	잔류침하	탄성침하
0	0	0	0	0
1	40	1.32		
	80	4.03	0.09	3.94
2	120	8.72		
	160	13.99	1.21	12.78
3	200	19.32		
	240	24.93	2.69	22.24
4	280	31.59		
	320	39.30		
	350	45.87		
	380	54.96		
	410	64.34	21.40	42.94

(f) 고강도 강관말뚝 508 (파일 길이:35m)

재하단계	시험하중	침하량(mm)		
		전체침하	잔류침하	탄성침하
0	0	0	0	0
1	62.5	3.36		
	125	8.21	2.02	6.19
2	187.5	14.99		
	250	21.21	4.34	16.87
3	312.5	27.83		
	375	33.73	6.91	26.82
4	437.5	42.96		
	500	59.66	20.48	39.18

(g) 복합말뚝 406.4(강관)+400(PHC말뚝) (파일 길이:34m)

재하단계	시험하중	침하량(mm)		
		전체침하	잔류침하	탄성침하
0	0	0	0	0
1	42.5	3.02		
	85	7.44	0.07	7.37
2	127.5	12.27		
	170	17.68	0.60	17.08
3	212.5	22.55		
	255	28.98	2.30	26.68
4	297.5	37.15		
	340	51.15		
	355	59.18	34.54	24.64

(h) 복합말뚝 508(강관)+500(PHC말뚝) (파일 길이 : 34.5m)

재하단계	시험하중	침하량(mm)		
		전체침하	잔류침하	탄성침하
0	0	0	0	0
1	42.5	1.38		
	85	3.65	0.02	3.63
2	127.5	6.40		
	170	9.68	0.24	9.44
3	212.5	13.31		
	255	17.00	0.51	16.49
4	297.5	21.24		
	340	25.33		
	370	28.20		
	400	31.05		
	430	34.44		
	460	38.56		
	490	42.77		
	520	47.66	4.41	43.25

1) Brinch Hansen의 80%

대상말뚝에 대해 Brinch Hansen(1963)의 80% 기준에 의한 수학적 기법을 이용하여 분석한 결과 표 3.44과 같다.

표 3.44 5소결 Plant Brinch Hansen의 80% 분석결과

시험번호		직선구간 1차식	기울기(C ₁)	절편(C ₂)	극한하중(tf)
강관 말뚝	406	$y = 0.075x + 6.699$	0.075	6.699	705
	508	$y = 0.056x + 6.299$	0.056	6.299	841
PHC 말뚝	500	$y = 0.065x + 7.423$	0.065	7.423	719
	600	$y = 0.065x + 6.616$	0.065	6.616	762
고강도 말뚝	406×9	$y = 0.053x + 9.092$	0.053	9.092	720
	406×12	$y = 0.060x + 7.300$	0.060	7.300	755
복합 말뚝	406.4(강관)+400(PHC말뚝)	$y = 0.078x + 8.246$	0.078	8.246	623
	508(강관)+500(PHC말뚝)	$y = 0.046x + 7.381$	0.046	7.381	858

2) Mazurkiewicz의 판정방법

하중-침하량 곡선에서 말뚝두부의 침하량을 같은 크기로 분할하여 분석결과 표 3.45와 같다.

표 3.45 5소결 Plant Mazurkiewicz 분석결과

시험번호		극한하중(tf)
강관말뚝	406	480이상
	508	600이상
PHC 말뚝	500	360이상
	600	420이상
고강도말뚝	406×9	410이상
	406×12	500이상
복합말뚝	406.4(강관)+400(PHC말뚝)	355이상
	508(강관)+500(PHC말뚝)	520이상

3) Chin의 판정방법

Chin의 수학적 판정기법을 이용하여 분석결과 표 3.46과 같다.

표 3.46 5소결 Plant Chin 판정 분석결과

시험번호		$S-S/P$ 의 직선구간 1차식	기울기(m_2)	극한하중(tf)
강관말뚝	406	$0.0016X+0.0385$	0.0016	625
	508	$0.0012X+0.0272$	0.0012	833
PHC말뚝	500	$0.002X+0.0361$	0.002	500
	600	$0.0016X+0.0331$	0.0016	625
고강도말뚝	406*9	$0.002X+0.0408$	0.002	500
	406*12	$0.0015X+0.0409$	0.0015	666
복합말뚝	406.4(강관)+400(PHC말뚝)	$0.002X+0.0538$	0.002	500
	508(강관)+500(PHC말뚝)	$0.0014X+0.034$	0.0014	714

4) Stability Plot 판정방법

Stability Plot 판정방법은 Chin의 수학적 판정방법을 이용하여 분석결과 표 3.47과 같다.

표 3.47 5소결 Plant Stability Plot 판정 분석결과

시험번호		$S-S/P$ 의 직선구간 1차식	기울기(m_2)	절편(c)	극한하중(tf)
강관 말뚝	406	$0.0016X+0.0385$	0.0016	0.0385	392
	508	$0.0012X+0.0272$	0.0012	0.0272	576
PHC 말뚝	500	$0.002X+0.0361$	0.002	0.0361	367
	600	$0.0016X+0.0331$	0.0016	0.0331	464
고강도 말뚝	406×9	$0.002X+0.0408$	0.002	0.0408	332
	406×12	$0.0015X+0.0409$	0.0015	0.0409	398
복합 말뚝	406.4(강관)+400(PHC말뚝)	$0.002X+0.0538$	0.002	0.0538	300
	508(강관)+500(PHC말뚝)	$0.0014X+0.034$	0.0014	0.034	483

표 3.48 5소결 Plant 극한하중 분석결과

구 분		극한 하중판정(tf)				
		Brinch Hansen의 80%	Brinch Hansen의 90%	Mazurkiewicz의 판정방법	Chin의 판정방법	Stability Plot 판정방법
강관 말뚝	406	705	-	480이상	625	392
	508	841	-	600이상	833	576
PHC 말뚝	500	719	-	360이상	500	367
	600	762	-	420이상	625	464
고강도 말뚝	406.4×9	720	-	410이상	500	332
	406.4×12	755	-	500이상	666	398
복합 말뚝	406+400	623	-	355이상	500	300
	508+500	858	-	520이상	714	483

항복하중 해석에서는 기준인 p-s, Log P - Log S, S-Log t를 적용한 결과 406.4 강관말뚝에서의 P-S 분석에서는 항복하중은 442tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율은 허용지지력은 221tf/본으로 판단할 수 있다. Log P - Log 분석에서는 항복하중은 470tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 235tf/본 판단할 수 있다. S-Log t 분석에서는 항복하중은 460tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 230tf/본으로 분석되었다. Davisson offset line에 의한 항복하중은 472tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 236tf/본으로 분석되었다. 508 강관말뚝에서의 P-S 분석에서는 항복하중은 513tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율은 허용지지력은 221tf/본으로 판단할 수 있다. Log P - Log 분석에서는 항복하중은 570tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 235tf/본 판단할 수

있다. S-Log t 분석에서는 항복하중은 550tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 230tf/본으로 분석되었다. Davisson offset line에 의한 항복하중은 300tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 236tf/본으로 분석되었다.

500 PHC 말뚝에서의 P-S, Log P - Log S, S-Log t, Davisson 분석에서는 항복되지 않아 재하하중을 항복하중 360tf로 판정하였으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 180tf/본으로 분석되었다. 600 PHC 말뚝에서의 Log P - Log 및 S-Log t 분석에서는 항복되지 않아 재하하중을 항복하중 420tf로 판정하였으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 210tf/본으로 분석되었다. P-S분석에서는 항복하중은 391tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 195tf/본 판단할 수 있다. Davisson offset line에 의한 항복하중은 360tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 180tf/본으로 분석되었다.

406.4×9 고강도 강관말뚝에서의 Log P - Log S, S-Log t, Davisson 분석에서는 항복되지 않아 재하하중을 항복하중 410tf로 판정하였으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 205tf/본으로 분석되었다. P-S분석에서는 항복하중은 342tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 171tf/본 판단할 수 있다. 406.4×12 고강도 강관말뚝에서의 Davisson 분석에서는 항복되지 않아 재하하중을 항복하중 500tf로 판정하였으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 250tf/본으로 분석되었다. P-S분석에서는 항복하중은 437.5tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 218.7tf/본 판단할 수 있다. Log P - Log S 분석에서는 항복하중은 440tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 220tf/본 판단할 수 있다. S-Log t 분석에서는 항복하중은 500tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 250tf/본 판단할 수 있다.

406.4+400 복합말뚝에서의 P-S분석에서는 항복하중은 305tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용 지지력은 152tf/본 판단할 수 있다. Log P - Log S 분석에서는 항복하중은 310tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 155tf/본 판단할 수 있다. S-Log t 분석에서는 항복되지 않아 재하하중을 항복하중 320tf로 판정하였으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 160tf/본으로 분석되었다.

Davisson offset line에 의한 항복하중은 320tf 정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 160tf/본으로 분석되었다. 508+500 복합말뚝에서의 Log P - Log S, S-Log t, Davisson 분석에서는 항복되지 않아 재하하중을 항복하중 520tf로 판정하

였으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 260tf/본으로 분석되었다. P-S분석에서는 항복 하중은 447tf정도로 판정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 223tf/본 판정할 수 있다.

표 3.49 5소결 Plant 항복하중 분석결과

구 분		항복 하중판정(tf)				허용지지력 판정 (tf)
		P - S	Log P - Log S	S - Log t	Davisson 방법	
강관말뚝	406	442	470	460	472	236
	508	513	570	550	300이상	150
PHC 말뚝	500	360이상	360이상	360이상	360	180
	600	391	420이상	420이상	380	190
고강도 말뚝	406.4×9	342	410이상	410이상	410이상	205
	406.4×12	437.5	440	500	500이상	250
복합말뚝	406+400	305	310	320이상	320	160
	508+500	447	520이상	520이상	520이상	260

전침하량에서 탄성침하량을 뺀 잔류침하량기준이 있다. 잔류침하량기준은 순침하량 기준이라고 한다. 영국의 BS8004(1986)에서는 말뚝두부의 전침하량이 말뚝선단부 직경의 10%를 이동하였을 때의 하중을 극한하중으로 간주하고 있으며 일반적으로 안전율은 2에서 3사이의 값을 추천하고 있다. 순침하량은 하중제거시의 탄성침하량을 배제한 잔류침하량을 기준으로 하여, 지반의 특성을 보다 잘 반영하므로 많은 설계기준에서 채택되고 있다. 순침하량 기준으로 극한하중을 평가하는 방법은 3.3.2에 제시된 바와 같이 상대침하량기준과 절대침하량 기준으로 구분하여 광범위한 방법이 있다. 대표적인 기준으로는 제시한 DIN의 말뚝직경의 2.5% 순침하량 기준, New York City, BOCA, Uniform Building기준에서 채택한 0.254mm/t의 순침하량 기준, COE에서 사용하는 6.3mm 순침하량 기준이 있다.

본 연구에서는 순침하량 분석결과 강관말뚝 및 고강도 강관말뚝, 복합말뚝은 Terzaghi / Peck (1961) 50.8mm 기준이 가장 크며, 인도 IS:2911 기준이 작은 값으로 분석되었다. PHC 말뚝에서는 침하량 25.4mm가 가장 크며 인도 IS:2911 기준이 작은 값으로 분석되었다.

표 3.50 5소결 Plant 전침하량 분석결과

기준명 또는 제안자	침하량 기준 (mm)	강관말뚝 (tf)		PHC 말뚝(tf)		고강도 말뚝(tf)		복합말뚝 (tf)	
		406	508	500	600	406.4×9	406.4×12	406+400	508+500
프랑스	20	270	350	250	290	200	230	190	285
벨기에	20	270	350	250	290	200	230	190	285
체코슬로바키아	15~20	270	350	250	290	200	230	190	285
오스트리아	25	320	410	300	360	238	290	225	332
네덜란드	25.4	324	414	306	365	240	294	230	340
뉴욕시 기준	25.4	324	414	306	365	240	294	230	340
인도 IS:2911 기준	12	170	240	180	200	150	160	120	190
MUNS (1959)	20	270	350	250	290	200	230	190	285
Terzaghi / Peck (1961)	50.8	470	608	-	-	360	460	330	540
Terzaghi / Peck (1967)	25.4	324	414	306	365	240	294	230	340
Woodward (1972)	12.7~25.4	324	414	306	365	240	294	230	340
Touma / Reese (1974)	25.4	324	414	306	365	240	294	230	340
우크라이나건축시공 과학연구소	80	-	-	-	-	-	-	-	-
	40	430	550	-	-	320	423	303	470
일본 구건축학회 기준	25	320	410	300	360	238	290	225	332
일본 토질공학회	0.1D	432	608	-	-	325	425	305	540
영국 기초공업 기준	0.1D	432	608	-	-	325	425	305	540
Tomlinson	0.1D	432	608	-	-	325	425	305	540
일본 토질공학회	25	320	410	300	360	238	290	225	332
De Beer	0.1D	432	608	-	-	325	425	305	540

순침하량 분석결과 406 강관말뚝, 500 PHC 말뚝, 508+500 복합말뚝은 순침하량 기준별 해석이 되지 않았으며, 508 강관말뚝, 600 PHC말뚝, 406.4×9, 406.4×12 고강도 강관말뚝에서는 미국 보스톤 건축기준 12.7mm 가장 크며, 인도 IS:2911 기준이 작은 것으로 분석되었다. 복합말뚝은 캐나다기준이 가장 크며, 인도 IS:2911 기준이 작은 것으로 분석되었다.

표 3.51 5소결 Plant 순침하량 분석결과

기준명 또는 제안자	침하량 기준 (mm)	강관말뚝 (tf)		PHC 말뚝 (tf)		고강도 말뚝 (tf)		복합말뚝 (tf)	
		406	508	500	600	406.4 ×9	406.4 ×12	406+ 400	508+ 500
독일 DIN 4026 기준	2.5%D	-	590	-	-	310	405	275	-
미국	2%D	-	540	-	405	290	390	270	-
일본건축기초구조 설계기준·동해설	2.5%D	-	590	-	-	310	405	275	-
덴마크기초실용기준 DS:415-1965	10%D	-	-	-	-	-	-	-	-
미국 도로교 설계기준	6.3	-	440	-	265	275	350	265	-
미국 AASHTO 기준	6.3	-	440	-	265	275	350	265	-
미국 루이지아나 도로국	6.3	-	440	-	265	275	350	265	-
미국 보스톤 건축기준	12.7	-	590	-	420	330	430	280	-
인도 IS:2911 기준	6	-	439	-	260	265	335	263	-
캐나다 건축기준	25	-	-	-	-	-	-	325	-
파리 Veritas 사무소	20	-	-	-	-	-	-	310	-
Magnel (1948)	8	-	480	-	310	285	380	275	-
Mansur /Kaufman	6.3	-	440	-	265	275	350	265	-
Woodward	12.7	-	590	-	420	330	430	280	-

(1) 5소결 Plant 인발시험 분석결과

재질별 말뚝에서의 인발재하시험의 경우 타격 후 10일이 경과한 시점에서 시험을 실시하였다. 500 PHC 말뚝의 경우 전체 인발량은 18.38mm, 하중 제한시 잔류 인발량은 5.28mm로서 항복상태를 지나서 극한상태로 진행되는 양상을 보였다. 이상 시험결과를 이용하여 허용 인발력을 평가하기 위하여 항복하중 해석기준인 P-S, Log P - Log S, ds/d(log t) - P, S-Log t 방법을 적용하였다. 분석결과 Log P - Log S, ds/d(log t) - P, P-S 곡선에서는 분명한 항복하중을 의미하는 변곡점이 85~90tf에서 분명히 나타났으며, 따라서 본 연구에서는 3가지 분석방법에 의한 항복하중을 평균한 87tf로 안전율 2.0을 적용한 결과 43tf로 분석되었다.

600 PHC 말뚝의 경우 전체 인발량은 12.08mm, 하중 제한시 잔류인발량은 2.67mm로서 항복상태를 지나서 극한상태로 진행되는 양상을 보였다. 이상 시험결과를 이용하여 허용 인발력을 평가하기 위하여 항복하중 해석기준인 P-S,

Log P - Log S, ds/d(log t) - P, S-Log t 방법을 적용하였다. 분석결과 ds/d(log t) - P, P-S 곡선에서는 분명한 항복하중을 의미하는 변곡점이 60~100tf에서 분명히 나타났으며, 따라서 본 연구에서는 2가지 분석방법에 의한 항복하중을 평균한 80tf로 안전율 2.0을 적용한 결과 40tf로 분석되었다.

406.4×9 고강도 강관말뚝의 경우 전체 인발량은 12.42mm, 하중 제한 시 잔류 인발량은 2.70mm로서 항복상태를 지나서 극한상태로 진행되는 양상을 보였다. 이상 시험결과를 이용하여 허용 인발력을 평가하기 위하여 항복하중 해석기준인 P-S, Log P - Log S, ds/d(log t) - P, S-Log t 방법을 적용하였다. 분석결과 ds/d(log t) - P, P-S 곡선에서는 분명한 항복하중을 의미하는 변곡점이 45~83tf에서 분명히 나타났으며 따라서 본 연구에서는 2가지 분석방법에 의한 항복하중을 평균한 64tf로 안전율 2.0을 적용한 결과 32tf로 분석되었다. 406.4×12 고강도 강관말뚝의 경우 전체 인발량은 9.36mm, 하중 제한 시 잔류 인발량은 0.63mm로서 항복상태를 지나서 극한상태로 진행되는 양상을 보였다. 이상 시험결과를 이용하여 허용 인발력을 평가하기 위하여 항복하중 해석기준인 P-S, Log P - Log S, ds/d(log t) - P, S-Log t 방법을 적용하였다. 분석결과 ds/d(log t) - P 곡선에서는 분명한 항복하중을 의미하는 변곡점이 90tf에서 분명히 나타났으며, 따라서 본 연구에서는 2가지 분석방법에 의한 항복하중을 평균한 90tf로 안전율 2.0을 적용한 결과 45tf로 분석되었다.

406.4+400 복합말뚝의 경우 전체 인발량은 12.60mm, 하중 제한 시 잔류 인발량은 6.81mm로서 항복상태를 지나서 극한상태로 진행되는 양상을 보였다. 이상 시험결과를 이용하여 허용 인발력을 평가하기 위하여 항복하중 해석기준인 P-S, Log P - Log S, ds/d(log t) - P, S-Log t 방법을 적용하였다. 분석결과 P-S, Log P - Log S, ds/d(log t) - P 곡선에서는 분명한 항복하중을 의미하는 변곡점이 34~40tf에서 분명히 나타났으며 따라서 본 연구에서는 3가지 분석방법에 의한 항복하중을 평균한 37tf로 안전율 2.0을 적용한 결과 18tf로 분석되었다. 508+500 복합말뚝의 경우 전체 인발량은 16.62mm, 하중 제한 시 잔류 인발량은 8.21mm로서 항복상태를 지나서 극한상태로 진행되는 양상을 보였다. 이상 시험결과를 이용하여 허용 인발력을 평가하기 위하여 항복하중 해석기준인 P-S, Log P - Log S, ds/d(log t) - P, S-Log t 방법을 적용하였다. 분석결과 P-S, Log P - Log S, ds/d(log t) - P 곡선에서는 분명한 항복하중을 의미하는 변곡점이 25~73tf에서 분명히 나타났으며, 따라서 본 연구에서는 3가지 분석방법에 의한 항복하중을 평균한

52ton로 안전율 2.0을 적용한 결과 26tf로 분석되었다.

표 3.52 5소결 Plant 인발시험 하중-인발량 측정결과

(a) PHC 500 말뚝 (파일길이: 26.8m)

재하단계	시험하중	인발량(mm)		
		전체인발	잔류인발	탄성인발
0	0	0	0	0
1	30	0.87		
	45	1.67		
	60	2.40		
	75	3.79		
	90	6.28		
	105	11.14		
	120	18.38	5.28	13.1

(b) PHC 600 말뚝 (파일길이: 28.8m)

재하단계	시험하중	인발량(mm)		
		전체인발	잔류인발	탄성인발
0	0	0	0	0
1	20	0.455		
	40	1.09		
	60	1.095		
	80	3.045		
	100	4.745		
	120	6.97		

(c) 406.4×9 고강도 강관말뚝 (파일길이: 35m)

재하단계	시험하중	인발량(mm)		
		전체인발	잔류인발	탄성인발
0	0	0	0	0
1	15	1.17		
	30	2.69		
	45	4.25		
	60	6.30		
	75	8.63		
	90	11.30		
	105	14.42	2.70	11.72

(d) 406.4 × 12 고강도 강관말뚝 (파일길이: 35m)

재하단계	시험하중	인발량(mm)		
		전체인발	잔류인발	탄성인발
0	0	0	0	0
1	15	0.94		
	30	1.95		
	50	3.14		
	70	4.42		
	90	5.63		
	120	7.31		
	150	9.36	0.63	8.73

(e) 406+400 복합말뚝 (파일길이: 35m)

재하단계	시험하중	인발량(mm)		
		전체인발	잔류인발	탄성인발
0	0	0	0	0
1	5	0.46		
	10	0.90		
	15	1.37		
	20	2.07		
	25	2.88		
	30	3.89		
	35	5.38		
	40	7.24		
	45	9.56		
	40	12.60	6.81	5.79

(f) 508+500 복합말뚝 하중-인발량 측정결과 (파일길이: 35m)

재하단계	시험하중	인발량(mm)		
		전체인발	잔류인발	탄성인발
0	0	0	0	0
1	10	0.40		
	15	0.73		
	20	1.18		
	25	1.85		
	30	2.52		
	40	4.05		
	50	6.00		
	60	8.43		
	70	11.39		
80	16.82	8.21	8.61	

표 3.53 5소결 Plant 재질별 인발재하시험 분석결과

구분	관입 깊이 (m)	최대시험 하중 (tf)	전체 인발량 (mm)	잔류 인발량 (mm)	항복하중 (tf)				허용인발력 (tf)
					S-log t	log p-log s	ds/d (log t)-P	P-S	
500	26.8	120	18.38	5.28	120	85	90	87	43
600	28.8	120	12.08	2.67	120	120	60	100	50
406.4×9	35	105	12.42	2.70	105	105	45	83	41.5
406.4×12	35	150	9.36	0.63	150	150	90	150	75
406+400	35	50	12.60	6.81	50	34	40	37	18.5
508+500	35	80	16.62	8.21	80	73	25	60	30

3.6 말뚝 지지력 산정

지지력 공식에 의한 설계 극한지지력을 산정하기 위해서 구조물기초설계기준(국토해양부, 2003)에서 제안하고 있는 일반적인 정역학적 지지력공식 및 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하였다. 말뚝 제원과 지반조건 등은 정재하시험과 동일하게 적용하였다. 시험말뚝 제원은 표 3.54과 같다.

표 3.54 계속-시험말뚝 제원

말뚝종류	파일종류	직경 (D,mm)	파일두께 (t,mm)	2차모멘트 (Ip, cm ⁴)	외경 (D',mm)	내경 (d'',mm)
LNG	고강도강관	711.2	12	161128.84	707.2	687.2
SNG	고강도강관	406.4	12	28937.01	402.4	382.4
	고강도강관	508	12	57536.08	504	484
5소결	강관말뚝	406.4	9.5	23338.63	402.4	387.4
	강관말뚝	508	12.7	60639.27	504	482.6
	PHC말뚝	500	80	509140	0.5	0.34
	PHC말뚝	600	90	509140	0.6	0.42
	고강도강관	406.4	9	22192.62	402.4	388.4
	고강도강관	406.4	12	28937.01	402.4	382.4
	복합말뚝	406.4+400	12.7+65	-	-	-
복합말뚝	508+500	12.7+80	-	-	-	

표 3.54 계속-시험말뚝 제원

주면장 (U,mm)	선단면적 (A_p , m ²)	선단심부면적 (A_i , m ²)	선단순단면적 (A_t , m ²)	항복응력 (kgf/cm ²)	말뚝길이 (L,m)	탄성계수 (MPa)
2234.30	0.3972	0.3701	0.022	4400	49.6	210000
1276.74	0.1297	0.1148	0.012	4400	39.7	210000
1595.93	0.2027	0.18398	0.0155	4400	49.6	210000
1276.74	0.1297	0.1178	0.0093	2350	35.5	210000
1595.92	0.2026	0.1829	0.0165	2350	35.5	210000
1.571	0.196	-	-	200	33.6	-
1.885	0.283	-	-	200	33.6	-
1276.74	0.1297	0.1184	0.0086	4400	35.5	210000
1276.74	0.1297	0.1148	0.0123	4400	35.5	210000
-	-	-	-	-	33.6	-
-	-	-	-	-	33.6	-

3.6.1 정역학적 지지력공식

말뚝 제원과 지반조건 등은 정재하시험과 동일하게 적용하였으며, 점성토 지반의 주면마찰력은 α 계수법을 적용하였다. 비배수 전단강도에 대한 지반조사 결과가 부족한 자료에 대해서는 구조물기초설계기준(국토해양부, 2003)에서 제안하고 있는 Hara 등(1971)의 식을 적용하여 비배수전단강도를 추정하였다.

표 3.55 시추조사 물성치

구 분	심도 (m)	지층	두께 (m)	N값	유효단위중량 (kN/m ³)	내부 마찰각	점착력
LNG	24.2	실트질 모래	24.2	9	7.84	26	-
	43.2	실트질 점토	19.0	2	7.35	-	9
	48.4	자갈모래	5.20	24	7.84	33	-
	49.6	풍화암	1.20	50	24.8	39	-
	52.5	연암	1.90	50	-	-	-
SNG (BH-1)	11.1	매립층	11.1	4	7.84	26	-
	18.5	실트질점토	7.4	1	6.86	-	-
	38.4	모래	19.9	21	7.84	26	-
	38.7	자갈	0.3	40	22.54	31	-
	39.7	연암	1	50	23.52	33	-
SNG (BH-2)	8.5	매립층	8.5	5	7.84	26	-
	16.6	실트질점토	8.1	2	6.86	-	-
	41.6	실트질모래	25	15	7.84	26	-
	42.8	실트질점토	1.2	6	6.86	-	-
	44.5	자갈층	1.7	41	7.99	31	-
	46.7	점토질실트	2.2	10	6.8	-	-
	47.4	자갈층	0.7	50	7.99	31	-
	49.6	연암	2.2	50	23.52	33	-
5소결	13.1	실트질모래	13.1	9	7.6	27	-
	16.1	실트질점토	3	3	7.4	-	-
	22.4	실트질모래	6.3	6	7.6	27	-
	26.2	실트질점토	3.8	7	7.4	-	-
	33.6	모래질자갈	7.4	64	7.79	28	-
	35.5	풍화대	1.9	100	22.42	36	-

선단지지력은 식 2.12를 이용하여 산출하였다.

표 3.56 정역학적공식에 의한 선단지지력 분석 결과

구 분		연직유효 응력	내부 마찰각	지지력계수 (Nq)	순단면적 (m ²)	선단지지력 (kN)
LNG	BH-1	399.906	39°	120	0.397	19603
SNG (406)	BH-1	324.086	33°	35	0.129	1471
	BH-2	384.094	33°	35	0.129	1743
SNG (508)	BH-1	324.086	33°	35	0.202	2299
	BH-2	384.094	33°	35	0.202	2724
5소결	406.4	298.004	36°	62	0.129	2396
	508	298.004	36°	62	0.202	3744
	500	298.004	28°	15	0.196	876
	600	298.004	28°	15	0.283	1265
	406.4	298.004	36°	62	0.129	2396
	406.4	298.004	36°	62	0.129	2396
	406.4+400	298.004	28°	15	0.126	563
	508+500	298.004	28°	15	0.196	876

표 3.57 정역학적공식에 의한 극한 주면마찰력 산정

(a) LNG Plant

지층	층후 (m)	r_{rub} (kN/m ³)	σ'_v (상단) (kN/m ²)	σ'_v (상단) (kN/m ²)	$\bar{\sigma}_v$ (kN/m ²)	$\tan\delta$	ϕ	ks	fs (kN)	주면마 찰력 (kN)
실트 모래	24.2	7.84	189.72	189.72	259.55	0.36	26	0.78	74.28	3993
실트 점토	19.0	7.35	139.65	329.37	-	-	-	-	47.77	2016
자갈 모래	5.20	7.84	40.76	370.14	349.76	0.36	33	0.63	81.16	937
풍화암	1.20	24.8	29.76	399.90	385.02	0.36	39	0.51	72.72	193
합 계										7141

(b) SNG Plant

구분	지층	층 후 (m)	r_{rub} (kN/m ³)	σ'_v (상단) (kN/m ²)	σ'_v (상단) (kN/m ²)	$\overline{\sigma}_v$ (kN/m ²)	$\tan\delta$	ϕ	ks	fs (kN)	주면 마찰력 (1) (kN)	주면 마찰력 (2) (kN)
BH-1 406(1) 508(2)	매립층	11.1	7.84	87.02	87.04	112.40	0.36	26	0.78	32.16	451	565
	실트질 점토	7.4	6.86	50.76	137.78	-	-	-	-	29	271	339
	모래	19.9	7.84	156.01	293.80	215.79	0.36	26	0.78	61.75	1553	1945
	자갈	0.3	22.5	6.76	300.56	297.18	0.36	31	0.67	73.43	27	34
	연암	1	23.5	23.52	324.08	312.32	0.36	33	0.63	72.47	91	114
	합계											2395
BH-2 406(1) 508(2)	매립층	8.5	7.84	66.6	66.64	94.42	0.36	26	0.78	27.02	290	363
	실트질 점토	8.1	6.86	55.5	122.21	-	-	-	-	47.8	489	612
	실트질 모래	25	7.84	196	318.21	220.2	0.36	26	0.78	63.01	1991	2494
	실트질 점토	1.2	6.86	8.23	326.44	-	-	-	-	105.4	159	200
	자갈층	1.7	7.99	13.5	340.02	333.2	0.36	31	0.67	82.34	176	221
	점토질 실트	2.2	6.8	14.9	354.98	-	-	-	-	152.2	423	530
	자갈층	0.7	7.99	5.59	360.57	357.7	0.36	31	0.67	88.41	78	97
	연암	1	23.52	51.7	412.32	386.4	0.36	33	0.63	86.39	109	136
	합계											3718

여기서, (1),(2) : 강관말뚝 항중을 나타냄

(c) 계속-5소결 Plant(강관말뚝/고강도말뚝)

구분	지층	층 후 (m)	r_{rub} (kN/m ³)	σ'_v (상단) (kN/m ²)	σ'_v (상단) (kN/m ²)	$\overline{\sigma}_v$ (kN/m ²)	$\tan\delta$	\emptyset	ks	fs (kN)	주면 마찰력 (1) (kN)	주면 마찰력 (2) (kN)
406(1) / 406(2)	실트질 모래	13.1	7.6	99.56	99.56	110.66	0.36	27	0.76	30.78	509	509
	실트질 점토	3	7.4	22.2	121.76	-	-	-	-	63.96	242	242
	실트질 모래	6.3	7.6	47.88	169.64	145.7	0.36	27	0.76	40.53	322	322
	실트질 점토	3.8	7.4	28.12	197.76	-	-	-	-	117.72	565	565
	모래질 자갈	7.4	7.79	57.64	255.40	226.58	0.36	28	0.74	61.25	573	573
	풍화대	1.9	22.4	42.59	298.00	276.70	0.36	36	0.57	798.72	1918	1918
	합계										4,132	4,132

(c) 계속-5소결 Plant(PHC말뚝/복합말뚝)

구분	지층	층 후 (m)	r_{rub} (kN/m ³)	σ'_v (상단) (kN/m ²)	σ'_v (상단) (kN/m ²)	$\overline{\sigma}_v$ (kN/m ²)	$\tan\delta$	\emptyset	ks	fs (kN)	주면 마찰력 (1) (kN)	주면 마찰력 (2) (kN)
500(1)/ 406(2)	실트질 모래	13.1	7.6	99.56	99.56	110.66	0.01	27	0.764	1.107	22	509
	실트질 점토	3	7.4	22.2	121.76	-	-	-	-	63.96	301	242
	실트질 모래	6.3	7.6	47.88	169.64	145.7	0.01	27	0.764	1.457	14	11
	실트질 점토	3.8	7.4	28.12	197.76	-	-	-	-	117.7	702	562
	모래질 자갈	7.4	7.79	57.64	255.406	226.583	0.01	28	0.742	2.203	25	20
	합계										1,067	1,346

표 3.58 정역학적공식에 의한 극한지지력 산정

구 분			주면마찰력 (kN)	선단지지력 (kN)	극한지지력 (kN)	허용지지력 (kN)
LNG	BH-1	고강도	7141.643	19063.93	26205.58	8735.19
SNG (406)	BH-1	고강도	2395.792	1471.38	3867.17	1289.06
	BH-2	고강도	3718.73	1743.82	5462.56	1820.85
SNG (508)	BH-1	고강도	3000.7	2299.03	5299.73	1766.58
	BH-2	고강도	4657.65	2724.72	7382.37	2460.79
5소결	강관말뚝	406.4	4,132.35	2,396.68	6,529.03	2,176.34
		508	5,175.70	3,744.82	8,920.52	2,973.50
	PHC 말뚝	500	1,067.08	876.13	1,943.21	647.73
		600	1,280.36	1,265.02	2,545.38	848.46
	고강도 강관말뚝	406.4×9	4,132.35	2,396.68	6,529.03	2,176.34
		406.4×12	4,132.35	2,396.68	6,529.03	2,176.34
	복합말뚝	406.4+400	1,346.81	5,63.22	1,910.03	636.67
		508+500	1,685.27	876.13	2561.4	853.8

허용응력설계법의 경우 정역학적 설계공식에 의한 말뚝기초의 허용지지력 산정시 안전율 3.0을 적용하도록 제안하고 있으므로, 허용응력 설계법에 의한 말뚝의 허용지지력 적용한 결과는 표 3.58과 같다.

3.6.2 표준관입시험을 이용한 N치 경험식

표준관입시험의 결과인 N치를 이용한 경험식(Meyerhof, 1976)에 의하여 추정할 수 있으며 식 2.19를 이용하여 산정하였다. Meyerhof 경험식은 보정하지 않은 N치 결과를 적용하였는데, 이는 국내 실무에서 표준관입시험 N치로부터 말뚝의 지지력을 추정하는 경우 일반적으로 N치의 보정이 되지 않고 있으며, 실험장비, 에너지 효율 측정 및 해석법에 따라 그 편차가 큰 것으로 알려졌다.

표 3.59 표준관입시험에 의한 선단지지력 산정

구 분			N치	선단면적(m ²)	선단지지력(kN)
LNG	BH-1	고강도	50	0.397	5839.72
SNG (406)	BH-1	고강도	50	0.129	1,906.59
	BH-2	고강도	50	0.129	1,906.59
SNG (508)	BH-1	고강도	50	0.202	2,979.39
	BH-2	고강도	50	0.202	2,979.39
5소결	강관 말뚝	406.4	50	0.129	1,906.59
		508	50	0.202	2,978.22
	PHC 말뚝	500	30	0.196	1,728.72
		600	30	0.283	2,496.06
	고강도 말뚝	406.4*9	50	0.129	1,906.59
		406.4*12	50	0.129	1,906.59
	복합말뚝	406.4+400	30	0.126	1,111.32
		508+500	30	0.196	1,728.72

표 3.60 표준관입시험에 의한 주변마찰력 산정

(a) LNG Plant

구 분	층후(m)	N치	Nc	Ns	주변마찰(kN)
실트질모래	24.2	9	-	1.8	953.83
실트질점토	19	2	1	-	416.01
자갈모래	5.2	24	-	4.8	546.54
풍화암	1.2	50	-	10	262.73
합 계					2179.12

(b) SNG Plant

구 분		층 후(m)	N치	Nc	Ns	주면마찰(1) (kN)	주면마찰(2) (kN)
BH-1	매립층	11.1	4	-	0.8	111.13	138.86
	실트질점토	7.4	1	0.5	-	46.25	57.82
	모래	19.9	21	-	4.2	1045.75	1306.73
	자갈	0.3	40	-	8	29.98	37.53
	연암	1	50	-	10	125.14	156.40
합 계						1358.28	1697.85
BH-2	매립층	8.5	5	-	1	106.34	132.88
	실트질점토	8.1	2	1	-	101.35	126.61
	실트질모래	25	15	-	3	938.40	1172.96
	실트질점토	1.2	6	3	-	45.04	56.25
	자갈층	1.7	41	-	8.2	174.42	217.95
	점토질실트	2.2	10	5	-	137.63	171.99
	자갈층	0.7	50	-	10	87.58	109.46
	연암	1	50	-	10	125.11	156.31
합 계						1715.88	2144.82

(c) 계속-5소결 Plant(강관말뚝/PHC말뚝)

구 분		층 후(m)	N치	Nc	Ns	주면마찰 (1)(kN)	주면마찰 (2)(kN)	
강관 말뚝	406(1), 508(2)	실트질모래	13.1	9	-	1.8	294.98	368.77
		실트질점토	3	3	1.5	-	56.25	70.36
		실트질모래	6.3	6	-	1.2	94.57	118.18
		실트질점토	3.8	7	3.5	-	166.40	207.95
		모래질자갈	7.4	64	-	12.8	1185.11	1481.36
		풍화암	1.9	100	-	-	475.39	594.27
합 계						2272.91	2841.11	
PHC 말뚝	500(1), 600(2)	실트질모래	13.1	9	-	1.8	362.99	435.51
		실트질점토	3	3	1.5	-	69.18	83.10
		실트질모래	6.3	6	-	1.2	116.32	139.65
		실트질점토	3.8	7	3.5	-	204.72	245.68
		모래질자갈	7.4	64	-	12.8	1458.24	1749.69
합 계						2211.66	2653.74	

(c) 계속-5소결 Plant(고강도 강관말뚝/복합말뚝)

구		분	층후(m)	N치	Nc	Ns	주면마찰 (1)(kN)	주면마찰 (2)(kN)
고강도 강관 말뚝	406.4×9(1), 406.4×12(2)	실트질모래	1.3	9	-	1.8	294.98	294.98
		실트질점토	3	3	1.5	-	56.25	56.252
		실트질모래	6.3	6	-	1.2	94.57	94.57
		실트질점토	3.8	7	3.5	-	166.40	166.40
		모래질자갈	7.4	64	-	12.8	1185.11	1185.11
		풍화암	1.9	100	-	-	475.39	475.39
		합	계				2272.91	2272.91
복합 말뚝	406.4+400(1) 508+500(2)	실트질모래	13.1	9	-	1.8	294.98	368.77
		실트질점토	3	3	1.5	-	56.252	70.36
		실트질모래	6.3	6	-	1.2	93.1	116.32
		실트질점토	3.8	7	3.5	-	163.75	204.72
		모래질자갈	7.4	64	-	12.8	1166.78	1458.24
				합	계			

주면마찰 산정은 혼합지반으로서 사질지반에서는 $0.2 \times N_s \times A_s$, 점성토 지반에서는 $0.5 \times N_c \times A_c$ 공식을 적용하여 산정하였다.

정역학적 지지력 공식과 마찬가지로 허용지지력 산정시 안전율 3.0을 적용하도록 제안하고 있으므로, 허용응력 설계법에 의한 말뚝의 허용지지력은 표 3. 61과 같다.

표 3.61 표준관입시험에 의한 허용지지력 산정

구		분	선단지지력 (kN)	주면마찰력 (kN)	극한지지력 (kN)	허용지지력 (kN)
LNG	BH-1	고강도	5839.72	2179.12	8018.84	2672.00
SNG (406)	BH-1	고강도	1,906.59	1,358.28	3,264.87	1,088.29
	BH-2	고강도	1,906.59	1,715.88	3,622.47	1,207.49
SNG (508)	BH-1	고강도	2,979.39	1,697.85	4,677.24	1,559.08
	BH-2	고강도	2,979.39	2,144.83	5,124.22	1,708.07
5소결	강관 말뚝	406.4	1,906.59	2,272.91	4,179.50	1,393.16
		508	2,978.22	2,841.11	5,819.33	1,939.77
	PHC 말뚝	500	1,728.72	2,211.76	3,940.48	1,313.49
		600	2,496.06	2,653.83	5,149.89	1,716.63
	고강도 말뚝	406.4	1,906.59	2,272.91	4179.5	1,393.16
		406.4×12	1,906.59	2,272.91	4179.5	1,393.16
	복합 말뚝	406.4+400	1,111.32	1,775.07	2,886.39	962.13
		508+500	1,728.72	2,218.52	3,947.24	1,315.74

LNG Plant 분석결과 정역학적 지지력 공식의 선단지지력은 19,063kN, 주변마찰력은 7,141.643kN으로 산정되었으며 하중전이 비교 분석결과 측정 선단지지력(4,694kN) 대비 406% 크게 산정되었으며, 주변마찰력(7,074kN)은 측정 주변마찰력 대비 101%크게 산정되었다. 정역학적 지지력 공식의 경우 지지력 계수에 따라 크게 산정됨을 알 수 있었다. Meyerhof 공식에서는 선단지지력은 5,839kN, 주변마찰력은 2,179kN으로 산정되었으며, 하중전이 비교 분석결과 측정 선단지지력(4,694kN) 대비 124% 크게 산정되었으며, 주변마찰력(7,074kN)은 측정 주변마찰력 대비 30% 낮게 산정되었다. 안전율 적용 시 결과적으로 정역학적 지지력공식은 높게 산정되며, Meyerhof 공식은 낮게 산정되는 것을 알 수 있었다.

SNG Plant 분석결과 406 고강도 강관말뚝의 분석결과 정역학적 지지력 공식의 선단 지지력은 1,471.38~1,743.825kN, 주변마찰력은 2,395.79~3,718.73kN으로 산정되었으며, Meyerhof 공식에서의 선단지지력은 1,906.59kN, 주변마찰력은 1,358.28~ 1,715.88kN으로 분석되었다. 두 공식의 비교결과 선단지지력은 Meyerhof 공식이 크게 분석되었으며, 주변마찰력은 정역학적 지지력 공식이 크게 분석되었다. 508 고강도 강관말뚝의 분석결과 정역학적 지지력 공식의 선단지지력은 2,299.03~2,724.72kN, 주변마찰력은 3,000.7~4,657.65kN으로 산정되었으며, Meyerhof 공식에서의 선단지지력은 2,979.39kN, 주변마찰력은 1,697.85~2,144.83kN으로 분석되었다. 406 고강도 강관말뚝과 같이 선단 지지력은 Meyerhof 공식이 크게 분석되었으며, 주변마찰력은 정역학적 지지력 공식이 크게 분석되었다.

5소결 Plant 분석결과 고강도 강관말뚝과 강관말뚝에서는 정역학적 공식이 높게 분석되었으며, PHC말뚝과 복합말뚝에서는 Meyerhof 공식이 크게 분석되었다.

표 3.62 공식별 허용지지력 분석결과

구 분				정역학적지지력(kN)		Meyerhof(kN)	
				BH-1(1)	BH-2(2)	BH-1(1)	BH-2(2)
LNG	711	고강도	선단지지력	19063.93	-	5839.72	-
			주면마찰력	7141.64	-	2179.12	-
			극한지지력	26205.58	-	8018.84	-
			허용지지력	8735.19	-	2672	-
SNG	406	고강도	선단지지력	1,471.38	1,743.82	1,906.59	1,906.59
			주면마찰력	2,395.792	3,718.73	1,358.28	1,715.88
			극한지지력	3,867.17	5,462.56	3,264.87	3,622.47
			허용지지력	1,289.06	1,820.85	1,088.29	1,207.49
	508	고강도	선단지지력	2,299.03	2,724.726	2,979.39	2,979.39
			주면마찰력	3,000.7	4,657.65	1,697.85	2,144.83
			극한지지력	5,299.73	7,382.376	4,677.24	5,124.22
			허용지지력	1,766.58	2,460.792	1,559.08	1,708.07
5소결	406.4(1) /508(2)	강관 말뚝	선단지지력	2,396.68	3,744.82	1,906.59	2,978.22
			주면마찰력	4,132.35	5,175.70	2,272.91	2,841.11
			극한지지력	6,529.03	8,920.52	4,179.50	5,819.33
			허용지지력	2,176.34	2,973.50	1,393.16	1,939.77
	500(1) /600(2)	PHC 말뚝	선단지지력	876.13	1,265.02	1,728.72	2,496.06
			주면마찰력	1,067.08	1,280.36	2,211.76	2,653.83
			극한지지력	1,943.21	2,545.38	3,940.48	5,149.89
			허용지지력	647.73	848.46	1,313.49	1,716.63
	406.4(1) /406.4(2)	고강도 강관 말뚝	선단지지력	2,396.68	2,396.68	1,906.59	1,906.59
			주면마찰력	4,132.35	4,132.35	2,272.91	2,272.91
			극한지지력	6,529.03	6,529.03	4179.5	4,179.5
			허용지지력	2,176.34	2,176.34	1,393.16	1,393.16
	406.4+400 (1)/508+500(2)	복합 말뚝	선단지지력	563.22	876.13	1,111.32	1,728.72
			주면마찰력	1,346.81	1,685.27	1,775.07	2,218.52
			극한지지력	1,910.03	2561.4	2,886.39	3,947.24
			허용지지력	636.67	853.8	962.13	1,315.74

여기서, (1),(2) : 강관말뚝 항종을 나타냄

제4장 고강도 강관말뚝 거동 분석

4.1 동재하시험에 의한 말뚝 거동평가

4.1.1 항타관입성 분석

강관말뚝 항타 관입성 분석에서는 항타 압축응력은 허용압축응력인 255MPa (0.9×284MPa)의 90%인 229.5MPa 이내가 되도록 조정하는 것으로 실시되었으며, 측정결과 174.16~203MPa로 당초 계획한 항타 시 항타응력 기준에 만족한 것으로 분석되었다. 타격에너지에서는 시험말뚝에 램 중량 10tf 유압해머를 사용하여 0.8~1.1m 낙하고로 항타 하였으며, 최대 램 낙하고 조건에서 전달된 타격에너지는 4.9~8.4m로서 해머의 이론적인 타격에너지 8~11tf-m 대비 61%~76%의 에너지 전달율을 나타내었다.

PHC 말뚝 항타 관입성 분석에서는 항타 압축응력은 허용압축 47.07MPa(0.6×78.45MPa)의 90%인 42.36MPa 이내가 되도록 조정하는 것으로 실시되었으며, 측정결과 27.75~28.24MPa로 당초 계획한 항타 시 항타응력 기준에 만족한 것으로 분석되었다. 타격에너지에서는 시험말뚝에 램 중량 10tf 유압해머를 사용하여 0.7~1m 낙하고로 항타 하였으며, 최대 램 낙하고 조건에서 전달된 타격에너지는 5.2~7.3m로서 해머의 이론적인 타격에너지 7~10tf-m 대비 41%~73%의 에너지 전달율을 나타내었다.

고강도 강관말뚝 항타 관입성 분석에서는 항타 압축응력은 허용압축응력인 396MPa(0.9×440MPa)의 90%인 356.4MPa 이내가 되도록 조정하는 것으로 실시되었으며, 측정결과 192.4 ~269.97MPa로 당초 계획한 항타 시 항타응력 기준에 만족한 것으로 분석되었다. 타격에너지에서는 시험말뚝에 램 중량 10~16tf 유압해머를 사용하여 0.9~1.4m 낙하고로 항타 하였으며, 최대 램 낙하고 조건에서 전달된 타격에너지는 7.9~18.8m로서 해머의 이론적인 타격에너지 12~22.4tf-m 대비 65~83%의 에너지 전달율을 나타내었다.

복합말뚝 항타 관입성 분석에서는 항타 압축응력은 허용압축응력인 255MPa (0.9×284MPa)의 90%인 229.5MPa 이내가 되도록 조정하는 것으로 실시되었으며, 측정결과 25.10~30.69MPa로 당초 계획한 항타 시 항타응력 기준에 만족한 것으로 분석되었다. 타격에너지에서는 시험말뚝에 램 중량 10tf 유압해머를 사용하여 0.6~0.8m 낙하고로 항타 하였으며, 최대 램 낙하고 조건에서 전달된 타격에너지는 4.0~6.0m로서 해머의 이론적인 타격에너지 6~8tf-m 대비 66~

75%의 에너지 전달율을 나타내었다.

재질별 타격횡수는 고강도 강관말뚝이 가장 크며, PHC 말뚝이 적은 것으로 분석되었다. 고강도 강관말뚝은 451~2,103타, 강관말뚝은 390~446타, PHC 말뚝은 366~390타, 복합말뚝 285~411타 나타나 항타 시공성이 양호한 것으로 나타났으며, 재질이 강관일 경우 대체적으로 말뚝타격 횡수가 증가되었다. 이처럼 고강도 강관말뚝은 최대 항타 에너지가 커지는 만큼 말뚝의 관입깊이가 늘어난 것을 의미하며, 이를 지반조사결과와 비교하면 풍화암에 근입되는 것을 확인 할 수 있었다.

동재하시 힘을 통해 도출된 허용지지력을 말뚝별 타격에너지와 비교한 것으로서 전체적으로 타격에너지가 증가함에 따라 허용지지력이 증가하는 것을 확인할 수 있었다. 타격에너지에 따른 허용지지력의 변화를 그림 4.1에 나타냈으며 고강도강관말뚝의 관측점들에 대한 회귀식을 도출하였다. 현장에서는 타격에너지에 따라 허용지지력을 예측할 수 있다. 회귀식은 로그의 함수로 나타났으며, 결정계수가 0.6638로 낮게 나타났으며, 이유로는 표본수가 적어 결정계수를 낮게 나타냈다.

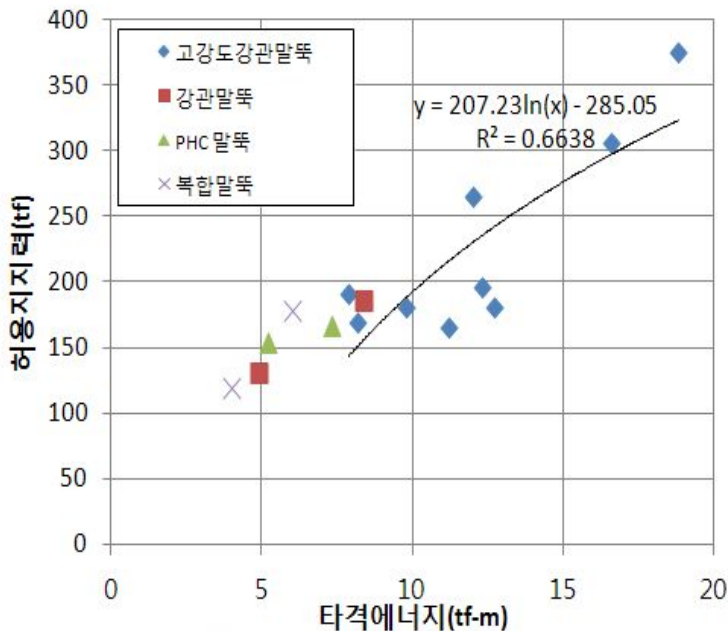


그림 4.1 타격에너지에 따른 허용지지력의 변화

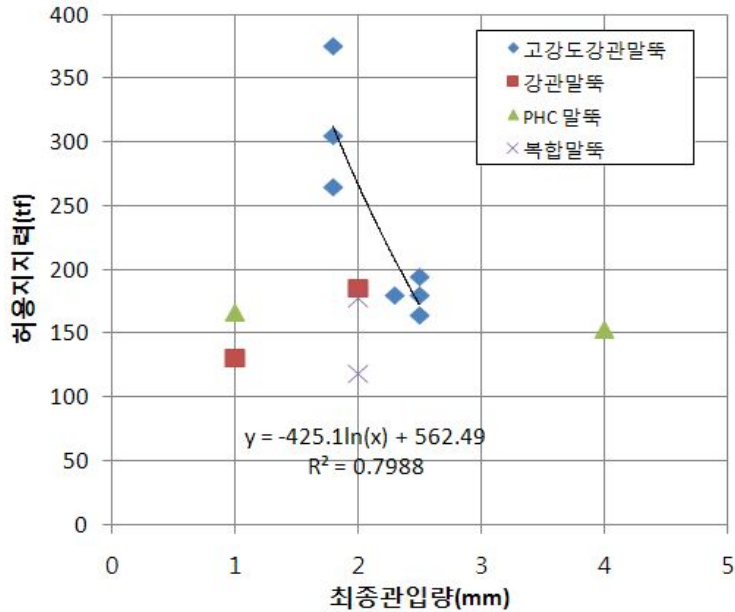


그림 4.2 최종관입량에 따른 허용지지력의 변화

최종 관입량에 따른 허용지지력의 변화를 그림 4.2에 나타냈으며, 고강도강관말뚝의 관측점들에 대한 회귀식을 도출하였다. 현장에서는 최종 관입량에 따라 허용지지력을 예측할 수 있으며, 본 연구에서는 시공에서의 품질을 도모하고자 회귀식의 로그를 이용한 함수로 나타냈으며 결정계수가 0.7988로 낮게 나타났으며 이유로는 타격에너지와 마찬가지로 표본수가 적어 결정계수를 낮게 나타냈다. 이처럼 현장에서는 향타 시 최종 관입량에 따라서 지지력이 크게 영향을 미치기 때문에 시공 시 주의가 필요하다.

말뚝재료에 의한 타격수에서는 지방서에 규정한 고강도와 일반강관말뚝의 구분이 없으며, 강관말뚝인 경우 총 타격수가 3000회 이내로 규정되어 있으나 고강도 강관말뚝인 경우 허용압축응력(356.4MPa)의 대략적으로 2,103타 시 75% 정도 도달하는 것으로 분석되었다.

표 4.1 항타 관입성 분석결과

구분		관입 깊이 (m)	낙하고 (m)	타격당 관입량	CSX (MPa)	CSI (MPa)	CSB (MPa)	EMX (tf-m)	RMX (tf)	해머 (tf)	총타 격수
711.2 (고강도)	HSP-1	50.4	1.4	2이하	261.8	269.5	269.4	18.8	750	16	2103
	HSP-2	49.9	1.4	2이하	207.6	245.7	220.5	16.6	610	16	2032
	HSP-3	50.4	0.9	2이하	192.4	245.0	169.7	12.0	530	16	1752
406 (고강도)	HSP4-C	47.4	1.1	2.5	234.8	244.8	203.1	11.2	330	13	711
	HSP4-T	47.1	1.1	2.3	246.6	259.1	217.0	12.7	360	13	687
508 (고강도)	HSP5-C	47.4	1.1	2.5	236.1	243.7	185.4	12.3	390	13	1044
	HSP5-T	47.8	1.1	2.5	232.3	299.7	162.6	9.8	360	10	1289
강관 말뚝	406.4×9.5	34	0.8	1	203	-	158.38	4.9	260. 9	10	446
	508×12.7	33.7	1.1	2	174.16	-	102.67	8.4	370. 9	10	390
PHC 말뚝	500×80	26.8	0.7	4	27.75	-	20.39	5.2	307. 2	10	366
	600×90	28.8	1	1	28.24	-	18.33	7.3	332. 5	10	390
고강도 말뚝	406.4×9	34.9	1	2	269.97	-	228	8.2	337	10	451
	406.4×12	35	1.2	2	266.74	-	248.69	7.9	381. 6	10	457
복합말 뚝	406+400	33.5	0.6	2	30.69	-	94.73	4	238. 1	10	285
	508+500	34	0.8	2	25.1	-	124.64	6	355. 3	10	411

4.1.2 시간경과에 따른 말뚝 지지력 변화

711.2 고강도 강관말뚝의 정동재하시험 분석결과 하중-침하 거동을 살펴보면 동재하시험의 EOID 시험결과보다 Restrike 시험결과가 보다 양호한 결과를 나

타내고 있다. 이는 시간경과에 의한 지반의 set up효과에 기인한 것이며 전체적으로 정재하 시험결과와도 잘 부합하는 것으로 평가되었다.

표 4.2와 같이 시험말뚝의 최대 지지력은 정재하시험에 의해 분석되었으며 동재하시험에 의한 지지력은 Restrike 시험 시 시험해머의 용량부족으로 인하여 실제의 지지력보다 낮게 평가되었다. 결과적으로 지반의 set up효과를 고려할 때 정재하시험과 동재하시험의 결과는 서로 부합되는 것으로 분석되었다.

표 4.2 LNG Plant Davisson 분석에 의한 정·동재하시험 지지력 비교분석

시험말뚝번호	관입깊이 (m)	구 분	Davisson 방법에 의한 항복하중(tf)	시험시점
711.2 (HSP-1)	50.4	EOID	745.0이상	-
		Restrike 1	754.5이상	EOID 이후 1일
		Restrike 2	765.0이상	EOID 이후 12일
		E(Rb)+R2(Rs)	1074이상	-
		정재하시험	1200이상	EOID 이후 19일

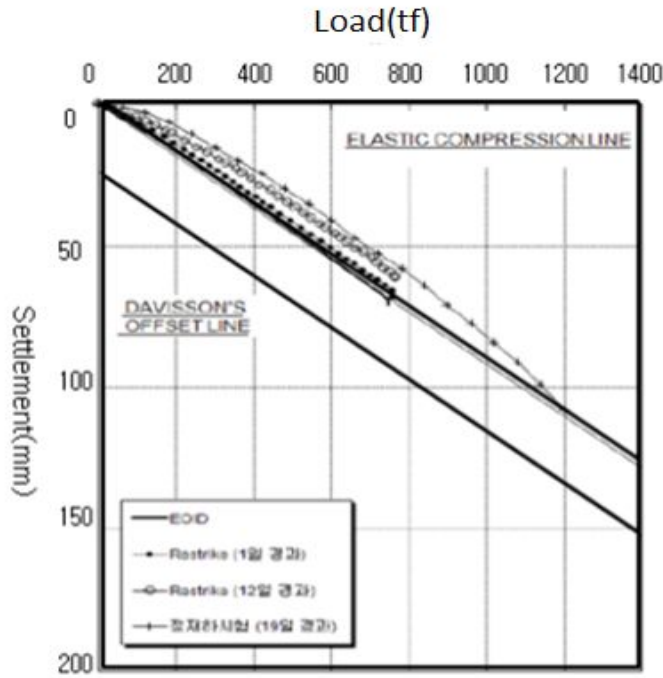
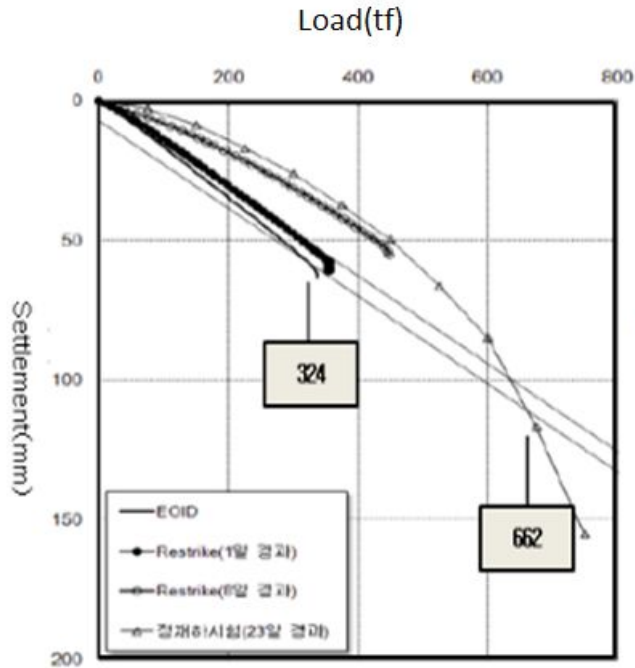


그림 4.3 LNG Plant 고강도 강관말뚝 정동재하시험 하중-침하량 분석결과

406.4 및 508 고강도 강관말뚝의 정동재하시험 분석결과 하중-침하 거동을

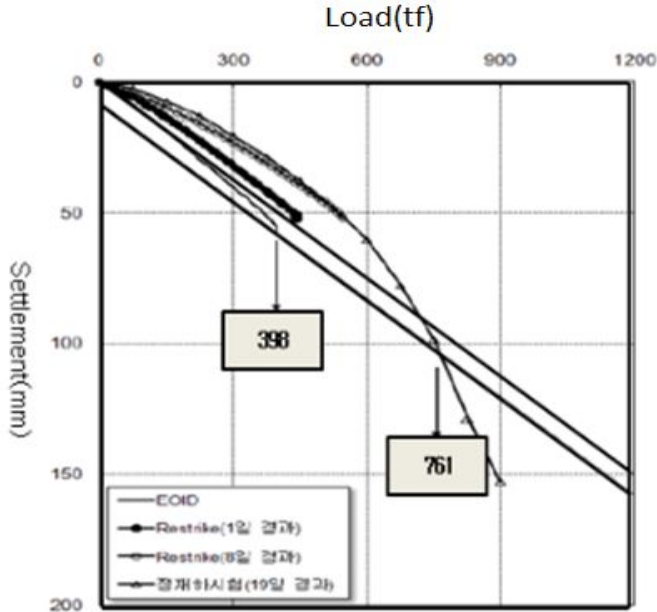
살펴보면 동재하시험의 EOID 시험결과보다 Restrike 시험결과가 보다 양호한 결과를 나타내고 있다. 이는 시간경과에 의한 지반의 set up효과에 기인한 것이며 전체적으로 정재하 시험결과와도 잘 부합하는 것으로 평가되었다. 그러나 set up 현상은 EOID시험, 1차, 2차 Restrike시험 및 정재하시험 결과까지 연속해서 나타나고 있다. 2차 Restrike 시험 후 정재하시험까지의 시간효과는 크지 않은 것으로 나타났다.

표 4.3은 분석된 지지력의 정동재하시험으로부터 평가된 지지력을 비교하기 위하여 Davisson 방법에 의한 항복하중을 나타낸 것이다. 시험말뚝의 최대 지지력은 정재하시험에 의해 분석되었으며 동재하시험에 의한 지지력은 Restrike 시험 시 시험해머의 용량부족으로 인하여 실제의 지지력보다 낮게 평가되었다. 결과적으로 지반의 set up 현상을 고려할 때 정재하시험과 동재하시험의 결과는 서로 잘 부합되는 것으로 분석되었다.



(a) 406 고강도 강관말뚝 정동재하시험 하중-침하량곡선

그림 4.4 계속-SNG Plant 고강도 강관말뚝 정동재하시험 하중-침하량곡선



(b) 508 고강도 강관말뚝 정동재하시험 하중-침하량곡선

그림 4.4 SNG Plant 고강도 강관말뚝 정동재하시험 하중-침하량곡선

표 4.3 SNG Plant Davisson 분석에 의한 정·동재하시험 지지력 비교분석

시험말뚝번호	관입깊이 (m)	시험구분	Davisson 방법에 의한 항복하중(tf)	시험시점
406	47.4	EOID	324	-
		Restrike 1	356이상	EOID 이후 1일
		Restrike 2	448이상	EOID 이후 8일
		E(Rb)+R2(Rs)	-	-
		정재하시험	662	EOID 이후 23일
508	47.4	EOID	398	-
		Restrike 1	442.0이상	EOID 이후 1일
		Restrike 2	547.0이상	EOID 이후 8일
		E(Rb)+R2(Rs)	-	-
		정재하시험	761	EOID 이후 19일

강관말뚝, PHC 말뚝, 고강도 강관말뚝, 복합말뚝의 정·동재하시험 분석결과 하중-침하 거동을 살펴보면 동재하시험의 EOID 시험결과보다 Restrike 시험결과가 보다 양호한 결과를 나타내고 있다. 이는 시간경과에 의한 지반의 set up 효과에 기인한 것이며 전체적으로 정재하시험결과와도 잘 부합하는 것으로 평가되었다. 그러나 set up현상은 EOID시험, Restrike시험 및 정재하시험 결과까

지 연속해서 나타나고 있다. Restrike 시험 후 정재하시험까지의 시간효과는 크지 않은 것으로 나타났다.

표 4.4은 분석된 지지력의 정·동재하 시험으로부터 평가된 지지력을 비교하기 위하여 Davisson 방법에 의한 항복하중을 나타낸 것이다. 시험말뚝의 최대 지지력은 정재하시험에 의해 분석되었으며 동재하시험에 의한 지지력은 Restrike 시험 시 시험해머의 용량부족으로 인하여 실제의 지지력보다 낮게 평가되었다. 결과적으로 지반의 set up현상을 고려할 때 정재하시험과 동재하시험의 결과는 서로 잘 부합되는 것으로 분석되었다.

표 4.4 5소결 Plant Davisson 분석에 의한 정·동재하시험 지지력 비교분석

시험말뚝번호	관입깊이 (m)	시험구분	Davisson 방법에 의한 항복하중(tf)	시험시점
406.4×9.5 (강관말뚝)	34	EOID	233.7	-
		Restrike 1	260.9	EOID 이후 6일
		정재하시험	472	EOID 이후 22일
508.0×12.7 (강관말뚝)	33.7	EOID	277.2	
		Restrike 1	370.9	EOID 이후 5일
		정재하시험	600	EOID 이후 22일
500×80 (PHC말뚝)	31.3	EOID	279.2	
		Restrike 1	307.2	EOID 이후 5일
		정재하시험	360	EOID 이후 21일
600×90 (PHC말뚝)	28.8	EOID	290	
		Restrike 1	332.5	EOID 이후 5일
		정재하시험	404	EOID 이후 21일
406.4×9 (고강도 강관)	34.9	EOID	269.1	
		Restrike 1	337	EOID 이후 7일
		정재하시험	410	EOID 이후 17일
406.4×12 (고강도 강관)	34.8	EOID	383.7	
		Restrike 1	381.6	EOID 이후 7일
		정재하시험	500	EOID 이후 29일
400×65+ 406.4×12.7 (복합말뚝)	34	EOID	206.7	
		Restrike 1	238.1	EOID 이후 5일
		정재하시험	320	EOID 이후 11일
500×80+ 508×12.7 (복합말뚝)	34.5	EOID	322.8	
		Restrike 1	355.3	EOID 이후 5일
		정재하시험	520	EOID 이후 13일

그림 4.5는 말뚝재질별, 규격별 항타종료 후 시간경과에 따른 말뚝지지력 증가는 동재하시험과 정재하시험 모두에서 유사하게 나타나고 있다. 지지력 증가 비율은 항타 종료 시 측정값의 2배에 달하고 있으며, 급격한 지지력 증가는 항

타 후 발생하는 것으로 분석되었다. 또한 그림 4.6에서와 같이 말뚝 재질과 상관없이 회귀 분석결과 0.4813를 얻었다.

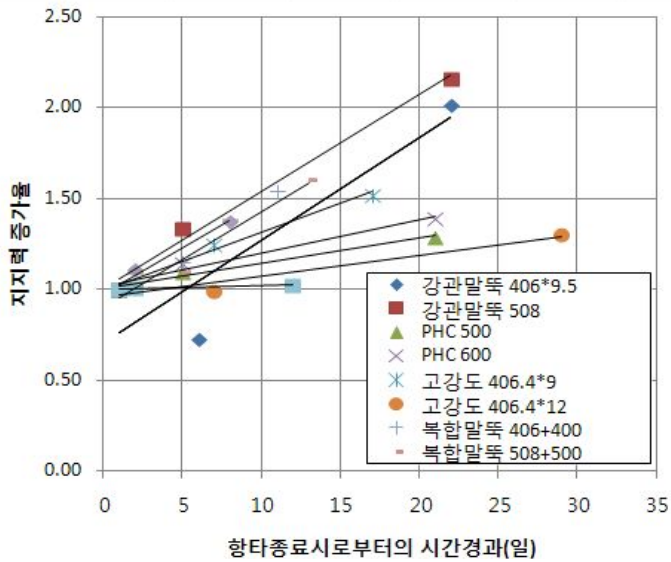


그림 4.5 말뚝재질별 및 규격별 시간경과에 따른 말뚝지지력 증가

표 4.5 계속-지지력 증가비율 분석결과

시험말뚝번호	시험구분	Davisson 방법에 의한 항복하중(tf)	지지력 증가비율	시험시기 항타종료후(일)
406.4×9.5 (강관말뚝)	E OID	233.7	1	1
	Restrike 1	260.9	1.116	6
	정재하시험	472	2.019	22
508.0×12.7 (강관말뚝)	E OID	277.2	1	1
	Restrike 1	370.9	1.338	5
	정재하시험	600	2.164	22
500×80 (PHC말뚝)	E OID	279.2	1	1
	Restrike 1	307.2	1.100	5
	정재하시험	360	1.289	21
600×90 (PHC말뚝)	E OID	290	1	1
	Restrike 1	332.5	1.146	5
	정재하시험	404	1.393	21
406.4×9 (고강도 강관)	E OID	269.1	1	1
	Restrike 1	337	1.252	7
	정재하시험	410	1.523	17
406.4×12 (고강도 강관)	E OID	383.7	1	1
	Restrike 1	381.6	0.994	7
	정재하시험	500	1.303	29

표 4.5 계속-지지력 증가비율 분석결과

시험말뚝번호	시험구분	Davisson 방법에 의한 항복하중(tf)	지지력 증가비율	시험시기 항타종료후(일)
400×65+ 406.4×12.7 (복합말뚝)	EOID	206.7	1	1
	Restrike 1	238.1	1.151	5
	정재하시험	320	1.548	11
500×80+ 508×12.7 (복합말뚝)	EOID	322.8	1	1
	Restrike 1	355.3	1.100	5
	정재하시험	520	1.610	13
406 (고강도 강관)	EOID	324	1	1
	Restrike 1	356	1.098	2
	Restrike 2	448	1.382	8
	정재하시험	662	2.043	23
508 (고강도 강관)	EOID	398	1	1
	Restrike 1	442	1.110	2
	Restrike 2	547	1.374	8
	정재하시험	761	1.912	19
711.2 (고강도 강관)	EOID	745	1	1
	Restrike 1	754.5	1.012	2
	Restrike 2	765	1.026	12
	정재하시험	1200	1.610	19

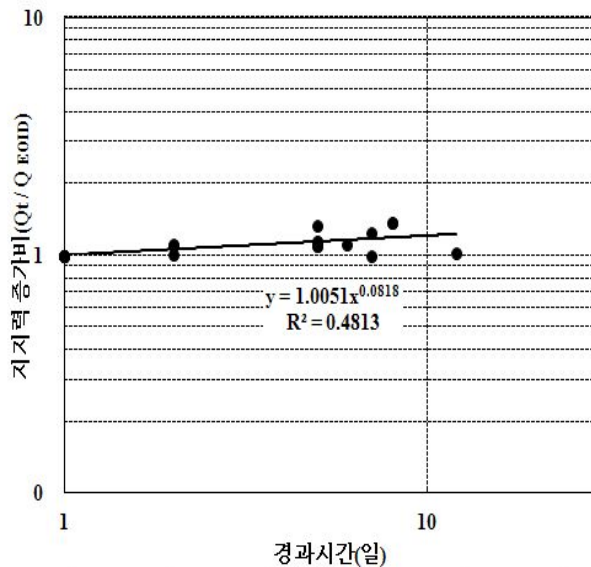


그림 4.6 시간 경과 후 지지력 증가비

말뚝재질별, 규격별 증가율은 시간 경과 일에 따라 고강도 강관파일은 1.303

~2.043, 강관말뚝은 2.019~2.164, PHC 말뚝은 1.289~1.393, 복합말뚝 1.548~1.610의 지지력이 증가하는 것을 보이며, 광양지역의 말뚝 시공 시 시간효과에 따른 set up 현상이 발생하는 것으로 분석되었다.

그림 4.7에서는 말뚝재질별 회귀 분석결과 PHC말뚝이 가장 크며, 고강도 강관파일이 가장 낮은값으로 분석되었다. 이는 고강도 강관파일은 해머에 의한 에너지가 선단부까지 전달되지 않은 것으로 분석되었다.

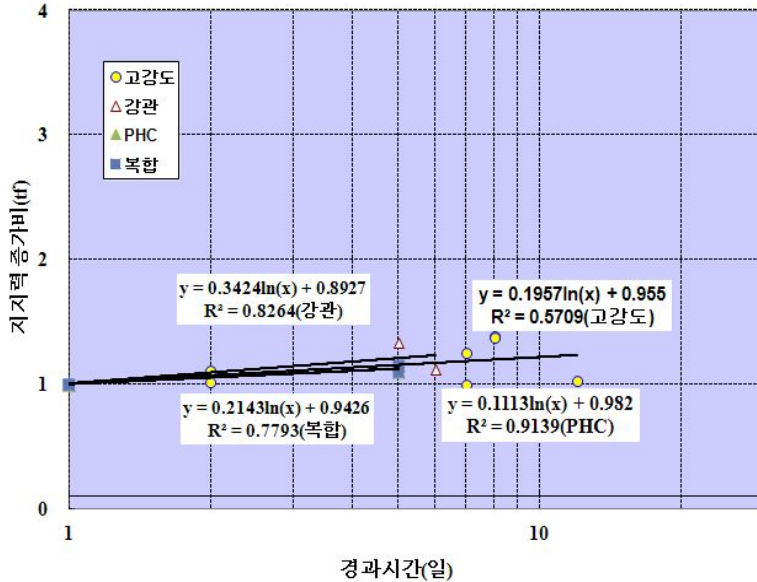


그림 4.7 말뚝재질별 시간경과에 따른 말뚝지지력 증가비

시간경과에 따른 지지력의 증가를 예측하고, 적절한 동재하시험 시간을 검증하기 위해서 Skov등(1988), Svinkin 등(1994), Skov and Denver(1988), Svinkin and Skov 등(2000)이 분석한 결과를 현장에서 실측한 동재하시험을 적용하여 평가분석하였다. 그림 4.8에서와 같이 실측치들은 장기강도에 어느정도 수렴되고 있음에도 불구하고, 예측치는 $\log(t/t_0)$ 에 비례로 계속 증가하고 있어 현장의 set up 효과를 충분히 나타내고 있다. 또한 조천환(1998) 시간경과에 따른 타입 말뚝의 지지력 증대 특성에 관한 연구에서와 같이 본 연구에서도 초기항타 시간은 1차 재항타시험에 대해 임의로 결정한 것이지 값 자체가 지반의 특성을 의미하는 것을 알수가 있었다.

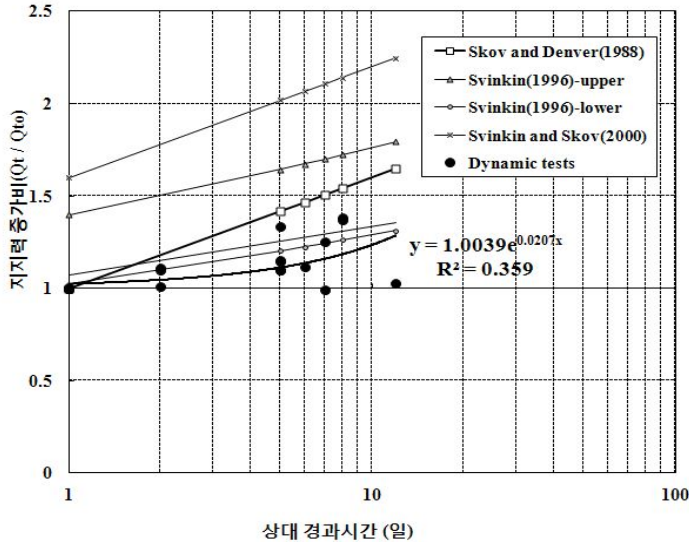


그림 4.8 제안식과 실측치의 말뚝지지력 증가비교

711.2 고강도 강관말뚝의 인발재하시험 및 동재하시험 분석결과 HSP-2는 EOID시험 후 2회의 Restrike시험(1~12일 경과)을 실시하였으며, 인발 재하 시험은 22일 경과 후 실시 하였다. 표 4.6과 같이 시험말뚝의 Fuller 방법에 의한 인발지지력은 항타 종료시점에서 85.9tf로 분석되었으며, 이후 Restrike 시험에 의해서는 345.7tf 이상으로 분석되었다. 이후 최종 시험인 인발재하시험에 의해서는 Fuller 방법에 의한 인발 지지력이 500tf로 분석되었다.

분석된 지지력을 분석한 결과 시간 경과에 따라 지지력이 점차 증가하는 것으로 분석되었다. 결과적으로 동재하시험과 인발재하시험을 비교 검토 한 결과, 인발재하시험으로부터 동재하시험에 의해 분석된 시간효과를 추가로 확인 하였으며, 시험을 실시한 시점과 지반의 set up효과를 고려할 때 동재하 시험과 인발재하시험의 결과는 부합되는 것으로 분석되었다.

표 4.6 LNG Plant Davisson 분석에 의한 정·동재하시험 인발지지력 비교분석

시험말뚝번호	관입깊이 (m)	시험구분	Davisson 방법에 의한 항복하중	시험시점
HSP-2	49.9	EOID	85.9	-
		Restrike 1	221.6이상	EOID 이후 1일
		Restrike 2	345.7이상	EOID 이후 12일
		인발재하시험	500	EOID 이후 22일

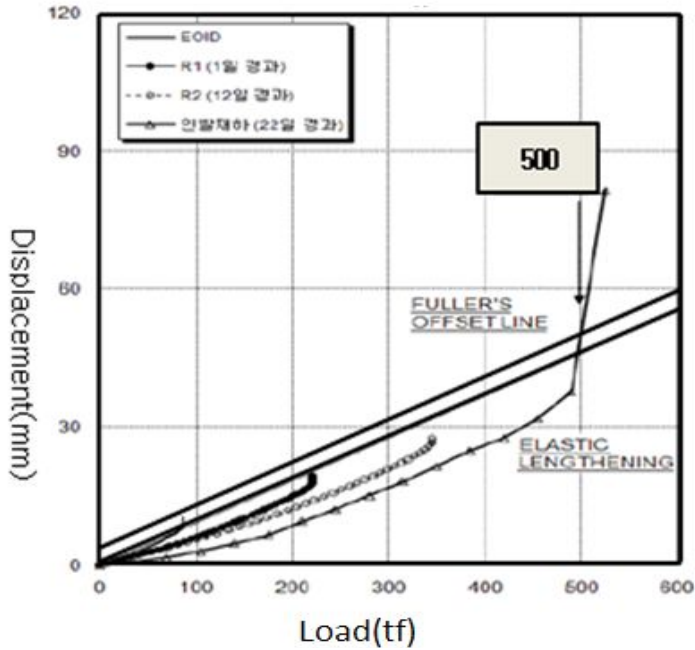


그림 4.9 LNG Plant 고강도 강관말뚝 인발재하시험 하중-변위량 곡선

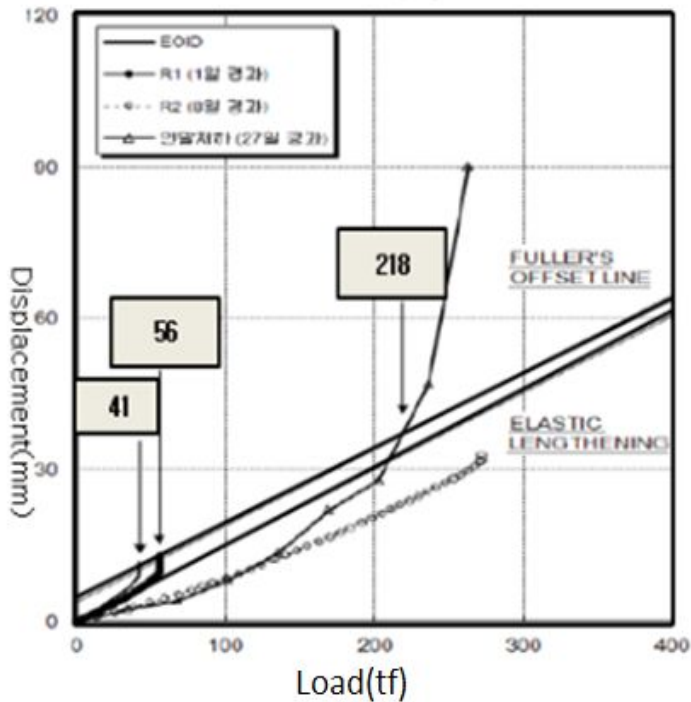
406.4×12 고강도 강관말뚝은 인발재하시험 및 동재하시험 분석결과 EOID시험 후 2회의 Restrike시험(1~8일 경과)을 실시하였으며, 508.0×12 고강도 강관말뚝은 EOID시험 후 3회의 Restrike시험(2~10일 경과)을 실시하였다. 인발재하시험은 27~30일 경과 후 실시 하였으며, 하중-변위량 곡선은 그림 4.10과 같다.

시험말뚝의 Fuller 방법에 의한 인발지지력은 항타 종료시점에서 41.64ton로 분석되었으며 이후 Restrike 시험 과정을 거치면서 인발지지력은 큰 폭으로 증가하였으며, 최종 Restrike 시험에서는 271~381tf로 분석되었다. 이후 최종 시험인 인발재하시험에 의해서는 Fuller 방법에 의한 인발 지지력이 218~394tf로 분석되었다.

하중-인발량 곡선을 비교하면 인발재하시험에 의한 곡선이 최종 Restrike 시점의 capwap 분석에 의한 곡선보다 보수적으로 분석되었다. 동재하시험 (Restrike 2~3회)과 인발재하시험을 비교 검토한 결과 인발재하시험 결과가 동재하시험(최종Restrike)결과에 비해 보수적인 경향을 나타내고 있다. 따라서 본 연구에서 동재하시험으로 부터 인발저항력을 추정하는 경우 마찰력 감소계수는 0.7도 고려될 수 있는 것으로 분석되었다.

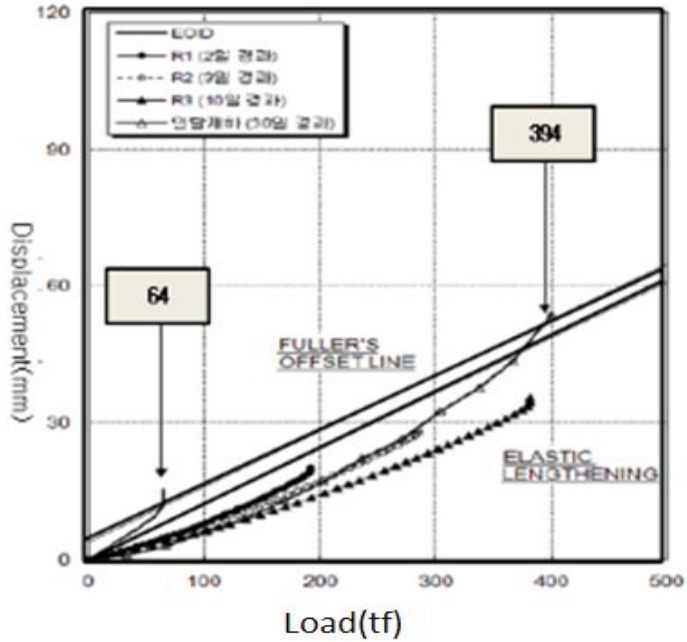
표 4.7 SNG Plant Davisson 분석에 의한 정·동재하시험 인발지지력 비교분석

시험말뚝번호	관입깊이 (m)	시험구분	Davisson 방법에 의한 항복하중	시험시점
406.4×12	47.1	EOID	41	-
		Restrike 1	56	EOID 이후 1일
		Restrike 2	271	EOID 이후 8일
		인발재하시험	218.2	EOID 이후 27일
508×12	47.8	EOID	64	
		Restrike 1	191	EOID 이후 2일
		Restrike 2	284	EOID 이후 3일
		Restrike 3	381	EOID 이후 10일
		인발재하시험	394	EOID 이후 30일



(a) 406 강관말뚝 인발재하시험 하중-변위량 곡선

그림 4.10 계속-SNG Plant 고강도 강관말뚝 인발재하시험 하중-변위량 곡선



(b) 508 강관말뚝 인발재하시험 하중-변위량 곡선
 그림 4.10 SNG Plant 고강도 강관말뚝 인발재하시험 하중-변위량 곡선

4.2 설계 극한지지력 안전을 평가

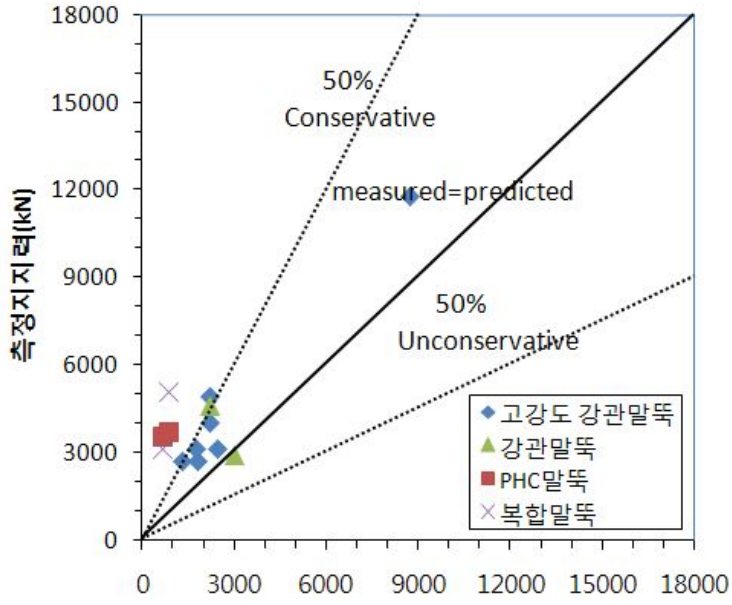
저항편향계수는 측정극한지지력과 설계 극한지지력의 비(측정 극한지지력/설계극한 지지력)로 정의되며, 지반의 공간적 불확실성, 조사결과의 한계, 설계 및 해석모델의 불확실성 등 저항의 불확실성을 정량화하고 대변하는 값이다. 저항편향계수를 결정하기 위해 정재하시험 및 동재하시험으로부터 산정된 설계 극한지지력을 비교 분석하고, 이들 자료의 통계분석을 수행하였다. 설계 극한지지력과 정재하시험 및 동재하시험에 의한 측정 지지력을 비교하여 표 4.8 표 4.9의 저항편향계수를 산정한 결과이다.

표 4.8 정재하시험 저항편향계수 지지력

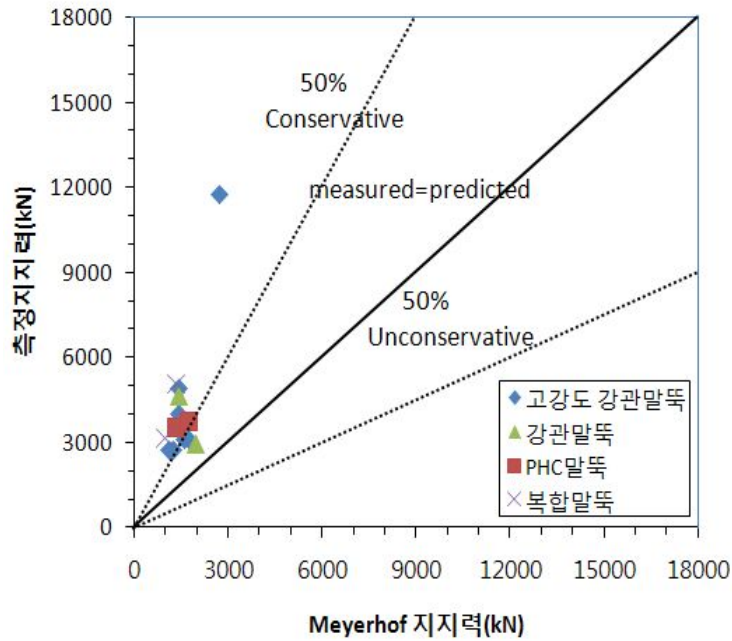
구분	말뚝제원		측정 지지력 (kN)	설계지지력(kN)		저항편향계수	
	직경(mm)	길이 (m)		정역학 공식	Meyerhof 경험식	정역학 공식	Meyerhof 경험식
고강도	711.0	52.5	11,760	8,735	2,672	0.742	0.227
고강도	406.4	39.7	2,714	1,289	1,088	0.474	0.400
				1,820	1,207	0.670	0.444
고강도	508.0	49.6	3,126	1,766	1,559	0.565	0.498
				2,460	1,708	0.787	0.546
강관 말뚝	406.4×9.5	35.5	4625.6	2,176	1,393	0.470	0.301
	508×12.7		2,940	2,973	1,939	1.011	0.659
PHC 말뚝	500	33.6	3,528	647	1,313	0.183	0.372
	600		3,724	848	1,716	0.227	0.460
고강도	406.4×9	35.5	4,018	2,176	1,393	0.541	0.346
	406.4×12		4,900	2,176	1,393	0.444	0.284
복합 말뚝	406.4+400	33.6	3,136	636	962	0.203	0.306
	508+500		5,096	853	1,315	0.167	0.258

표 4.9 동재하시험 저항편향계수 지지력

구분	말뚝제원		측정 지지력 (kN)	설계지지력(kN)		저항편향계수	
	직경(mm)	길이 (m)		정역학 공식	Meyerhof 경험식	정역학 공식	Meyerhof 경험식
고강도	711.0	52.5	3,743	8,735	2,672	2.333	0.713
고강도	406.4	39.7	2,195	1,289	1,088	0.587	0.495
			2,058	1,820	1,207	0.884	0.586
고강도	508.0	49.6	2,685	1,766	1,559	0.657	0.580
			2,704	2,460	1,708	0.909	0.631
강관 말뚝	406.4×9.5	35.5	2,556	2,176	1,393	0.851	0.545
	508×12.7		3,634	2,973	1,939	0.818	0.533
PHC 말뚝	500	33.6	3,010	647	1,313	0.215	0.436
	600		3,258	848	1,716	0.260	0.526
고강도	406.4×9	35.5	3,302	2,176	1,393	0.659	0.421
	406.4×12		3,739	2,176	1,393	0.582	0.372
복합 말뚝	406.4+400	33.6	2,333	636	962	0.272	0.412
	508+500		3,481	853	1,315	0.245	0.377

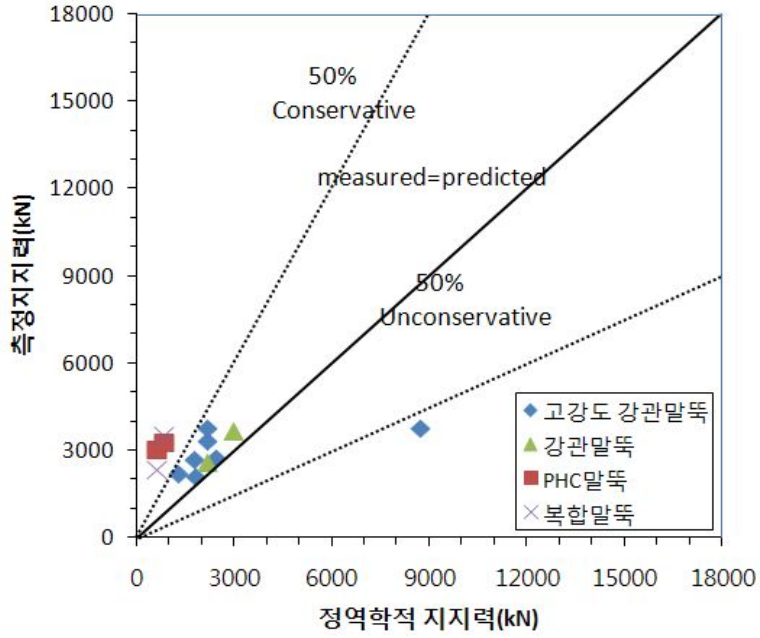


(a) 정역학적 지지력

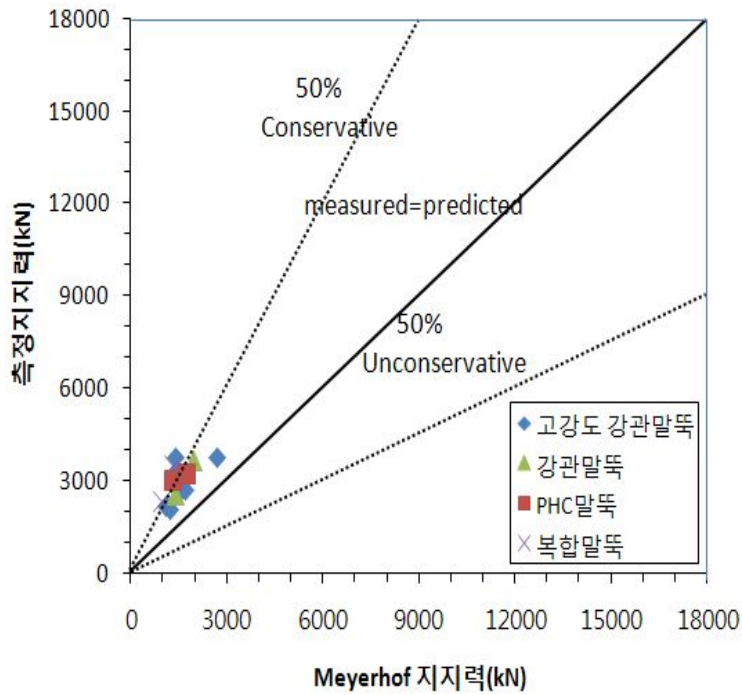


(b) Meyerhof 지지력

그림 4.11 정재하시험 측정지지력과 설계지지력 비교



(a) 정역학적 지지력



(b) Meyerhof 지지력

그림 4.12 동재하시험 측정지지력과 설계지지력 비교

정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 경험식을 적용하여 산정한 말뚝의 설계 극한 지지력과 Davisson 방법(1972)으로 산정한 측정 극한지지력의 분포이다. 재하시험으로 얻어진 측정 극한지지력에 대하여 50% 큰 지지력을 나타내는 경계선과 50% 작은 지지력을 나타내는 경계선을 함께 도시하여 말뚝재질별로 정역학적 지지력공식 과 N치를 이용한 경험식에 따라 설계 극한지지력의 경향성을 비교한 결과, 고강도 강관말뚝 및 강관말뚝은 경계선 50% 이내에 나타났다.

정역학적 지지력공식, Meyerhof 경험식, 저항편향계항계수 통계특성치 분석결과는 표 4.10과 같다. 정재하시험인 경우 고강도 강관말뚝 정역학적 지지력공식은 정규화 값은 평균 0.603, 표준편차 0.180로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 39.7% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 18.0% 정도로 나타났다. Meyerhof 경험식은 정규화 값은 평균 0.392, 표준편차 0.114로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 60.8% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 11.4% 정도로 나타났다. 강관말뚝 정역학적 지지력 공식은 정규화 값은 평균 0.740, 표준편차 0.382로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 26% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 38.2% 정도로 나타났다. Meyerhof 경험식은 정규화 값은 평균 0.480, 표준편차 0.253로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 52% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 25.3% 정도로 나타났다. PHC 말뚝 정역학적 지지력공식은 정규화 값은 평균 0.205, 표준편차 0.031로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 79.5% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 3.1% 정도로 나타났다. Meyerhof 경험식은 정규화 값은 평균 0.416, 표준편차 0.062로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 58.4% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 6.2% 정도로 나타났다. 복합말뚝 정역학적 지지력 공식은 정규화 값은 평균 0.185, 표준편차 0.025로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 81.5% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 2.5% 정도로 나타났다. Meyerhof 경험식은 정규화 값은 평균 0.282, 표준편차 0.034로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 71.8% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 3.4% 정도로 나타났다.

동재하시험인 경우 고강도 강관말뚝 정역학적 지지력공식의 정규화 값은 평균 0.944, 표준편차 0.626로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 5.6% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 62.6% 정도로 나타났다. Meyerhof 경험식은 정규화 값은 평균 0.543, 표준편차 0.119로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 45.7% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 11.9% 정도로 나타났다. 강관말뚝 정역학적 지지력공식은 정규화 값은 평균 0.834, 표준편차 0.023로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 16.6% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 2.3% 정도로 나타났다. Meyerhof 경험식은 정규화 값은 평균

0.539, 표준편차 0.007로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 46.1% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 0.7 % 정도로 나타났다. PHC 말뚝 정역학적 지지력 공식은 정규화 값은 평균 0.237, 표준편차 0.031로 평가되어 실제 확인된 재하 시험 보다 76.3% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 3.1% 정도로 나타났다. Meyerhof 경험식은 정규화 값은 평균 0.481, 표준편차 0.064로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 51.9% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 6.4% 정도로 나타났다. 복합말뚝 정역학적 지지력 공식은 정규화 값은 평균 0.259, 표준편차 0.019로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 74.1% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 1.9% 정도로 나타났다. Meyerhof 경험식은 정규화 값은 평균 0.395, 표준편차 0.024로 평가되어 실제 확인된 재하시험 보다 60.5% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 2.4% 정도로 나타났다. 변동계수는 동재하시험의 경우 모두 Meyerhof 경험식보다 정역학적 지지력공식이 더 크게 나타나 공식의 내재적 보수성에 의해 신뢰도지수 증가할 수 있는 요인과 높은 변동계수에 따른 불확실성의 증가로 인해 신뢰도지수가 감소될 수 있는 요인이 공존함을 확인하였다.

표 4.10 말뚝재질별 정규화(재하시험/설계지지력)값의 평균 및 표준편차

구 분	정재하						동재하					
	정역학공식			Meyerhof식			정역학공식			Meyerhof식		
	평균	표준 편차	변동 계수	평균	표준 편차	변동 계수	평균	표준 편차	변동 계수	평균	표준 편차	변동 계수
고강도 말뚝	0.603	0.180	0.21	0.39	0.114	0.291	0.944	0.626	0.663	0.543	0.119	0.220
강관 말뚝	0.740	0.382	0.69	0.48	0.253	0.527	0.834	0.023	0.028	0.539	0.007	0.014
PHC 말뚝	0.205	0.031	0.15	0.41	0.062	0.150	0.237	0.031	0.134	0.481	0.064	0.132
복합 말뚝	0.185	0.025	0.13	0.28	0.034	0.121	0.259	0.019	0.075	0.395	0.024	0.061

표 4.11 정규화(재하시험/설계지지력)값의 평균 및 표준편차

구 분		정재하		동재하	
		정역학공식	Meyerhof식	정역학공식	Meyerhof식
저항편향 계수	평균	0.499	0.392	0.713	0.510
	표준편차	0.260	0.125	0.549	0.103
	변동계수	0.522	0.319	0.770	0.202

국내에서 적용하고 있는 허용응력 설계법 적용시 안전율 3.0의 기준에 근거하여 기준별 안전율을 재평가하고 비교·분석하였다. 기준별 허용지지력 산정 시 결정된 지지력을 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화한 값을 국내기준에서 제시하는 안전율 개념으로 환산하여 안전율을 구하였다.

정재하시험에서는 정역학적 지지력공식 및 Meyerhof 공식 기준에서 안전율은 1.178~1.497로 평가되었으며, 동재하시험에서는 정역학적 지지력공식 및 Meyerhof공식 기준에서 안전율은 1.531~2.141로 평가되었다. 정재하시험 및 동재하시험인 경우 정역학적 지지력 공식에 의한 안전율이 기존 값과 거의 근사적으로 나타났다. 정재하시험 경우 안전율은 국내 지지력의 안전율 기준 3.0보다 1.66 정도 낮게 평가되었으며, 동재하시험 경우 안전율은 국내 지지력의 안전율 기준 3.0보다 1.164 정도 낮게 평가 되었다. 이는 실제 확인된 허용지지력보다 낮게 산정되므로 기존의 3.0보다 낮은 안전율을 적용해야 할 것으로 판단된다.

표 4.12 지지력 판정방법별 국내기준으로 환산한 안전율

구 분	정재하			동재하		
	정역학공식	Meyerhof식	평균	정역학공식	Meyerhof식	평균
안전율	1.497	1.178	1.338	2.141	1.531	1.836

4.3 정재하시험 안정성 평가

4.3.1 극한하중 판정방법에 의한 결과분석 및 안전율 평가

타입식 말뚝에 대해 재하시험 결과를 이용하여 극한하중판정법으로 극한(파괴)하중을 산정하고 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화 하였다. 정규화된 값을 비교·분석하여 신뢰할 수 있는 판정방법을 검토하였다.

현장에서 실시한 정적재하시험에서 확인된 극한하중 결과와 극한하중 판정방법에 따라 산정한 결과를 비교함으로써 각 판정방법별로 실제 극한하중에 대한 정확성을 분석하였다. 정확성을 판정하는데 있어서 각 판정방법에서 산정된 극한하중을 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화하여 평균과 표준편차를 산정하고 이들의 값을 비

교·분석하여 적합성을 평가하였다.

시험말뚝에 대해 극한하중 판정방법으로 산정된 극한하중과 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화한 값을 총괄적으로 표 4.13에 나타내었다.

표 4.13 극한하중 판정방법에 의한 극한하중 비교

구 분	실측값 (tf)	극한하중 판정방법(tf)				평균
		B. Hansen 80% 기준	Mazurkiewicz	Chin	Stability Plot	
711 (고강도)	1200	-	-	1666	889	1277.5
406 (고강도)	750	1012	470	1000	431	728.25
508 (고강도)	900	1232	780	1250	578	960
406.4*9 (고강도)	410	720	410이상	500	332	490.5
406.4*12 (고강도)	500	755	500이상	666	398	579.75
406 (강관말뚝)	480	705	480이상	625	392	550.5
508 (강관말뚝)	600	841	600이상	833	576	712.5
500 (PHC말뚝)	360	719	360이상	500	367	486.5
600 (PHC말뚝)	420	762	420이상	625	464	567.75
406+400 (복합말뚝)	355	623	355이상	500	300	444.5
508+500 (복합말뚝)	520	858	520이상	714	483	643.75

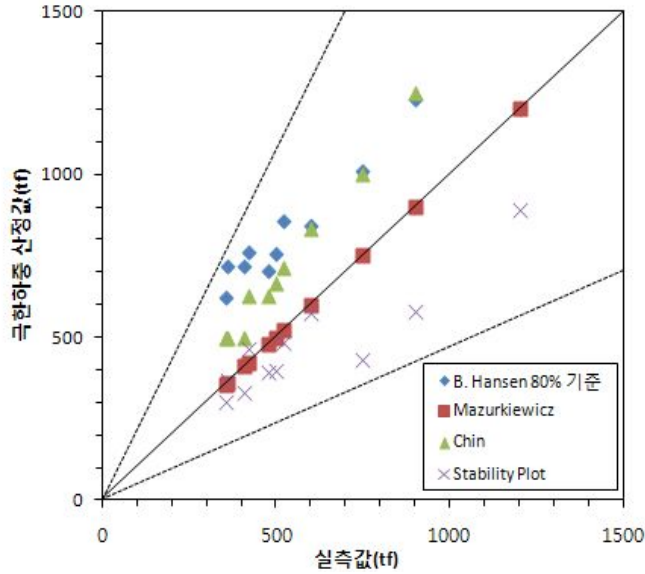


그림 4.13 극한하중 판정방법으로 산정한 값과 실측된 극한하중의 비교

그림 4.13은 극한하중 판정방법에 사용되고 있는 B. Hansen의 80% 판정방법, Mazurkiewicz 판정방법, Chin 판정방법, Stability Plot 판정방법으로 극한하중을 산정하여 재하시험에서 실제 확인된 극한하중과 비교하여 나타내었다. 본 연구에서의 시험말뚝을 분석한 결과 대부분의 시험말뚝에서 극한하중 판정방법에 의한 극한하중의 추정값은 실제 확인된 극한하중의 50%에 내에 분포하는 것으로 나타났다.

대부분의 시험말뚝에서 B. Hansen의 80% 판정방법, Chin 판정방법에 의한 극한하중은 대칭선 위에 분포하여 실제 확인된 극한하중보다 크게 산정되는 것으로 나타났으며, Stability Plot 판정방법에 의한 극한하중은 대칭선 아래에 분포하여 실측된 극한하중보다 작게 산정되는 것으로 나타났다. Mazurkiewicz 판정방법은 해석이 되지않아 실측값과 동일한 값을 사용하여 가정하였으며, Chin 판정방법에 의한 극한하중은 대칭선에 근접하게 나타나 실제 확인된 극한하중과 유사한 값으로 나타났다.

시험말뚝에 대해 극한하중 각 판정방법에서 산정된 극한하중을 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화하여 평균과 표준편차를 산정하였다.

고강도 강관말뚝의 경우 B. Hansen의 80% 판정방법에 의한 극한하중의 정규화 값은 평균 1.396, 표준편차 0.274로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 39.6% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 27.4% 정도로 나타났다. Mazurkiewicz의 판정방법에 의한

정규화 값은 평균 1.0, 표준편차는 0으로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 똑같이 산정되었으며 표준오차는 0% 정도로 나타났다. Chin의 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 1.332, 표준편차 0.069로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 33.2% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 6.9% 정도로 나타났다. Stability Plot의 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 0.712, 표준편차 0.101로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 0.288% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 10.1% 정도로 나타났다. 분석결과, 극한하중 판정방법 중 Stability Plot 판정방법이 가장 작은 값을 B. Hansen의 80%의 방법이 가장 큰 값을 나타내었다

강관말뚝의 경우 B. Hansen의 80% 판정방법에 의한 극한하중의 정규화 값은 평균 1.435, 표준편차 0.047로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 43.5% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 4.7% 정도로 나타났다. Mazurkiewicz의 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 1.0, 표준편차는 0으로 평가되어 실제 확인된 극한하중하고 똑같이 산정되었으며 표준오차는 0% 정도로 나타났다. Chin의 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 1.345, 표준편차 0.060로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 34.5% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 6.0% 정도로 나타났다. Stability Plot의 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 0.888, 표준편차 0.101로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 11.2% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 10.1% 정도로 나타났다. 분석결과, 극한하중 판정방법 중 Stability Plot 판정방법이 가장 작은 값을 B. Hansen의 80%의 방법이 가장 큰 값을 나타내었다.

PHC 말뚝의 경우 B. Hansen의 80% 판정방법에 의한 극한하중의 정규화 값은 평균 1.905, 표준편차 0.129로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 90.5% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 12.9% 정도로 나타났다. Mazurkiewicz의 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 1.0, 표준편차는 0으로 평가되어 실제 확인된 극한하중하고 똑같이 산정되었으며 표준오차는 0% 정도로 나타났다. Chin의 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 1.438, 표준편차 0.070로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 43.8% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 7.0% 정도로 나타났다. Stability Plot의 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 1.062, 표준편차 0.060로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 6.2% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 6.0% 정도로 나타났다. 분석결과, 극한하중 판정방법 중 Mazurkiewicz 판정방법이 가장 작은 값을 B. Hansen의 80%의 방법이 가장 큰 값을 나타내었다.

복합말뚝의 경우 B. Hansen의 80% 판정방법에 의한 극한하중의 정규화 값은 평균

1.702, 표준편차 0.074로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 70.2% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 7.4% 정도로 나타났다. Mazurkiewicz의 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 1.0, 표준편차는 0으로 평가되어 실제 확인된 극한하중하고 똑같이 산정되었으며 표준오차는 0% 정도로 나타났다. Chin의 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 1.390, 표준편차 0.025로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 39% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 2.5% 정도로 나타났다. Stability Plot의 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 0.886, 표준편차 0.059로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 11.4% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 5.9% 정도로 나타났다. 분석결과, 극한하중 판정방법 중 Stability Plot 판정방법이 가장 작은 값을 B. Hansen의 80%의 방법이 가장 큰 값을 나타내었다. 고강도 강관말뚝, 강관말뚝, 복합말뚝은 극한하중 해석결과 Stability Plot 판정방법이 가장 작은 값을 B. Hansen의 80%의 방법이 가장 큰 값을 나타내었다. 이와 반대로 PHC 말뚝은 가장 큰 값을 재질별 규격별 말뚝과 동일하게 B. Hansen의 80%의 방법과 동일하였으나 작은 값은 대상 시험말뚝과 달리 Mazurkiewicz 판정방법으로 분석되었다.

극한하중 판정방법에 의한 전체적인 정규화 값은 평균 1.189, 표준편차 0.125로 평가되어 재하시험에 실제 확인된 극한하중보다 18.9% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 12.5% 정도로 나타났다.

표 4.14 극한하중 판정방법에 의한 극한하중을 실측값으로 정규화한 값

시험 번호	실측값 (tf)	정규화(극한하중 판정값 / 실측값)				평균
		B. Hansen 80% 기준	Mazurkiewicz	Chin	Stability Plot	
711(고강도)	1200	1	1	1.388	0.740	1.032
406(고강도)	750	1.349	1	1.333	0.574	1.064
508(고강도)	900	1.368	1	1.388	0.642	1.1
406.4×9(고강도)	410	1.756	1	1.219	0.809	1.196
406.4×12(고강도)	500	1.51	1	1.332	0.796	1.159
406(강관말뚝)	480	1.468	1	1.302	0.816	1.146
508(강관말뚝)	600	1.401	1	1.388	0.96	1.187
500(PHC말뚝)	360	1.997	1	1.388	1.019	1.351
600(PHC말뚝)	420	1.814	1	1.488	1.104	1.351
406+400(복합말뚝)	355	1.754	1	1.408	0.845	1.252
508+500(복합말뚝)	520	-	1	1.373	0.928	1.237

표 4.15 말뚝 재질별 정규화(극한하중 판정값/실측값)값의 평균 및 표준편차

시험 번호	말뚝 재질별 정규화(극한하중 판정값/실측값)값의 평균 및 표준편차									
	B. Hansen 80% 기준		Mazurkiewicz		Chin		Stability Plot		평균	
	평균	표준 편차	평균	표준 편차	평균	표준 편차	평균	표준 편차	평균	표준 편차
고강도	1.396	0.274	1	0	1.332	0.069	0.712	0.101	1.110	0.111
강관말뚝	1.435	0.047	1	0	1.345	0.060	0.888	0.101	1.167	0.052
PHC	1.905	0.129	1	0	1.438	0.070	1.062	0.060	1.351	0.064
복합말뚝	1.702	0.074	1	0	1.390	0.025	0.886	0.059	1.092	0.028

표 4.16 정규화(극한하중 판정값/실측값)값의 평균 및 표준편차

구 분	B. Hansen 80% 기준	Mazurkiewicz	Chin	Stability Plot	평균
평균	1.551	1	1.364	0.839	1.189
표준편차	0.277	0	0.068	0.157	0.125

국내에서 적용하고 있는 극한하중 취득시 안전율 3.0의 기준에 근거하여 극한하중 판정방법별 안전율을 재평가하고 비교·분석하였다. 극한하중 판정방법에 의해 결정된 하중을 재시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화한 값을 국내기준에서 제시하는 안전율 개념으로 환산하여 안전율을 구하였다.

시험말뚝의 경우 B Hansen 80% 기준은 4.65, Mazurkiewicz 판정방법은 3, Chin 판정방법은 4.09 Stability Plot 판정방법은 2.51로 평가되었으며 이중 Mazurkiewicz 기준에 의한 안전율이 기존 값과 거의 근사적으로 나타났으나 Mazurkiewicz 판정방법은 극한하중이 해석되지 않아 실측하중을 극한하중으로 가정하였다. Stability Plot 판정방법에 의해 얻어진 안전율은 국내기준의 3.0보다 0.49 정도 낮게 평가되었으며, B Hansen 80% 기준 및 Chin의 판정방법에서는 국내 기준보다 1.09~1.65 크게 평가되었다. 이는 실제 확인된 극한하중보다 과대하게 산정되므로 기존의 3.0보다 약간 상회하는 안전율을 적용해야 할 것으로 판단된다. 여러 극한하중 판정방법에 의한 전체적인 안전율은 시험말뚝의 경우 3.56 평가되어 극한하중판정방법에 의해 하용하중 결정시 국내기준의 3.0보다 0.56정도 높게 적용해야 합당할 것으로 사료된다.

표 4.17 극한하중 판정방법별 국내기준으로 환산한 안전율

구 분	B. Hansen 80% 기준	Mazurkiewicz	Chin	Stability Plot	평균
안전율	4.65	3	4.09	2.51	3.56

4.3.2 항복하중 판정방법에 의한 결과분석 및 안전율 평가

타입식 말뚝에 대해 정적재하시험 결과를 이용하여 항복하중판정법으로 항복하중을 산정하고 허용하중 결정시 고려되는 안전율로 역해석하여 극한하중을 추정하였다. 추정된 극한하중을 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화 하였다. 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화한 값을 비교·분석하여 가장 적합한 판정법을 검토하였다. 현장에서 실시한 정적재하시험의 극한하중 결과와 항복하중 판정방법에 따라 항복하중을 산정하고 허용하중 결정시 고려되는 안전율로 역해석하여 추정한 극한하중 결과를 비교함으로써 각 판정방법별로 실제 확인된 극한하중에 대한 정확성을 분석하였다. 정확성을 판정하는데 있어서 각 판정방법에서 산정된 극한하중을 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화하여 평균과 표준편차를 산정하고 이들의 값을 비교·분석하여 적합성을 평가하였다.

시험말뚝에 대해 항복하중 판정방법으로 추정된 극한하중과 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화한 값을 총괄적으로 표 4.19에 나타내었다.

표 4.18 항복하중 판정방법에 의한 항복하중과 극한하중 비교

시험 번호	실측 값 (tf)	항복하중 판정방법(tf)									
		P - S		log P - log S		dS/d(log t) - P		Davisson 판정법		S-Log t	
		항복	극한	항복	극한	항복	극한	항복	극한	항복	극한
711.2(고강도)	1200	1200	1800	1200	1800	1200	1800	1200	1800	-	-
406(고강도)	750	555.5	833.2	552.3	828.4	460.7	691.0	662	993	-	-
508(고강도)	900	644.5	966.7	595.3	892.9	505.9	758.8	761	1141.5	-	-
406(강관말뚝)	480	442	663	470	705	-	-	472	708	460	690
508(강관말뚝)	600	513	769	570	855	-	-	300	450	550	825
500(PHC말뚝)	360	360	540	360	540	-	-	360	540	360	540
600(PHC말뚝)	420	391	586	420	630	-	-	380	570	420	630
406.4×9(고강도)	410	342	513	410	615	-	-	410	615	410	615
406.4×12(고강도)	500	437.5	656	440	660	-	-	500	750	500	750
406+400(복합말뚝)	355	305	457	310	465	-	-	320	480	320	480
508+500(복합말뚝)	522	447	670	520	780	-	-	520	780	520	780

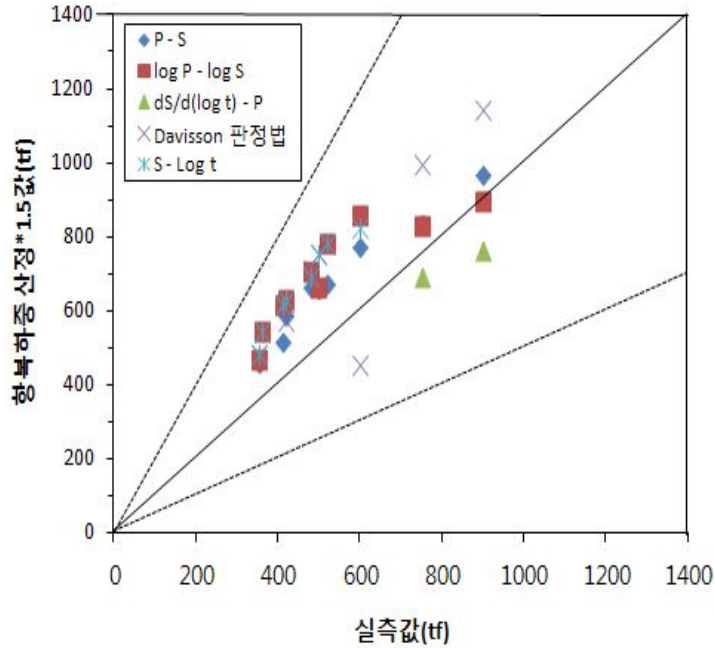


그림 4.14 항복하중 판정방법으로 산정한 값과 실측된 극한하중의 비교

그림 4.14는 항복하중 판정방법에 사용되고 있는 P-S 분석법, log P - log S 분석법, $dS/d(\log t) - P$ 분석법, Davisson 판정방법으로 항복하중을 산정하고 허용하중 결정시 고려되는 안전율로 역해석하여 극한하중을 추정하였다. 항복하중 판정방법으로 추정된 극한하중과 재하시험에서 실제 확인된 극한하중과 비교하여 나타내었다. 본 연구에서의 시험말뚝을 분석한 결과 대부분의 대상말뚝에서 항복하중 판정방법에 의한 극한하중의 추정값은 대부분 실제 확인된 극한하중의 50%에 내에 분포하는 것으로 나타났다.

시험말뚝에서 $dS/d(\log t) - P$ 분석법에 의한 극한하중은 대칭선 아래에 분포하여 실제 확인된 극한하중보다 작게 산정되는 것으로 나타났으며, 대부분의 P-S 분석법, log P - log S 분석법, Davisson 판정방법에 의한 극한하중은 대칭선 위에 분포하여 실제 확인된 극한하중보다 크게 산정되는 것으로 나타났다.

표 4.19 항복하중 판정방법에 의한 극한하중을 실측값으로 정규화한 값의 비교

구 분	실측값 (tf)	정규화(항복하중 판정값×1.5/실측값)				
		P - S	log P - log S	dS/d(log t) - P	Davisson 판정법	S-Log t
711.2(고강도)	1200	1.5	1.5	1.5	1.5	-
406(고강도)	750	1.111	1.104	0.921	1.324	-
508(고강도)	900	1.074	0.992	0.843	1.268	-
406(강관말뚝)	480	1.381	1.468	-	1.475	1.437
508(강관말뚝)	600	1.282	1.425	-	0.75	1.375
500(PHC말뚝)	360	1.5	1.5	-	1.5	1.5
600(PHC말뚝)	420	1.396	1.5	-	1.357	1.5
406.4×9(고강도)	410	1.251	1.5	-	1.5	1.5
406.4×12(고강도)	500	1.312	1.32	-	1.5	1.5
406+400(복합말뚝)	355	1.288	1.309	-	1.352	1.352
508+500(복합말뚝)	522	1.289	1.5	-	1.5	1.5

고강도 강관말뚝의 경우 P-S 분석법에 의한 극한하중의 정규화 값은 평균 1.249, 표준편차 0.170로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 24.9% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 17% 정도로 나타났다. log P - log S 분석법에 의한 정규화 값은 평균 1.283, 표준편차 0.230로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 28.3% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 23.0% 정도로 나타났다. dS/d(log t) - P 분석법에 의한 정규화 값은 평균 1.088, 표준편차 0.358로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 8.8% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 35.8% 정도로 나타났다. S-Log t 분석법에 의한 정규화 값은 평균 0.6, 표준편차 0.821로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 40% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 82.1% 정도로 나타났다. Davisson 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 1.418, 표준편차 0.113으로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 41.8% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 11.3% 정도로 나타났다. 분석결과, 항복하중 판정법 중 dS/d(log t) - P 분석법이 가장 작은 값을, S-Log t 분석법이 가장 큰 값을 나타내었으며, P-S 분석법으로 결정된 극한하중이 실제 확인된 극한하중과 가장 유사한 값을 보이는 것으로 나타났다.

강관말뚝의 경우 P-S 분석법에 의한 극한하중의 정규화 값은 평균 1.331, 표준편차 0.069로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 33.1% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 6.9% 정도로 나타났다. log P - log S 분석법에 의한 정규화 값은 평균 1.446, 표준편

차 0.030로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 44.6% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 3.0% 정도로 나타났다. S-Log t 분석법에 의한 정규화 값은 평균 40.6, 표준편차 0.044로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 40.6% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 4.4% 정도로 나타났다. Davisson 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 1.112, 표준편차 0.512으로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 11.2% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 51.2% 정도로 나타났다. 분석결과, 항복하중 판정법 중 Davisson 분석법이 가장 작은 값을, log P - log S 분석법이 가장 큰 값을 나타내었으며, Davisson 분석법으로 결정된 극한하중이 실제 확인된 극한하중과 가장 유사한 값을 보이는 것으로 나타났다.

PHC 말뚝의 경우 P-S 분석법에 의한 극한하중의 정규화 값은 평균 1.448, 표준편차 0.073로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 44.8% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 7.3% 정도로 나타났다. log P - log S 분석법에 의한 정규화 값은 평균 1.5, 표준편차 0로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 50% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 0% 정도로 나타났다. S-Log t 분석법에 의한 정규화 값은 평균 1.5, 표준편차 0로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 50% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 0% 정도로 나타났다. Davisson 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 1.428, 표준편차 0.101로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 42.8% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 10.1% 정도로 나타났다. 분석결과, 항복하중 판정법 중 Davisson 분석법이 가장 작은 값을, log P - log S 및 S-Log t 분석법이 가장 큰 값을 나타내었으며, Davisson 분석법으로 결정된 극한하중이 실제 확인된 극한하중과 가장 유사한 값을 보이는 것으로 나타났다.

복합말뚝의 경우 P-S 분석법에 의한 극한하중의 정규화 값은 평균 1.289, 표준편차 0.000로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 28.9% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 0% 정도로 나타났다. log P - log S 분석법에 의한 정규화 값은 평균 1.404, 표준편차 0.134로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 40.4% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 13.4% 정도로 나타났다. S-Log t 분석법에 의한 정규화 값은 평균 1.426, 표준편차 0.104로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 42.8% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 10.4% 정도로 나타났다. Davisson 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 1.426, 표준편차 0.104으로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 42.6% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 10.4% 정도로 나타났다. 분석결과, 항복하중 판정법 중 P-S 분석법이 가장 작은 값을, Davisson 및 S-Log t 분석법이 가장 큰 값을 나타내었으며, Davisson 분석법으

로 결정된 극한하중이 실제 확인된 극한하중과 가장 유사한 값을 보이는 것으로 나타났다. 그러나 항복하중 판정방법에 의한 극한하중은 실제 확인된 극한하중에 비해 전반적으로 과대평가되는 경향을 보였다.

말뚝 재질별, 규격별 분석결과 강관말뚝, PHC 말뚝, 복합말뚝은 Davisson 분석법이 극한하중과 가장 유사한 값을 보였으며, 고강도 강관말뚝은 P-S 분석법이 극한하중과 유사한 값으로 분석되었다

항복하중 판정방법에 의한 전체적인 정규화 값은 평균 1.081, 표준편차 0.350로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 8.1% 과대하게 산정되었으며 표준오차는 35% 정도로 나타나 표준오차도 상당히 크게 나타났다.

표 4.20 말뚝재질별 정규화(항복하중 판정값×1.5/실측값)값의 평균 및 표준편차

구 분	P - S		log P - log S		dS/d(log t) - P		S-Log t		Davisson 판정법		평균	
	평균	표준편차	평균	표준편차	평균	표준편차	평균	표준편차	평균	표준편차	평균	표준편차
고강도	1.249	0.170	1.283	0.230	1.088	0.358	1.5	0	1.418	0.113	1.30	0.20
강관말뚝	1.331	0.069	1.446	0.030	-	-	1.406	0.044	1.112	0.512	1.32	0.16
PHC말뚝	1.448	0.073	1.5	0	-	-	1.5	0	1.428	0.101	1.46	0.04
복합말뚝	1.289	0.000	1.404	0.134	-	-	1.426	0.104	1.426	0.104	1.38	0.08

표 4.21 정규화(항복하중판정값×1.5/실측값)값의 평균 및 표준편차

구 분	P - S	log P - log S	dS/d(log t) - P	S-Log t	Davisson 판정법	평균
평균	1.307	1.374	1.088	1.458	1.366	1.318
표준편차	0.136	0.177	0.358	0.062	0.221	0.191

허용하중을 결정하기 위해 국내에서 적용하고 있는 항복하중 취득시 안전율 2.0의 기준에 근거하여 항복하중 판정방법별 안전율을 분석하였다. 항복하중 판정기법에 의해 결정된 하중을 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화한 값을 국내기준에서 제시하는 안전율 개념으로 환산하여 안전율을 구하였다.

시험말뚝의 경우 P - S 분석법은 2.61, log P - log S 분석법은 2.74, dS/d(log t) - P 분석법은 2.17, S-Log t 2.91, Davisson 판정방법은 2.73로 평가되었으며 이중

S-Log t 분석법에 의한 안전율이 기존 값과 거의 근사적으로 나타났다. 모든 항복하중판정방법에 의해 얻어진 안전율은 국내기준의 2.0 보다 0.17~0.91 정도 크게 평가되었다. 이는 실제 확인된 극한하중보다 과대하게 산정되므로 기존의 2.0보다 약간 상회하는 안전율을 적용해야 할 것으로 판단된다.

표 4.22 항복하중 판정방법별 국내기준으로 환산한 안전율

구 분	P - S	log P - log S	$\frac{dS}{d(\log t)} - P$	S-Log t	Davisson 판정법	평균
안전율	2.61	2.74	2.17	2.91	2.73	2.63

4.3.3 침하량기준 판정방법에 의한 결과 및 분석

고강도 강관말뚝의 타입식 말뚝에 대해 재하시험 결과를 이용하여 침하량기준 판정법으로 극한하중을 산정하고 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화 하였다. 정규화된 값을 비교·분석하여 신뢰할 수 있는 판정기준을 검토하였다.

현장에서 실시한 정적재하시험의 극한하중 결과와 침하량판정기준에 따라 산정한 극한하중 결과를 비교함으로써 각 판정기준별로 실제 확인된 극한하중에 대한 정확성을 분석하였다. 정확성을 판정하는데 있어서 각 판정기준에서 산정된 극한하중을 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화하여 평균과 표준편차를 산정하고 이들의 값을 비교·분석하여 적합성을 평가하였다.

시험말뚝에 대해 침하량판정기준으로 산정된 극한하중과 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화한 값을 총괄적으로 표 4.24에 나타내었다.

표 4.23 전침하량기준에 의한 극한하중

시험 번호	실측값 (tf)	침하량기준 판정방법(tf)						평균
		전침하량기준			순침하량기준			
		Tomlinson (0.1D)	Terzaghi/ Peck (25.4mm)	프랑스 (20mm)	DIN 4026 (0.025D)	AASHTO (6.3mm)	Woodward (12.7mm)	
711 (고강도)	1200	903.0	430.0	370.0	1200.0	900.0	1050.0	808
406 (고강도)	750	400.0	295.0	250.0	539.5	470.0	575.0	421
508 (고강도)	900	555.0	350.0	290.0	689.7	640.0	690.0	535
406 (강관)	480	432	324	270	-	-	-	342
508 (강관)	600	608	414	350	590	440	590	498
500 (PHC말뚝)	360	-	306	250	-	-	-	278
600 (PHC말뚝)	420	-	365	290	-	265	420	335
406.4×9 (고강도)	410	325	240	200	310	275	330	280
406.4×12 (고강도)	500	425	294	230	405	350	430	355
406+400 (복합말뚝)	355	305	230	190	275	265	280	257
508+500 (복합말뚝)	520	540	340	285	-	-	-	388

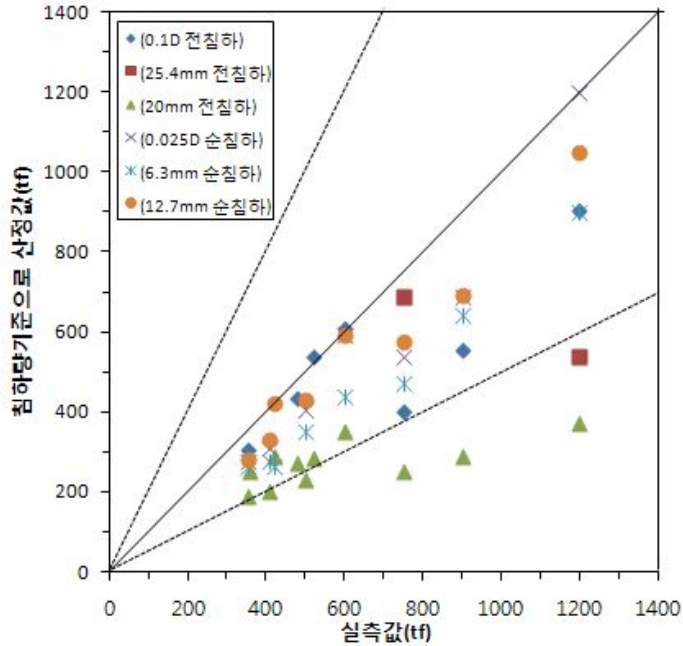


그림 4.15 침하량기준 판정방법으로 산정한 값과 실측된 극한하중의 비교

그림 4.15은 전침하량 판정기준으로 사용되고 있는 0.1D(Tomlinson; De Beer; 일본 토질공학회 등), 25.4mm(Terzaghi-Peck, 1967; Touma-Reese, 1974 등), 20mm(프랑스; Muns, 1959 등)와 순침하량 판정기준으로 사용되고 있는 0.025D(독일 DIN 4026기준; 일본 건축기초연구소 등), 6.3mm(미국 도로교 설계기준; 미국 AASHTO 기준 등), 12.7mm(Woodward; 미국 보스톤 건축기준 등)의 판정기준으로 극한하중을 산정하여 재하시험에서 실제 확인된 극한하중과 비교하여 나타내었다. 본 연구에서의 시험말뚝을 분석한 결과 대부분의 대상말뚝에서 침하량기준에 의한 극한하중의 추정값은 전침하량기준 20mm 판정기준에 대한 일부 대상말뚝을 제외한 나머지 시험말뚝에서는 실제 확인된 극한하중의 50%에 내에 분포하는 것으로 나타났다.

시험말뚝에서 12.7mm 침하량 판정기준에 의한 극한하중은 대칭선에 근접하게 나타나 실제 확인된 극한하중과 거의 유사한 것으로 나타났으며, 12.7mm 침하량 판정기준을 제외한 나머지 침하량판정기준에 의한 극한하중은 대칭선 아래에 분포하여 실제 확인된 극한하중보다 작게 산정되는 것으로 나타났다.

시험말뚝에 대해 각 침하량기준에서 산정된 극한하중을 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화하여 평균과 표준편차를 산정하였다.

고강도 강관말뚝의 경우 전침하량 0.1D 기준에 의한 극한하중의 정규화 값은 평균 0.709, 표준편차 0.130으로 산정되어 실제 확인된 극한하중보다 29.1% 과소평가되었으며 표준오차는 13% 정도로 나타났다. 25.4mm 침하량기준에 의한 정규화 값은 평균 0.462, 표준편차 0.113로 나타나 실제 확인된 극한하중보다 53.8% 과소평가되었으며 표준오차는 11.3% 정도로 나타났다. 20mm 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.382, 표준편차 0.084로 산정되어 실제 확인된 극한하중보다 61.8% 과소평가되었으며 표준오차는 8.4% 정도로 나타났다.

강관말뚝의 경우 전침하량 0.1D 기준에 의한 극한하중의 정규화 값은 평균 0.956, 표준편차 0.080으로 산정되어 실제 확인된 극한하중보다 4.4% 과소평가되었으며 표준오차는 8% 정도로 나타났다. 25.4mm 침하량기준에 의한 정규화 값은 평균 0.682, 표준편차 0.010로 나타나 실제 확인된 극한하중보다 31.8% 과소평가되었으며 표준오차는 1.0% 정도로 나타났다. 20mm 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.572, 표준편차 0.014로 산정되어 실제 확인된 극한하중보다 42.8% 과소평가되었으며 표준오차는 1.4% 정도로 나타났다.

PHC 말뚝의 경우 전침하량 0.1D 기준에 의한 해석이 되지 않았으며, 25.4mm 침하량 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.859, 표준편차 0.013로 나타나 실제 확인된 극한하중보다 14.1% 과소평가되었으며 표준오차는 1.3% 정도로 나타났다. 20mm 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.692, 표준편차 0.002로 산정되어 실제 확인된 극한하중보다 30.8% 과소평가되었으며 표준오차는 0.2% 정도로 나타났다.

복합말뚝의 경우 전침하량 0.1D 기준에 의한 극한하중의 정규화 값은 평균 0.948, 표준편차 0.126으로 산정되어 실제 확인된 극한하중보다 5.2% 과소평가되었으며 표준오차는 12.6% 정도로 나타났다. 25.4mm 침하량기준에 의한 정규화 값은 평균 0.650, 표준편차 0.004로 나타나 실제 확인된 극한하중보다 35% 과소평가되었으며 표준오차는 0.4% 정도로 나타났다. 20mm 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.541, 표준편차 0.009로 산정되어 실제 확인된 극한하중보다 45.9% 과소평가되었으며 표준오차는 0.9% 정도로 나타났다. 말뚝재질별 전침하량 분석결과 시험말뚝의 대부분이 극한하중 대비 과소평가되는 것으로 분석되었다.

고강도 강관말뚝의 경우 순침하량 0.025D 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.810, 표준편차 0.110로 산정되어 실제 확인된 극한하중보다 19% 과소평가되었으며 표준오차는 11% 정도로 나타났다. 6.3mm 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.691, 표준편차

0.046로 산정되어 실제 확인된 극한하중보다 30.9% 과소평가되었으며 표준오차는 4.6% 정도로 나타났다. 마지막으로 12.7mm 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.814, 표준편차 0.050으로 산정되어 실제 확인된 극한하중보다 18.6% 과소평가되었으며 표준오차는 5.0% 정도로 나타났다.

강관말뚝의 경우 순침하량 0.025D 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.983, 표준편차는 표본수가 적어 해석되지 않았으며, 실제 확인된 극한하중보다 1.7% 과소평가되었다. 6.3mm 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.733, 표준편차는 표본수가 적어 해석되지 않았으며, 실제 확인된 극한하중보다 26.7% 과소평가되었다. 마지막으로 12.7mm 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.983, 표준편차는 표본수가 적어 해석되지 않았으며, 실제 확인된 극한하중보다 1.7% 과소평가되었다.

PHC 말뚝의 경우 순침하량 0.025D 기준에 의한 해석되지 않았으며, 6.3mm 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.630, 표준편차는 표본수가 적어 해석되지 않았으며, 실제 확인된 극한하중보다 37% 과소평가되었다. 마지막으로 12.7mm 기준에 의한 정규화 값은 평균 1.0로 실제 확인된 극한하중과 부합하였다.

복합말뚝의 경우 순침하량 0.025D 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.774, 표준편차는 표본수가 적어 해석되지 않았으며, 실제 확인된 극한하중보다 26% 과소평가되었다. 6.3mm 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.746, 표준편차는 표본수가 적어 해석되지 않았으며, 실제 확인된 극한하중보다 25.4% 과소평가되었다. 마지막으로 12.7mm 기준에 의한 정규화 값은 평균 0.788, 표준편차는 표본수가 적어 해석되지 않았으며, 실제 확인된 극한하중보다 21.2% 과소평가되었다.

분석결과, 극한하중은 모든 침하량 기준에서 실제 확인된 값보다 과소평가되는 것으로 나타났으며 특히, 전침하량 프랑스 20mm 기준이 가장 작은 값으로 평가되었고, 순침하량 Woodward 12.7mm 기준이 가장 큰 값으로 평가되었다. 또한 침하량 판정기준에 의한 전체적인 정규화 값은 평균 0.718, 표준편차 0.121로 실제 확인된 극한하중보다 28.2% 과소평가되었으며 표준오차는 12.1% 정도로 나타났다.

표 4.24 침하량기준에 의한 극한하중을 실측값으로 정규화한 값의 비교

시험 번호	실측값 (tf)	정규화(침하량기준 판정값/실측값)						평균
		전침하량기준			순침하량기준			
		Tomlinson (0.1D)	Terzaghi/ Peck (25.4mm)	프랑스 (20mm)	DIN 4026 (0.025D)	AASHTO (6.3mm)	Woodward (12.7mm)	
711(고강도)	1200	0.752	0.358	0.308	1	0.75	0.875	0.67
406(고강도)	750	0.533	0.393	0.333	0.719	0.626	0.766	0.56
508(고강도)	900	0.616	0.388	0.322	0.766	0.711	0.766	0.59
406(강관말뚝)	480	0.9	0.675	0.562	-	-	-	0.71
508(강관말뚝)	600	1.013	0.69	0.583	0.983	0.733	0.983	0.83
500(PHC말뚝)	360	-	0.85	0.694	-	-	-	0.77
600(PHC말뚝)	420	-	0.869	0.690	-	0.630	1	0.79
406.4×9(고강도)	410	0.792	0.585	0.487	0.756	0.670	0.804	0.68
406.4×12(고강도)	500	0.85	0.588	0.46	0.81	0.7	0.86	0.71
406+400(복합말뚝)	355	0.859	0.647	0.535	0.774	0.746	0.788	0.72
508+500(복합말뚝)	520	1.038	0.653	0.548	-	-	-	0.74

표 4.25 말뚝 재질별 정규화(침하량기준판정값/실측값)값의 평균 및 표준편차

구 분	정규화(침하량기준 판정값/실측값)												평균	
	전침하량기준						순침하량기준							
	Tomlinson (0.1D)		Terzaghi/ Peck (25.4mm)		프랑스 (20mm)		DIN 4026 (0.025D)		AASHTO (6.3mm)		Woodward (12.7mm)			
평균	표준 편차	평균	표준 편차	평균	표준 편차	평균	표준 편차	평균	표준 편차	평균	표준 편차	평균	표준 편차	
고강도말뚝	0.709	0.130	0.462	0.113	0.382	0.084	0.810	0.110	0.691	0.046	0.814	0.050	0.645	0.089
강관말뚝	0.956	0.080	0.682	0.010	0.572	0.014	0.983	0	0.733	0	0.983	0	0.818	0.035
PHC말뚝	-	-	0.859	0.013	0.692	0.002	-	-	0.630	-	1	0	0.795	0.008
복합말뚝	0.948	0.126	0.650	0.004	0.541	0.009	0.774	-	0.746	-	0.788	-	0.741	0.046

표 4.26 정규화(침하량기준판정값/실측값)값의 평균 및 표준편차

구 분	전침하량기준			순침하량기준			평균
	Tomlinson (0.1D)	Terzaghi/Peck (25.4mm)	프랑스 (20mm)	DIN 4026 (0.025D)	AASHTO (6.3mm)	Woodward (12.7mm)	
평균	0.817	0.609	0.502	0.829	0.696	0.855	0.718
표준편차	0.166	0.172	0.136	0.113	0.048	0.092	0.121

국내에서 적용하고 있는 극한하중 취득시 안전율 3.0의 기준에 근거하여 침하량 기준별 안전율을 재평가하고 비교·분석하였다. 침하량 기준에 의해 결정된 하중을 재하 시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화한 값을 국내기준에서 제시하는 안전율 개념으로 환산하여 안전율을 구하였다.

시험말뚝의 경우 전침하량이 말뚝직경의 10%(0.1D), 25.4mm, 20mm의 기준에서 안전율은 1.507~2.452로 평가되었으며, 하중제거시의 탄성침하량을 배제한 순침하량이 말뚝 직경의 2.5%(0.025D), 6.3mm, 12.7mm의 기준에서 안전율은 2.08~2.56으로 평가되었다. 이중 전침하량 Woodward 12.7mm기준에 의한 안전율이 기존 값과 거의 근사적으로 나타났다. 침하량 기준의 안전율은 국내 극한하중의 안전율 기준 3.0보다 0.43~1.49 정도 작게 평가되었다. 이는 실제 확인된 극한하중보다 작게 산정되므로 기존의 3.0보다 작은 안전율을 적용해야 할 것으로 판단된다.

표 4.27 침하량기준 판정방법별 국내기준으로 환산한 안전율

구 분	전침하량기준			순침하량기준			평균
	Tomlinson (0.1D)	Terzaghi/Peck (25.4mm)	프랑스 (20mm)	DIN 4026 (0.025D)	AASHTO (6.3mm)	Woodward (12.7mm)	
안전율	2.452	1.827	1.507	2.489	2.088	2.566	2.155

4.3.4 인발시험 결과분석 및 안전율 평가

허용인발력을 평가하기 위하여 항복하중 해석기준인 S-Log t, Log P - Log S, ds/d(log t) - P 분석방법 및 Fuller방법을 적용하였다. 분석결과 711.2 고강도 강관 말뚝에서는 S-Log t, Log P - Log S, ds/d(log t) - P곡선에서는 분명한 항복하중을 의미하는 변곡점이 480~525tf에서 분명히 나타났으며 Fuller 방법에서도 500tf에서

offset line과 교차하는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서는 4가지 분석방법에 의한 항복하중을 평균한 497.5tf, 안전율 2.0을 적용한 결과 248tf로 분석되었다.

406 고강도 강관말뚝에서는 S-Log t, Log P - Log S, ds/d(log t) - P곡선에서는 분명한 항복하중을 의미하는 변곡점이 221.8~236.3tf에서 분명히 나타났으며 Fuller 방법에서도 218.3tf에서 offset line과 교차하는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서는 4가지 분석방법에 의한 항복하중을 평균한 227.4tf로 안전율 2.0을 적용한 결과 113.7tf로 분석되었으며, 508 고강도 강관말뚝에서는 S-Log t, Log P - Log S, ds/d(log t) - P곡선에서는 분명한 항복하중을 의미하는 변곡점이 346.8~380.8tf에서 분명히 나타났으며 Fuller 방법에서도 394tf에서 offset line과 교차하는 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서는 4가지 분석방법에 의한 항복하중을 평균한 467.28tf로 안전율 2.0을 적용한 결과 186.0tf로 분석되었다.

시험말뚝에 대해 항복하중 판정방법으로 산정된 항복하중과 재하시험에서 실제 확인된 항복하중으로 정규화한 값을 총괄적으로 표 4.29에 나타내었다.

표 4.28 인발시험 항복하중 판정방법 결과

구 분	실측값 (tf)	항복하중 판정방법(tf)					평균 (tf)
		S-log t	log p-log s	ds/d (log t)-P	Fuller 방법	P-S	
711(고강도)	525	525	480	485	500	-	497.5
406(고강도)	262.5	236.3	221.8	233.1	218.3	-	227.4
508(고강도)	405	366.7	380.8	346.8	394	-	372.1
500(PHC말뚝)	120	120	85	90	-	87	95.5
600(PHC말뚝)	120	120	120	60	-	100	100
406.4×9(고강도)	105	105	105	45	-	83	84.5
406.4×12(고강도)	150	150	150	90	-	150	135
406+400(복합말뚝)	50	50	34	40	-	37	40.25
508+500(복합말뚝)	80	80	73	25	-	60	59.5

표 4.29 인발시험 항복하중 판정방법에 의한 극한하중을 실측값으로 정규화한 값의 비교

시험 번호	실측값 (tf)	정규화(항복하중 판정값/실측값)					
		S - log t	log P - log S	dS/d(log t)-P	Fuller 판정법	P-S	평균
711.2(고강도)	525	1	0.914	0.923	0.9952	-	0.947
406(고강도)	262.5	0.900	0.845	0.888	0.832	-	0.866
508(고강도)	405	0.905	0.940	0.856	0.972	-	0.918
500(PHC말뚝)	120	1	0.708	0.75	-	0.725	0.795
600(PHC말뚝)	120	1	1	0.5	-	0.833	0.833
406.4×9(고강도)	105	1	1	0.428	-	0.790	0.804
406.4×12(고강도)	150	1	1	0.6	-	1	0.9
406+400(복합말뚝)	50	1	0.68	0.8	-	0.74	0.805
508+500(복합말뚝)	80	1	0.912	0.312	-	0.75	0.743

고강도 강관말뚝인 경우 S-Log t 분석법에 의한 극한하중의 정규화 값은 평균 0.961, 표준편차 0.053로 평가되어 실제 확인된 항복하중보다 3.9% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 5.3% 정도로 나타났다. log P - log S 분석법에 의한 정규화 값은 평균 0.939, 표준편차 0.064로 평가되어 실제 확인된 항복하중보다 6.1% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 6.4% 정도로 나타났다. dS/d(log t) - P 분석법에 의한 정규화 값은 평균 0.739, 표준편차 0.215로 평가되어 실제 확인된 항복하중보다 26.1% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 21.5% 정도로 나타났다. Fuller 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 0.918, 표준편차 0.076으로 평가되어 실제 확인된 항복하중보다 8.2% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 7.6% 정도로 나타났다. P-S 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 0.895, 표준편차 0.148로 평가되어 실제 확인된 항복하중보다 10.5% 과소하게 산정되었으며, 표준오차는 14.8% 정도로 나타났다. 분석결과, 항복하중 판정법 중 dS/d(log t) - P 분석법이 가장 작은 값을, S - Log t 분석법이 가장 큰 값을 나타내었다.

PHC 말뚝인 경우 S-Log t 분석법에 의한 극한하중의 정규화 값은 평균 1, 표준편차 0로 평가되어 실제 확인된 항복하중과 유사한 것으로 나타났다. log P - log S 분석법에 의한 정규화 값은 평균 0.854, 표준편차 0.206로 평가되어 실제 확인된 항복하중보다 14.6% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 20.6% 정도로 나타났다. dS/d(log t) - P 분석법에 의한 정규화 값은 평균 0.625, 표준편차 0.176로 평가되어 실제 확인된 항복하중보다 37.5% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 17.6% 정도로 나타났다. P-S 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 0.779, 표준편차 0.076으로 평가되어 실제 확인된

항복하중보다 22.1% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 7.6% 정도로 나타났다. 분석 결과, 항복하중 판정법 중 $dS/d(\log t) - P$ 분석법이 가장 작은 값을, $S - \log t$ 분석법이 가장 큰 값을 나타내었다.

복합말뚝인 경우 $S - \log t$ 분석법에 의한 극한하중의 정규화 값은 평균 1, 표준편차 0으로 평가되어 실제 확인된 항복하중과 유사한 것으로 나타났다. $\log P - \log S$ 분석법에 의한 정규화 값은 평균 0.796, 표준편차 0.164로 평가되어 실제 확인된 항복하중보다 20.4% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 16.4% 정도로 나타났다. $dS/d(\log t) - P$ 분석법에 의한 정규화 값은 평균 0.556, 표준편차 0.344로 평가되어 실제 확인된 항복하중보다 44.4% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 34.4% 정도로 나타났다. $P - S$ 판정방법에 의한 정규화 값은 평균 0.745, 표준편차 0.007로 평가되어 실제 확인된 항복하중보다 25.5% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 7% 정도로 나타났다. 분석결과, 항복하중 판정법 중 $dS/d(\log t) - P$ 분석법이 가장 작은 값을, $S - \log t$ 분석법이 가장 큰 값을 나타내었다.

항복하중 판정방법에 의한 항복하중은 실제 확인된 하중에 비해 전반적으로 과소평가되는 경향을 보였다.

항복하중 판정방법에 의한 전체적인 정규화 값은 평균 0.853, 표준편차 0.112로 평가되어 실제 확인된 극한하중보다 14.7% 과소하게 산정되었으며 표준오차는 11.2% 정도로 나타났다.

표 4.30 말뚝재질별 인발시험 정규화(항복하중판정값/실측값)값의 평균 및 표준편차

구 분	정규화(항복하중 판정값/실측값)											
	$S - \log t$		$\log P - \log S$		$dS/d(\log t) - P$		Fuller 판정법		P-S		평균	
	평균	표준편차	평균	표준편차	평균	표준편차	평균	표준편차	평균	표준편차	평균	표준편차
고강도 말뚝	0.961	0.053	0.939	0.064	0.739	0.215	0.918	0.076	0.895	0.148	0.890	0.111
PHC말뚝	1	0	0.854	0.206	0.625	0.176	-	-	0.779	0.076	0.814	0.114
복합말뚝	1	0	0.796	0.164	0.556	0.344	-	-	0.745	0.007	0.774	0.129

표 4.31 인발시험 정규화(항복하중 판정값/실측값)값의 평균 및 표준편차

구 분	S-Log t	log P - log S	dS/d(log t) - P	Fuller 방법	P-S	평균
평균	0.978	0.888	0.673	0.918	0.806	0.853
표준편차	0.042	0.121	0.220	0.076	0.102	0.112

허용인발하중을 결정하기 위해 국내에서 적용하고 있는 항복하중 취득시 안전율 2.0의 기준에 근거하여 항복하중 판정방법별 안전율을 재평가하고 비교·분석하였다. 항복하중 판정기법에 의해 결정된 하중을 재시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화한 값을 국내기준에서 제시하는 안전율 개념으로 환산하여 안전율을 구하였다.

시험말뚝의 경우 S-Log t 분석법은 1.956, log P-log S 분석법은 1.777, dS/d(log t) - P 분석법은 1.346, Fuller 판정방법은 1.837, P-S 분석법은 1.612로 평가되었으며 이 중 S-Log t 분석법에 의한 안전율이 기존 값과 거의 근사적으로 나타났다. 모든 항복하중 판정방법에 의해 얻어진 안전율은 국내기준의 2.0보다 0.044~0.654 정도 낮게 평가되었다. 이는 실제 확인된 허용인발 하중보다 과소하게 산정되므로 기존의 2.0보다 약간 작은 안전율을 적용해야 할 것으로 판단된다.

표 4.32 인발시험 항복하중 판정방법별 국내기준으로 환산한 안전율

구 분	S-Log t	log P - log S	dS/d(log t) - P	Fuller 방법	P-S	평균
안전율	1.956	1.777	1.346	1.837	1.612	1.706

제5장 결 론

본 연구에서는 모래와 점토로 이루어진 다층지반으로서 사례지역의 항타 말뚝에 대한 파괴가 현저하게 나타날 때까지 재하한 정재하시험 실측 데이터를 바탕으로 극한하중·항복하중·침하량 기준의 각각 판정방법으로 극한하중을 추정하였다. 추정된 극한하중을 재하시험에서 실제 확인된 극한하중으로 정규화하여 분석하였다. 또한 극한하중 추정 시 적합한 판정방법의 타당성을 검토하고 허용지지력 결정시 안전율을 평가하였으며, 또한 동재하시험으로 항타관입성 및 시간경과에 따른 말뚝 지지력 변화를 통해 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 고강도 강관말뚝의 항타관입성 분석결과 낙하고와 해머에 따라 항타관입성에 달라졌으며, 허용압축응력(396MPa)은 측정(192.4~269.97MPa) 압축응력(CSX, CSI, CSB) 대비 안정한 것으로 분석되었으며, 10~16tf 유압해머를 사용하여 0.9~1.4m 낙하고로 항타 하였을 때, 전달 타격에너지는 7.9~18.8tf-m로서 해머 타격에너지 12~22.4tf-m 대비 65~83%의 에너지 전달율을 보였으며, 강관말뚝(61~76%), PHC 말뚝(41~73%), 복합말뚝(66~75%)과 유사한 에너지 전달율을 보였다.
2. 동재하시험을 통한 허용지지력은 타격에너지가 증가함에 따라 허용지지력이 증가하는 것을 확인할 수 있었으며, 고강도 강관말뚝의 회귀식을 도출하여 최종 관입량을 통한 허용지지력을 예측할 수 있었으며, 회귀식을 이용하여 항타관입성 분석결과 이는 현장에서 시공 시 최종 관입량에 따라 지지력 변동이 크기 때문에 세심한 주의가 있어야 될 것이다.
3. 사례지역의 주변지반 고강도 말뚝에서의 동재하시험 분석결과 하중-침하 거동을 검토해보면 동재하시험의 경우 초기항타 시험결과보다 재항타 시험결과가 양호한 결과를 얻어 전체적으로 파일셋업 현상이 발생되었으며, 정재하시험이 부합하는 것으로 분석되었다.

4. 고강도 강관말뚝에서 측정한(하중전이시험) 선단지지력과 주변마찰력을 이용하여 정역학적지지력공식과 Meyerhof 공식 분석결과 정역학적 지지력공식에서는 지지력 계수가 크게 산정됨에 따라 높게 산정되었으며, Meyerhof 공식에서는 측정지지력 대비 낮게 산정되었으나 실측값과 유사한 값을 얻었다.
5. 정재하시험 및 동재하시험을 이용한 국내 허용지지력 안전율 평가결과 정역학적지지력공식에 의한 안전율이 기존 값과 거의 근사적으로 평가되었으며, 고강도 강관말뚝의 경우 정역학적지지력공식이 측정지지력에 대비 가장 근접한 것으로 분석되었다. 또한 정재하시험의 경우 정역학적 지지력, Meyerhof공식의 안전율이 평균 1.66 정도 낮게 평가되었다. 동재하시험의 경우 정역학적 지지력, Meyerhof 공식에서의 안전율이 평균 1.164정도 낮게 평가되어 기존 3.0보다 작은 안전율을 적용해야 할 것이다.
6. 고강도 강관말뚝의 경우 극한하중의 판정방법시 Chin 판정방법에 의해 구한 방법이 극한하중과 유사한 값을 나타냈으며, 항복하중에서는 P-S 분석법이 극한하중에 가장 유사한 값을 나타내는 것으로 분석되었다. 전침하량 분석에서는 Tomlinson(0.1D) 방법이 가장 극한하중에 유사한 값으로 분석되었으며, 순침하량 분석에서는 Woodward(12.7mm) 방법이 극한하중에 유사한 값으로 분석되었다.
7. 허용하중 산정 시 고강도 강관말뚝 극한하중 판정방법에 의한 분석결과 구조물기초 설계기준에 적용된 안전율을 기준으로 역해석하면, B. Hansen 80% 방법은 4.19, Chin 방법은 3.99, Stability Plot 방법은 2.13로 적용될 수 있음을 알 수 있었다.
8. 허용하중 산정 시 고강도 강관말뚝 항복하중 판정방법에 의한 분석결과 구조물기초 설계기준에 적용된 안전율을 기준으로 역해석하면, P-S 방법은 2.49, log P-log S 방법은 2.56, dS/d(log t)-P 방법은 2.17, Davisson 방법은 2.83으로 적용될 수 있음을 알 수 있었다.

본 연구에 분석된 자료는 고강도 강관말뚝 자료로 분석된 결과이므로 추후 지반조건별, 말뚝특성별 추가 자료가 확보되어 분석된다면 실무적용에 있어서 보다 신뢰할 수 있으리라 사료된다.

참 고 문 헌

1. 국토해양부(1997), “구조물기초설계기준”, pp. 153~209.
2. 강재석·정진호·이종출·이영대(2005), “ 강관말뚝의 재하시험에 따른 지지력 해석”, 대한토목학회 정기학술대회, pp. 4328~4331.
3. 김판길·정진호, “강관말뚝 지지력 평가에 관한 연구” 대한토목학회 정기학술대회, pp. 2185~2191.
4. 김성렬·정성교(2006), “PHC 말뚝의 하중전이실험을 통한 참 지지력의 산정”, 한국지반공학회 논문집, 제22권 11호, pp. 113~122.
5. 나승민(2012), “현장재하시험을 통한 고강도 강관 타입말뚝의 지지력 특성에 관한 연구”, 한양대학교 일반대학원 박사학위논문.
6. 대한주택공사(1997), “소구경 현장타설콘크리트 말뚝(Omega)공법의 현장적용 방안 연구”, pp. 147~157.
7. 대한토목학회(1996), “도로교표준시방서”, 대한토목학회, pp. 682~688.
8. 대한주택공사(2002), “주택건설전문시방서 건축”, pp. 64~85.
9. 대한토목학회(2001), “도로교설계 기준 해설 하부 구조편”, pp. 207~313.
10. 대한주택공사(1999), “말뚝재하 시험 및 분석방법에 관한 매뉴얼작성”, 대한주택공사 주택연구소 pp. 37~55.
11. 동아컨설팅트(2009), “광양 5소결 지역 말뚝 재하시험 보고서”, Report No. 3~72.
12. 류정수(1995), “말뚝재하시험에 의한 연직지지력 측정”, 홍익대학교 대학원 박사학위 논문.
13. 박영호(2000), “직접기초의 설계와 안정성검토”, 한국지반공학회 말뚝기초위원회, 말뚝기초워크샵, pp. 34~77.
14. 백규호·이준환·김대홍(2007), “모래지반에서 말뚝형태를 고려한 비배토말뚝의 지지력 산정”, 한국지반공학회 논문집, 제23권 제5호, pp. 101~110.
15. 백규호(1994), “사질토 지반에 타입된 개단강관말뚝의 지지력 특성”, 한국과학기술원 박사학위논문.
16. 박종배·박태순·정형식·이명환(1998), “현장계측을 이용한 비배토 현장 콘크리트

- 말뚝의 하중전이 특성에 관한 연구”, 한국지반공학회 봄학술발표회 논문집, pp. 179~186.
17. 박노환(2009), “정재하시험을 이용한 말뚝의 안전을 평가방법”, 조선대학교 일반대학원 박사학위논문.
 18. 안종필 · 홍원표 · 이우현 · 남정만(1991), 교대 기초말뚝의 안정, 대한토질공학회지, 대한토질공학회, 제7권, 제2호, 6월, pp. 67~79.
 19. 오세욱 · 신방웅 · 김광일(2000), “모래지반에 설치된 H말뚝과 강관말뚝의 지지력 해석”, 대한토목학회 논문집, 제20권 제5호, pp. 405~418.
 20. 이삼영(2002), “평판재하시험에 의한 얽은기초의 지지력 및 침하량 산정 연구”, 조선대학교 산업대학원 석사학위논문.
 21. 이인모 · 이정학 · 김대영 · 윤성진 · 이명환(1992), “말뚝기초 설계시 안전을 적용에 관한 연구”, 대한토목학회 논문집, 제 1권 제 10호, pp. 655~658.
 22. 이명환 · 홍헌성 · 김성희 · 전영석(2000), “최종관입량을 기준으로 한 합리적인 말뚝 시공관리 방안”, 한국지반공학회, 200년 말뚝기초 학술발표회 논문집, pp. 53~63.
 23. 일본건축학회(1975), “건축기초구조설계기준 · 동해설”.
 24. 임종철 외(1996), “토질공학 핸드북”, pp. 677~788.
 25. 원상연 · 황성일 · 조남준(1996), “쌍곡선 근사에 의한 현장타설 말뚝의 항복하중 판정”, 한국지반공학회 논문집, 12권, 6호, pp. 79~86.
 26. 정경환 · 조성민(1998), “말뚝재하시험 및 해석방법”, 한국지반공학회 현장기술자를 위한 말뚝기초세미나, pp. 94~95.
 27. 조천환(2002), “타입말뚝의 지지력 증가의 예측”, 대한토목학회논문집, 제22권 제 1호, pp. 57~65.
 28. 천병식 · 조천환(1999), “Set up 효과를 반영한 타입말뚝의 파동이론해석”, 한국지반공학회논문집, pp. 95~104.
 29. 태안특수건설(2011), “포스코 석탄이용 SNG 생산플랜트 사업 초고강도 강관말뚝 시험시공 및 재하시험 결과 보고서”, Report No. 13~76.
 30. 파일테스트(2009), “LNG TANK 말뚝재하시험 보고서”, Report No. KFR-15-6-5.
 31. 포항종합제철(주), 한국강관협회, 포스코개발(주) (1997), “개선된 강관말뚝의 설계와 시공”, 강관말뚝의 최적설계. 시공개선방안 연구보고서, pp. 15~110.

32. 포항종합제철(1997), "고강도강관 말뚝의 적용을 위한 연구", PSC, pp. 172.
33. 홍원표(1983), "수평력을 받는 말뚝", 대한토목학회지, 대한토목학회, 제 31권, 제 5호, 10월, pp. 32~36.
34. 홍헌성 · 이원제 · 김성희 · 이명환, "동재하시험 결과로부터 말뚝의 허용지지력 결정 방법에 대한 연구", KGS Sping '95 National Conference 25, March, 1995.
35. 홍봉균(2009), "송도지역에서의 고강도 강관말뚝의 항타관입성 및 지지력 분석", 한양대학교 석사학위논문.
36. 한국지반공학회 포항종합제철 한국강관협회 파일테크(1997), "개선된 강관말뚝의 설계와 시공", 강관말뚝의 최적설계 · 시공개선방안연구 보고서 한국지반공학회 pp. 304.
37. 한국지반공학회(2010), 고강도 타입 강관파일의 현장적용성 평가연구, KGS 10~94.
38. 한국지반공학회(2009), 구조물기초설계기준 해설.
38. 한국지반공학회(2002), 깊은기초.
39. 한양대학교(2009), 암반 근입 깊이별 고강도 강관말뚝의 설계지지력 특성 분석.
40. 한국건설기술연구원, "말뚝기초의 설계 및 시공관리 개선방안", 연구보고서,(1989) pp. 192~216.
41. 허정원 · 박재현 · 이주형 · 김경준 · 이주형 · 광기석, "국내 항타강관말뚝 설계법의 신뢰성평가", 한국지반공학회논문집, 제23권 12호, pp. 61~73.
42. Brinch Hansen, J.(1961), "The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces", Danish Geotechnical Institute Bull. No. 12, Copenhagen, pp. 5~9.
43. Brinch Hansen, J.(1963), "Discussion on Hyperbolic Stress-strain Response Cohesive Soils.", American Society of Civil Engineers, ASCE, Journal for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 89, pp. 241~242.
44. British Standard Institute(1986), "British Standard Code of Practice for Foundation(BS 8004)".
45. British Standards Institution(1972), "Code of Practice for Found, Actions(CP 2004)".
46. Canadian Geotechnical Society(1985), "Foundation Engineering Manual", 2nd. Ed,

pp. 456.

47. Chin, F. K.(1970), "Estimation of the Ultimate Load of Pile not carried to Failure", Proceedings of 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapore, pp .81 ~90.
48. Christopher David Thompson and David Elliot Thompson(1980), "Effects of Pile Driving Systems on Driveability and Capacity of Concrete Piles", Symposium on Deep Foundations, ASCE, National Convention Atlanta, Georgia. pp. 420~443.
49. Curtis J. Roos, and Lingo, E. W.(1980), "Behavior of Driven Piles on Soft Limestone", Symposium on Deep Foundations, ASCE, National Convention Atlanta, Georgia. pp. 365~395.
50. Daehyeon Kim, Adriano Virgilio Damiani Bica, Rodrigo Salgado, Monica Prezzi, and Wonje Lee.(2009), "Load Testing of a Closed-Ended Pipe Pile Driven in Multilayered Soil" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 135, No.4, April, pp. 463~473.
51. Davisson, M. T.(1972), "High Capacity Piles. Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction", American Society of Civil Engineers, ASCE, Illinois Section, Chicago, March 22, pp. 81~112.
52. DIN 4026(1975), "Driven Piles: Construction Procedure and Permissible Loads".
53. De Beer, E. E. and Wallays, M.(1972). "Forces induced in Piles by Unsymmetrical Surcharge on the Soil and the Pile". Proceedings of the Fifth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, vol. 1, pp. 325-332.
54. Edward E. Rinne, and Michael W. Stobbe(1980), "Pile Foundations for One Market Plaza", Symposium on Deep Foundations, ASCE, National Convention Atlanta, Georgia. pp. 343~364.
55. Fellenius, B. H.(1980), "The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests" Ground Engineering, September, 1980, pp. 19~31.
56. Mauzurkiewicz, B. K.(1972), "Test Loading of Pile According to Polish

Regulations", In Royal Swedish Academy of Eng. Sciences, Comm. On Pile Research Report, pp. 1~35.

57. Svinkin, M. R.(1996) "Setup and Relaxation in Glacial Sand Discussion", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 122 No. 4, pp. 319~321.
58. Wonje Lee, Daehyeon Kim, Rodrigo Salgado, and Mir Zaheer.(2010), "Setup of Driven Piles in Layered Soil", Soils and Foundations, Vol. 50, No. 5, pp. 585~598.

감사의 글

본 박사논문이 완성되기까지 수 많은 분들께 너무나 많은 도움을 받았습니다. 도움을 주셨던 모든 분들께 미약하지만 감사의 마음을 전합니다. 앞으로 인생을 살아감에 있어 제가 받은 은혜를 두고두고 마음에 새기며 살아가겠습니다.

본 박사논문을 끝마칠 수 있도록 하중전이처럼 열의와 정성을 다하여 파일셋업 현상이 될 수 있도록 학문적으로 지도해 주시고, 질책하여주시고, 조언에 주시고, 항상 바른길로 이끌어주신 지도교수님이신 김대현 교수님께 머리 숙여 감사드립니다.

바쁘심에도 불구하고 보다 좋은 논문이 될 수 있도록 조언과 격려를 아끼지 않으시고 심사하여주신 조선대학교 박길현 교수님, 김운중 교수님, 김성홍 교수님, 박정웅 교수님께 깊은 감사의 말씀을 드립니다.

대학시절부터 지반공학 학문에 입문시켜 많은 애정으로 가르침을 주신 고 안종필 교수님께 머리 숙여 감사드립니다.

저를 지금 이 자리에 설수 있도록 돌봐 주신 부모님께 이 작은 결실을 바치며, 아낌 없는 사랑으로 항상 든든히 제 곁을 지켜준 아내 문연희, 큰아들 임정민, 작은아들 임주안에게 진심으로 감사의 말을 전합니다.

학위심사동안 물질적 정신적으로 적극 지원해 주신 (주)포스코 에이앤씨 임직원 여러분들 및 CM사업본부 김진구 상무님, 이상표 이사보님, 한경태 실장님, 김순식 부장님, 조승환 부장님, 이봉렬 부장님, 이정석 부장님, 이상보 차장님, 성기혁 차장님, 김중호 부장님, 이기현 차장님, 송규흠 부장님, 이경수 부장님을 비롯한 동료들께도 감사의 말씀을 올리며, 회사 동료이자 학교 선후배인 유동원 대리, 강재완 대리에게도 정신적으로나 물질적으로 깊은 감사의 말씀을 드립니다.

오늘이 있기까지 다양한 면에서 많은 도움을 주신 박주원 선배님, 박상범 선배님, 박경호 선배님, 안기문 사장님, 김석호 부장님, 김일구 선배님, 유덕찬 부사장님, 박병길 선배님, 이정옥 선배님, 박용훈 선배님, 이증빈 교수님, 파일테스트 김성희 사장님, 포스코건설 강대옥 차장님, 포스코 서동현 차장님께 감사의 말씀을 드립니다.

이 논문이 나올 때까지 많은 격려를 해 주신 김대해 선생님, 김석재 선생님, 김규덕

선생님, 이상훈 선생님, 김선학 선생님, 서재우 선생님, 김현태 선생님, 허홍균 선생님, 김진택 선생님, 최진호 선생님, 황선하 선생님, 김용덕 선생, 윤현주 선생께 심심한 감사의 말씀을 드리며 힘이 들때 격려를 아끼지 않으신 토질연구실에 박경호 후배님, 김호철 후배님, 하성우 후배님, 정신규 후배님, 전상주 후배님들께도 감사의 말씀을 드립니다.

정신적 지원해주시고 아낌없는 사랑으로 격려해주신 장인어른과 장모님 및 처형과 처제에게도 감사의 말씀을 드립니다.

정신적으로 어려울 때 격려해준 강승인 후배님, 임훈성 후배님, 그리고 오래도록 저와 함께 하며 충고와 격려를 해주신 친구 김관홍, 임성준에게도 진심으로 감사의 말을 전합니다.

이 작은 결실을 새로운 출발의 계기로 삼겠습니다. 또한 저와 함께 했던 모든 이들에게 항상 겸손한 자세와 더불어 연구하는 모습을 보여줄 수 있도록 노력하겠습니다.

2012년 8월

임 재 춘