

2013年 8月
博士學位論文

고강도 강관말뚝의 지지력 및
부마찰력 특성 분석

朝鮮大學校 大學院

土木工學科

許 洪 均

고강도 강관말뚝의 지지력 및 부마찰력 특성 분석

Analysis of Bearing Capacity and Negative Skin Friction
Characteristics for High Strength Steel Pipe Piles

2013年 8月 23日

朝鮮大學校 大學院

土木工學科

許 洪 均

고강도 강관말뚝의 지지력 및
부마찰력 특성 분석

指導教授 金 大 賢

이 論文을 工學博士學位 論文으로 提出함

2013年 4月

朝 鮮 大 學 校 大 學 院

土 木 工 學 科

許 洪 均

許洪均의 博士學位論文을 認准함

委員長 朝鮮大學校 教授 박길현 (印)

委員 朝鮮大學校 教授 김운중 (印)

委員 朝鮮大學校 教授 김성홍 (印)

委員 朝鮮大學校 教授 박정웅 (印)

委員 朝鮮大學校 教授 김대현 (印)

2013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	3
1.3 연구내용 및 방법	4
제2장 말뚝 지지력 이론적 산정방법	6
2.1 말뚝 지지력 특성	6
2.2 말뚝 설계지지력	10
2.2.1 말뚝의 지지력 산정	10
2.2.2 정역학적 지지력 산정	11
2.3 부주면 마찰력 산정방법	19
2.3.1 비배수 전단강도법	19
2.3.2 유효응력법	20
2.4 동역학적 지지력 산정방법	23
제3장 말뚝 재하시험 산정방법	27
3.1 정재하시험 판정방법 개요	27
3.1.1 극한하중 판정방법	28
3.1.2 항복하중 판정방법	35
3.2 정재하시험에 의한 침하량 기준 판정방법	39
3.2.1 전침하량 기준	39

3.2.2 순침하량 기준	42
3.3 동재하시험 판정방법 개요	43
3.3.1 동재하시험 및 분석방법	44
제4장 지반정수 및 재하시험 분석	56
4.1 지반 및 토질정수	56
4.2 재하시험 분석개요	72
4.2.1 정재하시험 시험결과 분석	74
4.2.2 동재하시험 시험결과 분석	82
제5장 말뚝의 정역학적 및 동역학적 지지력 분석	86
5.1 말뚝 부마찰력을 고려한 정역학적 지지력	86
5.2 말뚝 부마찰력을 고려하지 않은 정역학적 지지력	92
5.3 동역학적 지지력	95
5.4 시간경과 효과 분석	98
5.5 재하시험에 의한 부마찰력 평가	101
5.6 설계 허용지지력 안전을 평가	105
제6장 결 론	116
참 고 문 헌	118

표 목 차

표 2.1 내부마찰각에 따른 N_q 값	13
표 2.2 수평토압계수 K	15
표 2.3 정역학적 지지력 공식	16
표 2.4 지반조건에 따른 β 제안 값	20
표 2.5 β 의 값	21
표 2.6 이론에 의한 동역학적 지지력 공식	26
표 3.1 하중-침하-시간 관계를 이용한 지지력판정방법	28
표 3.2 전침하량 기준	41
표 3.3 순침하량 기준	42
표 3.4 말뚝항타분석기(PDA)의 계산 출력치	45
표 3.5 지반종류에 따른 J_c 값의 범위 및 추천값	49
표 3.6 CAPWAP 계산방법	50
표 3.7 대표적 항타기의 효율	53
표 3.8 항타기와 말뚝에 따른 에너지 전달율	53
표 3.9 최대항타능력 추천치	54
표 3.10 손상정도의 판단기준	55
표 3.11 Corps of Engineering EM 1110-2-2906 규정	55
표 4.1 시추조사 결과	61
표 4.2 토질정수 분석결과	68
표 4.3 재하시험 시험내용	73
표 4.4 압축재하 시험결과(파일길이 50.4m)	74
표 4.5 Chin 분석결과	75
표 4.6 Stability Plot 판정 분석결과	75

표 4.7 극한하중 분석결과	75
표 4.8 항복하중 분석결과	76
표 4.9 기준별 전침하량 분석결과	76
표 4.10 기준별 순침하량 분석결과	78
표 4.11 정재하시험 분석결과	78
표 4.12 심도별 주변마찰력 분석결과(최대하중 1,200tf 재하 시)	81
표 4.13 동재하시험 CAPWAP 분석결과	82
표 4.14 단위면적당 선단지지력 및 주변마찰력 분석결과	83
표 4.15 동재하시험 항타 관입성 분석결과	85
표 5.1 시험말뚝 제원	86
표 5.2 시추조사 물성치(BH-1)	86
표 5.3 구조물기초 설계기준에 의한 선단지지력 분석 결과	87
표 5.4 구조물기초 설계기준에 의한 정 주변마찰력 산정	88
표 5.5 구조물기초 설계기준에 의한 부주면 마찰력 산정	89
표 5.6 구조물기초 설계기준에 의한 허용지지력 산정	91
표 5.7 도로교 표준시방서에 의한 허용지지력 산정	91
표 5.8 건축기초구조 설계지침에 의한 허용지지력 산정	92
표 5.9 정역학적공식에 의한 선단지지력 분석결과	92
표 5.10 정역학적공식에 의한 극한 주변마찰력 산정	93
표 5.11 정역학적공식에 의한 극한지지력 산정	93
표 5.12 표준관입시험에 의한 선단지지력 산정	93
표 5.13 표준관입시험에 의한 주변마찰력 산정	94
표 5.14 표준관입시험에 의한 허용지지력 산정	94
표 5.15 항타시험에서 구한 변수값	95
표 5.16 HSP-1 동역학적 지지력 계산결과	96
표 5.17 HSP-2 동역학적 지지력 계산결과	96

표 5.18 HSP-3 동역학적 지지력 계산결과	97
표 5.19 정·동재하시험 지지력 비교분석	98
표 5.20 지지력 증가율 회귀분석	98
표 5.21 시간경과에 따른 말뚝항타 거동의 변화	100
표 5.22 재하시험을 이용한 허용지지력 분석결과	101
표 5.23 기준별 부마찰력 허용지지력 분석결과	103
표 5.24 정재하시험을 이용한 저항편향계수 지지력(정역학적 지지력)	105
표 5.25 동재하시험을 이용한 저항편향계수 지지력(동역학적 지지력)	105
표 5.26 동재하시험 저항편향계수 지지력(동역학적 지지력)	106
표 5.27 동역학적 지지력공식 회귀분석 결과	109

그림 목 차

그림 2.1 강관말뚝 항타관입 시 지반의 지지력	7
그림 2.2 압축 하중에 의한 말뚝 주변의 파괴 형상	11
그림 2.3 Pile의 주변 마찰저항력	14
그림 2.4 타입말뚝 부착력 계수	17
그림 3.1 Brinch Hansen의 80% 판정에 적용되는 $\Delta - \sqrt{\Delta}/Q$ 관계곡선	29
그림 3.2 Mazurkiewicz의 방법에 의한 극한하중 판정	30
그림 3.3 Chin의 판정방법에 적용하는 $S - S/P$ 관계곡선	32
그림 3.4 Stability Plot 판정방법에 적용되는 $S - S/P$ 관계곡선	33
그림 3.5 Brinch Hansen의 90% 판정에 적용되는 $P - S$ 관계곡선	34
그림 3.6 S-log t 분석법	35
그림 3.7 De Beer의 방법에 이용되는 logP-logS 관계곡선	36
그림 3.8 $\frac{dS}{dlogt} - P$ 분석법	37
그림 3.9 Davisson의 항복하중 판정방법	38
그림 3.10 동재하시험 개요도	43
그림 3.11 말뚝항타 분석기(PDA)	43
그림 3.12 PDA의 구조 시스템	44
그림 3.13 정적지지력 예측을 위한 CASE 방법	47
그림 3.14 CASE 방법의 적용 예	49
그림 3.15 CAPWAP에서의 말뚝주면과 선단에 대한 흙의 저항 모델	51
그림 3.16 정적 선단저항력과 상대 선단침하량	51
그림 4.1 조사지역 지형도	56
그림 4.2 표준관입시험 시험결과	58
그림 4.3 깊이에 따른 함수비 분포	62

그림 4.4	깊이에 따른 비중분포	63
그림 4.5	깊이에 따른 전체단위중량 분포	64
그림 4.6	깊이에 따른 간극비 분포	65
그림 4.7	깊이에 따른 액성한계 분포	66
그림 4.8	깊이에 따른 소성한계 분포	66
그림 4.9	깊이에 따른 소성지수 분포	67
그림 4.10	깊이에 따른 액성지수 분포	68
그림 4.11	함수비-액성한계	69
그림 4.12	함수비-간극비	70
그림 4.13	함수비-전체단위중량	70
그림 4.14	액성한계-간극비	71
그림 4.15	액성한계-전체단위중량	71
그림 4.16	간극비-전체단위중량	72
그림 4.17	탱크 전경 및 시험말뚝 배치도	73
그림 4.18	Strain gage 설치 단면도	79
그림 4.19	재하하중 및 심도별 축력분포	79
그림 4.20	재하하중 및 심도별 단위주면마찰력 분포	80
그림 4.21	최대하중에서의 단위주면마찰력 분포	80
그림 4.22	하중-침하량 곡선	84
그림 4.23	주면마찰력 분포	84
그림 5.1	제안식과 실측치의 말뚝지지력 증가비교	99
그림 5.2	측정지지력과 설계지지력 비교(구조물 기초설계)	103
그림 5.3	측정지지력과 설계지지력 비교(도로교)	104
그림 5.4	측정지지력과 설계지지력 비교(건축구조)	104
그림 5.5	동역학적 지지력 공식 회귀분석 결과	115

ABSTRACT

Analysis of Bearing Capacity and Negative Skin Friction Characteristics for High Strength Steel Pipe Piles

Heo, Hong-Kyun

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

Department of Civil Engineering,

Graduate School of Chosun University

For designing pile foundation, it is essential to accurately estimate the bearing capacity. However, a number of studies have reported that the reliability is extremely low of the estimation methods compared to the pile loading test.

This study analyzed results of performed field load tests in order to estimate the best pile length and allowable bearing capacity of the pile foundation. Pile load tests and driving records, performed at Gwangyang, were used to evaluate the drivability and bearing capacity characteristics of STKT 590MPa grade high strength steel pipe (HSP) Piles. One type of piles varying in diameter and thickness were driven using a 16 and 13 ton hammer.

Dynamic pile-driving formulae are widely used in predicting the load capacity of piles in soils. However, the accuracy of the formulae have been questioned for a long time due to their oversimplified assumptions and empirical parameters involved in the formulae.

The allowable pile capacities calculated by 12 different dynamic pile driving formulae are compared statistically with the capacities measured in the field to find out the correlations between the calculated capacities and the measured values. The statistical data are then used to evaluate and to adjust the formulae to improve their accuracy. For the greatest accuracy and simplicity of use, it is recommended that the adjusted form of Hiley formula be used.

In addition, the safety factors were compared and analyzed, for static formula method and dynamic formula method. The results of allowable bearing capacity by EOID test is in the range of 0.30~7.63 compared to the capacity calculated by the Structure (HSP-1) Foundation Design Criterion. Allowable bearing capacity by restrike of pile dynamic loading test is in the range of 0.29~7.4 compared to the Structure (HSP-1) Foundation Design Criterion. Based on the analyses of static load tests, the Chin's criterion is proved to be the most reasonable method for estimation of pile bearing capacity among the methods used. The static bearing capacity formulae and the Meyerhof method using N values are applied to calculate the design bearing capacity of the piles. The resistance bias factors of the driven steel pipe piles are evaluated as 0.74 and 0.23, respectively, by comparison of the bearing capacities for both of the static bearing capacity formulae and the Meyerhof method. In addition, current method of predicting negative skin friction along the pile shaft in clay could overpredict the estimated capacity. Therefore, understanding the nature and behavior of negative skin friction along the pile shaft is absolutely essential.

제1장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

최근 급속한 산업발달로 경제규모가 확대됨에 따라 각종 건설을 위한 부지확보의 어려움으로 인해 열악한 지반조건에서의 건설 활동이 증대되고 있는 실정인데, 특히 각종 건설공사 현장에서 연약지반에 토목·건축 구조물을 시공할 경우에는 많은 수의 말뚝 재하시험이 실시되고 있으며, 말뚝기초의 수요를 더욱 가속화시킬 전망이다. 말뚝기초의 사용물량은 기성콘크리트 말뚝이 연 300만 톤 이상이며 여기에 강관말뚝, 현장타설 콘크리트말뚝 사용물량을 감안하면 이탈리아, 프랑스 등 선진국의 말뚝시공량을 초과하는 규모가 되어 말뚝을 이용한 기초구조물을 안전하고 경제적으로 설계, 시공하기 위해 많은 노력을 기울이고 있는 실정이다.

기성말뚝의 시공법은 타입공법과 매입공법으로 크게 분류할 수 있으며 국내의 경우 기성말뚝으로 강관말뚝 및 PHC(Prestressed Spun High Concrete Pile) 말뚝을 대부분 사용하고 있다. 이러한 말뚝기초의 지지력 결정 방법에는 재하시험에 의한 방법으로부터 정역학적, 동역학적 및 파동방정식에 의한 방법 등 다양한 방법들이 사용되고 있으나 통상 실시되는 지반조사 결과로부터 정밀한 토질상수(c , ϕ)의 결정에 불확정 요소가 많아 실무에서의 적용에는 어려움이 있다고 볼 수 있다. 또한, 말뚝기초의 지지력에 대한 국내외의 연구결과에 의하면 여러 가지 예측방법들의 신뢰도는 극히 낮으며, 이는 말뚝의 설치방법, 지반조건, 가변성 등에 기인하는데 현재의 기술적 수준으로는 미흡한 점이 많아 말뚝재하시험에 의하는 방법이외에는 대안이 없는 실정이다.

정재하시험에 의한 말뚝의 지지력 산정은 여러 가지 방법들 중 가장 신뢰도가 높은 방법으로 알려져 있으나 시간과 비용이 많이 소요되는 관계로 시공되는 모든 말뚝에 대하여 재하시험을 실시하기란 사실상 불가능하다. 이에 반하여 항타분석기(Pile Driving Analyzer)는 항타로 인한 말뚝의 변위와 가속도를 항타 즉시 분석함으로 초기의 단순한 지지력의 측정 목적 외에 말뚝의 항타시공의 관입성, 항타장비의 적합성, 말뚝재료의 견전도, 지반조건, 군말뚝 시공으로 인한 말뚝 솟아오름, 시간의 경과에 따른 말뚝지지력의 변화 등 말뚝기초 전반의 주제들까지 검토할 수 있을 뿐 아니라, 말뚝이 손상되지 않는 범위 내에서 소정의 지지력을 얻을 수 있어 상대적으로 유리하다.

본 연구에서는 매립지반인 동광양 지역의 말뚝기초인 고강도 강관말뚝을 대상으로 정역학적 및 동역학적 지지력특성을 분석하기 위하여 정재하시험 및 동재하시험을 통한 정량적인 특성 분석을 실시하였다. 정재하시험에서는 재하한 실측 데이터를 바탕으로 하중-침하량 곡선을 분석하였으며, 동재하시험에서는 Case 및 Capwap 분석을 통한 결과치에 대해 비교 분석하였다. 또한 동일말뚝에 대한 이론적 지지력을 이용하여 재하시험인 정재하시험 및 동재하시험의 결과를 비교 분석하였다. 말뚝의 동역학적 지지력분석에서는 필요한 매개변수를 향타시험을 통하여 산정하여 이러한 변수를 각 지지력공식에 적용하여 여러 지지력공식의 상호관계를 비교함으로써 기초 구조물의 안정을 보장할 수 있는 가장 근사적인 지지력공식과 각 동역학적 지지력공식에 합리적인 상관계수를 분석하였다. 또한 연약지반 말뚝 타입시 하향의 부주면마찰력을 고려하여 국내 설계기준인 구조물기초설계기준 및 도로교설계기준을 이용하여 이론적 허용지지력을 산정하여 재하시험과 비교 분석하여 허용지지력을 분석하였다.

1.2 연구동향

국내에서는 초고강도 강관말뚝 소재 분야 연구는 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.

19세기 초부터 시작된 연직지지력에 관한 연구는 말뚝 타입시 말뚝의 동적관입 성상으로부터의 동역학적 이론에 의한 동적지지력과 말뚝을 타설한 지반의 거동을 경험적 또는 정역학적 이론에 의하여 정적지지력을 산정하였다.

이는 AISI(1994), AASHTO(1996), 일본지반공학회 매뉴얼(1997) 등의 설계방법에서 항타공법의 설계기준을 제시하였다. 현재 국내에서 말뚝기초 설계 시 정역학적 지지력 및 경험적 지지력 산정방법은 관입심도에 대해 확인되지 않은 상태에서 선단지지층을 가정하여 산정하고 있다. 많은 지반 전문가는 관입심도 결정과 말뚝 지지력 결과 값의 편차가 크게 발생함에 따른 공학적인 판단이다. 지지력 계산은 지층이 갖고 있는 비등방 및 비균질로 이루어진 지층을 해석하는 문제이며 또한 제반요소 들에 의해 신뢰성이 높은 지지력을 구하는 것이 어려운 실정이다.

항타지지력을 추정하기 위한 고전적 이론식은 19세기 전반에 에너지보존법칙에 근거하여 유도된 Walk and Darvall(1973) 공식 등으로부터 비롯하며 Newton의 충격이론 및 운동량 보존법칙에서 도출한 공식으로 발전하여 현재 항타지지력의 이론공식의 기본적인 형태인 Hiley공식의 전신으로서 거의 완성된 형태를 갖추게 된다. 한편, 이론공식 이외에는 수많은 경험공식들이 발표되어 있어 Rabe, Danish, Janbu, Gates 등은 그 대표적인 예이다.

위와 같이 수많은 공식들이 발표되어 있지만 어느 공식이든 항타에서 일어나는 복잡한 상호관계를 만족하게 설명할 수 있는 공식으로 평가되기 어렵고 어느 특정 조건에서 다수의 실측치와 잘 부합되는 공식을 찾아내는 연구가 근래에 와서 이루어지게 되어 Terzaghi는 점착성토에서 항타공식을 적용하는 것은 불합리하다는 내용을 발표하였고, Sorensen, Agerschou, Olson등은 비점착성토 지반에 관입된 마찰말뚝에서는 Hiley, Janbu, Danish, Gates등의 공식들이 말뚝의 재하시험 실측치와 잘 부합되어 그

신뢰성이 높은 것임을 통계적으로 입증하였으며 Randall(1994) 등은 점착성지반에서는 Engineering News, Eytelwein 등의 공식들이 신뢰성이 높은 것으로 평가하여 주목을 끌었다. Indraratna(1992)는 사질토 지반에서의 마찰저항 말뚝 93개에 대하여 Engineering News, Hiley, Janbu, Danish 및 Gates의 항타공식을 비교 하였다. Auvinet(1981) 등이 모래질 또는 자갈층에 관입된 171개의 말뚝에 대하여 통계분석하여 Hiley, Janbu 및 Engineering News 공식의 신뢰도를 평가하였다.

항타응력을 추정하기 위한 고전적 공식으로는 Bozozuk(1972)가 도출한 에너지평형식과 Clemente(1981)가 파동방정식에 의하여 유도한 공식이 있으며 최근 Fellenius(1972)가 파동이론 및 말뚝의 잔류응력에 의하여 해석한 공식을 발표한 바 있으나 이들 모두 말뚝머리의 항타응력을 추정할 수 있을 뿐이다.

1.3 연구내용 및 방법

본 연구에서는 해성지역의 지반조사 결과를 이용하여 연약지반의 분포현황 및 특성 파악을 실시하였다. 최근 연약지반의 연구결과들은 우리나라 연약지반의 특성 및 분포를 부분적으로 파악할 수 있는 자료를 제공하여 주고 있으나, 체계적으로 정리된 결과는 미약한 실정이다. 분석 대상의 정도를 높이기 위하여 점토만을 대상으로 하였고 지역별로 시험결과들을 비교 분석하였다. 또한 토질특성 중 물리적 특성을 파악하며, 선형회귀분석을 수행하여 물리적 특성값 사이의 상관관계를 분석하였다.

말뚝지지력이 시간경과효과에 대해서는 시간경과에 따라 지지력이 증가하는 Setup효과에 대해서 분석하였으며, 초기항타 후 재항타에 따라 Setup 효과의 원인 등을 분석하였다. 또한 항타 시공성 분석에서는 16tf와 해머, 13tf를 해머 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 Meyerhof 공식 및 동역학적 지지력 공식(Hiley공식, ENR공식, Gates공식, Janbu공식)을 이용하여 정재하 및 동재하시험과 비교 분석하였다. 항타 시공관입성 분석에서는 최종 관입량(2m이하, 2~4mm) 기준으로 허용지지력에 미치는 영향을 분석하였다.

1개 정재하시험으로 얻어진 실측 데이터를 이용하여 극한 및 항복하중 판정방법과 침하량 기준에 의한 판정방법으로 극한하중을 구하였다. 하중-침하 관계를 이용한 극

한하중 판정방법에 사용되고 있는 Brinch Hansen의 80% 기준 판정방법, Mazurkiewicz 판정방법, Chin 판정방법, Stability Plot 판정방법, Brinch Hansen의 90% 기준 판정방법을 적용하여 극한하중을 추정하고 상호 비교·분석하였다. 하중-침하-시간 관계를 이용한 항복하중 판정방법에 사용되고 있는 P-S, logP-logS, ds/d(log t)-P, S-log t, Davisson 판정방법을 적용하여 극한하중을 추정하고 상호 비교·분석하였다. 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 극한하중을 추정하고 상호 비교·분석하였다.

또한 연약지반에서의 부주면마찰력이 고려된 허용지지력을 판단하기 위해서 이론적 지지력 산정 방법인 구조물 기초설계기준, 도로교 설계기준, 건축기초설계지침 공식을 이용하여 비교 분석하였다. 또한 재하시험으로부터 얻어진 실측 데이터를 이용하여 부주면마찰력 선단지지력과 주면마찰력을 산정하여 고강도 강관말뚝의 허용지지력을 분석하였다.

제2장 말뚝 지지력 이론적 산정방법

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 주면마찰력은 무시하고 선단지지력만 고려하고 있으며, 풍화암이나 암반에 근입되는 경우 말뚝의 주면마찰력은 매우 클 것으로 설계 시에 고려되어야 한다. 말뚝이 잔류토층이나 매립토층을 통과하고 암반에 선단이 위치한 긴 말뚝인 경우, 선단지지력과 주면마찰력의 지지력 비는 말뚝선단부의 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.

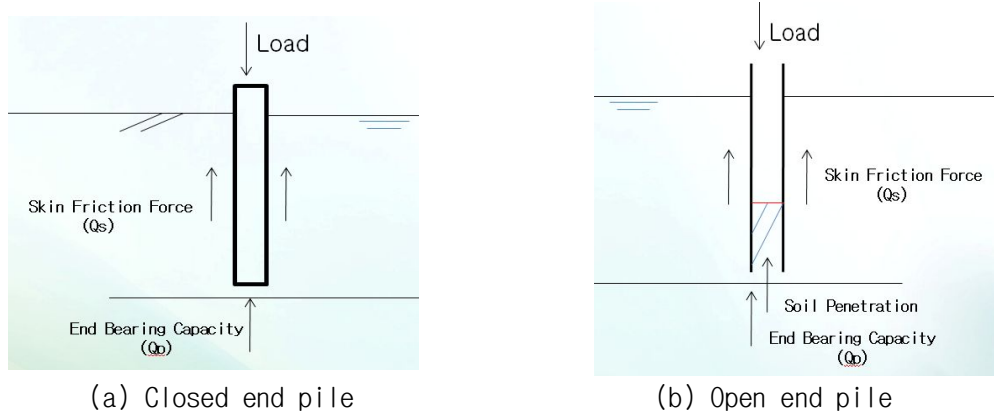


그림 2.1 강관말뚝 항타관입 시 지반의 지지력(정성규, 2010)

말뚝의 극한지지력은 말뚝선단의 극한지지력과 말뚝주면의 극한마찰 저항력의 합계로서 구해진다. 그림 2.1은 선단이 닫힌 선단강관말뚝과 선단이 열린 말뚝의 지반지지력발휘 개념을 설명하고 있다.

$$Q_u = Q_s + Q_b - W = f_s A_s + q_b A_b \quad (2.1)$$

여기서, Q_s : 주면마찰력(tf)

Q_b : 선단지지력(tf)

W : 말뚝의 자중으로 설계에서는 이를 무시(tf)

f_s : 단위면적당 극한주면마찰력(tf/m²)

A_s : 파일 주면적(m²)

q_b : 단위면적당 극한선단지지력(tf/m²)

A_b : 파일선단 지지면적(m²)

위 식 (2.1)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 응력변

형특성, 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 향타 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 풍화토에 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 향타 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 암반의 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 전과되는 압축/인장파, 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 Setup효과를 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 주면마찰력은 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 말뚝 설계지지력

2.2.1 말뚝의 지지력 산정

말뚝의 극한지지력은 다음 식 (2.2)와 같이 주면마찰력과 선단지지력으로 구성되며, 이 가정에는 두 요소의 저항력이 동시에 완전히 유발된다는 가정이 사용되고 있다.

$$Q_u = Q_s + Q_p = f_s A_s + q_p A_p \quad (2.2)$$

여기서, f_s : 단위주면마찰력

A_s : 말뚝의 주면적

q_p : 단위선단지지력

A_p : 말뚝의 단면적

상기의 지지력을 구하는 이론은 Rankine의 토압론이 발표된 이후로 많은 학자들에 의해서 보다 안전하고 경제적인 시공을 위해 꾸준히 발전하여 왔다. 이러한 많은 노력에 의해 말뚝기초 전반에 대한 이해는 증진 되었으나, 지지력에 영향을 미치는 많은

변수들로 인해서 신뢰성 있는 지지력 예측식의 도출에는 아직까지 한계가 있는 실정이다. 현재까지 제안된 지지력 산정법을 크게 분류하면 정역학적 지지력 산정법, 동역학적 지지력 산정법, 재하시험에 의한 방법 등이 있으며, 설계 과정에서는 신뢰성이 다소 떨어지는 이론식이나 경험식에 의존한 정역학적 지지력 산정법이 적용되고 있고, 시공 과정에서는 비용과 시간이 많이 소요되지만 가장 신뢰성이 있는 재하시험에 의한 방법이 주로 적용되고 있다.

2.2.2 정역학적 지지력 산정

(1) 말뚝의 선단지지력

말뚝의 단위선단저항의 이론적 연구는 1930년대 중반 Caquot와 Buisman에 의해 시작되어 Prandtl와 Reissner에 의해 관입파괴에 대한 고전적 연구가 여러 연구자들에 의해 확장되었고, 그림 2.2에서와 같이 다양한 파괴형태를 근거로 한 이론적 해가 계속하여 제시되었다. 이후 1940년대는 Terzaghi, Debeer와 Jacky, 1950년대는 Meyerhof, Caquot와 Kerisel등이 있는데 이들은 지반을 소성체로 가정하여 파괴가 일어날 때까지의 일체의 변형을 하지 않는다고 가정하였으며, 지지력계수는 내부마찰각의 함수로 표시하였다.

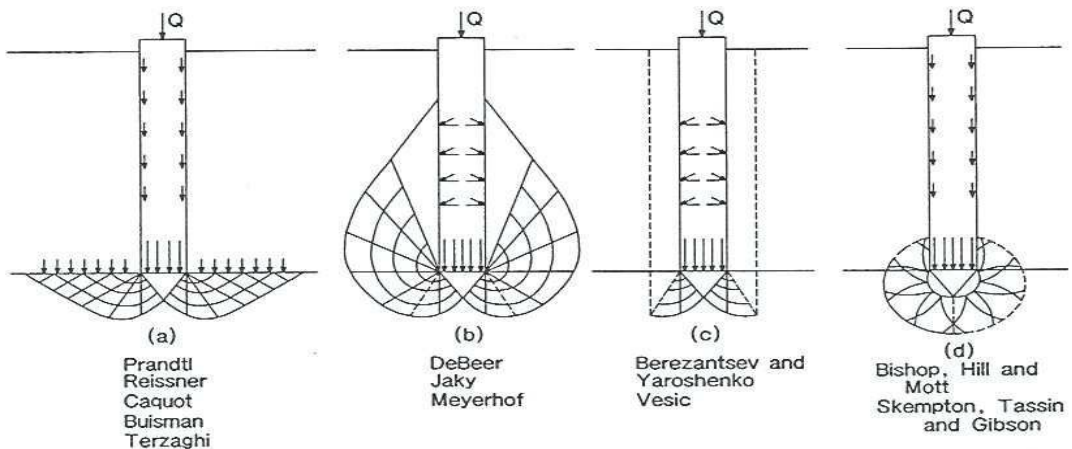


그림 2.2 압축 하중에 의한 말뚝 주변의 파괴 형상(최혁준, 2008)

한편, 1950년대 초반 Skempton, Yassin 그리고 Gibson에 의해 다른 접근방법으로 말뚝선단의 파괴를 공동 확장의 경우로 가정하여 연구하였다. 이러한 모든 이론적인 해에서 극한선단지지력을 식 (2.3)과 같이 나타내었다.

$$Q_p = A_p \left(c N_c s_c + \frac{1}{2} \gamma B N_r s_r + p_0 N_q s_q \right) \quad (2.3)$$

여기서, A_p : 말뚝의 단면적

c : 점착력

γ : 지반의 단위중량

B : 말뚝의 직경 또는 폭

p_0 : 유효상재하중

N_r, N_c, N_q : 지지력계수

s_r, s_c, s_q : 형상계수

식 (2.3)을 사질토지반에 적용할 경우 값, $c = 0$ 이고 두 번째 항은 세 번째 항과 비교해서 무시할 수 있을 만큼 작으므로 생략할 수 있고, 대부분의 말뚝이 원형 또는 사각형 단면이므로 형상계수는 동일하다. 따라서 Berezantzev(1961)는 사질토의 경우 식 (2.4)과 같이 간략한 형태로 정리하였다.

$$Q_p = A_p (p_0 N_q) \quad (2.4)$$

대부분의 이론식 경우 기본적인 변수 지지력계수 N_q 를 결정하는 것은 흙의 내부마찰각과 유효구속압력이다. 따라서 모든 지지력공식의 사용을 위해 N_q 값의 산정이 필요하다. 반 경험적인 지지력계수 N_q 값은 기본적인 이론적 모델에서 가정한 파괴면에 따라 변할 수 있으며, 이러한 가정에 대한 N_q 값들의 범위를 표 2.1에 나타내었다. 또한 Parakash는 N_q 값들은 마찰각이나 말뚝 시공방법에 따라 가장 큰 영향을 받는다고 하였다.

표 2.1 내부마찰각에 따른 N_q 값

Theories	Approximate N_q values for various friction angles				
	25°	30°	35°	40°	45°
Terzaghi (1943)	12.7	22.5	41.4	81.3	173.3
De Beer (1945)	59	155	380	1150	4000
Brinch Hansen (1951)	32	54	97	190	400
Meyerhof (1953)	38	89	255	880	4000
Skempton-Yassin-Gibson (1953)	46	66	110	220	570
Caquot-Kerisel (1956)	26	55	140	350	1050
Brinch-Hansen (1961)	23	46	115	350	1650
Berezantzev (1961)	16	33	75	186	0
Vesic (1963)	15	28	58	130	315
Vesic (1972)	60	79	103	131	164

Peck 등(1953)은 모래에 대해 N 값과 전단저항각 사이의 관계를 다음과 같은 간단한 식 (2.5)로 정하였다.

$$\phi = 0.3N + 27 \quad (2.5)$$

동일한 N 값에서도 입자의 형상과 입도분포에 따라 모래의 전단 저항각은 달라질 수 있으므로 Dunham(1954)은 이것을 고려하여 입자가 둥글고 입경이 균일한 모래의 경우 식 (2.6)과 같은 관계식을 제안하였다.

$$\phi = \sqrt{12N} + 15 \quad (2.6)$$

(2) 말뚝의 주면마찰력

토질역학적인 접근으로부터 사질토 지반에 관입된 말뚝의 둘레에 작용하는 주면마찰력은 그림 2.3에서와 같이 강체 표면사이의 마찰을 고려한 역학이론에 근거하여 식

(2.7)과 같이 극한 단위주면마찰력 f_s 가 결정된다.

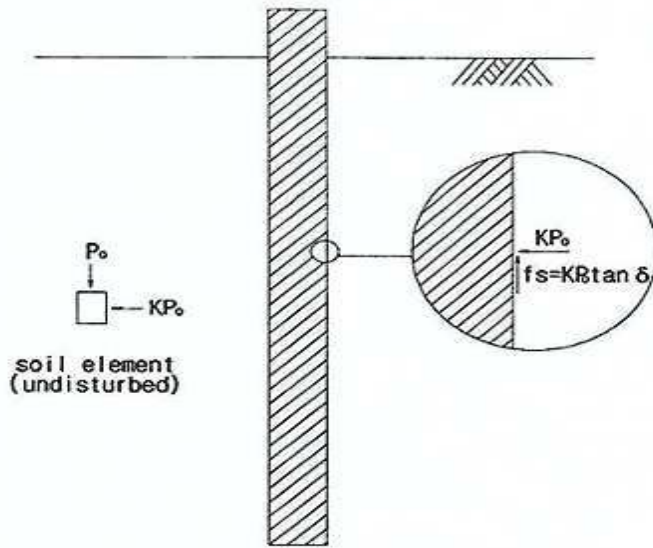


그림 2.3 Pile의 주변 마찰저항력(최혁준, 2008)

$$f_s = K_p p_0 \tan \delta \quad (2.7)$$

여기서, K_p : 수평토압계수

p_0 : 유효상재하중

$\tan \delta$: 말뚝과 지반사이의 마찰계수

지반과 말뚝사이 접촉지점에 위치한 모래는 극한파괴상태로 가정하였으므로 마찰각은 지반밀도와 말뚝 재질과 관련한 것이 아니라 모래의 잔류마찰각 ϕ_{rcs} 와 같다고 제안하였으나, Potyondy와 Vesic의 방법에 의한 값과의 차이는 크지 않다.

Meyerhof(1951)와 Nordlund(1963)는 이론적으로 수평토압계수를 결정하였다. 말뚝이 수직방향의 변형이 없이 수평으로만 지반을 배제한다는 가정이 전제되었으며, 이러한 변위는 주변지반의 다짐을 초래하고 말뚝과 흙의 접촉점에서 최대를 나타낸다고 하였다. 따라서 말뚝이 지반을 밀어내고 수평변형이 말뚝지름에 비해서 크므로 수평토압계

수의 크기가 수동토압계수와 같다는 것이 이론적으로 가능하였다.

Kezdi(1964)에 의해 정리된 대표적인 수평토압계수는 표 2.2와 같다.

표 2.2 수평토압계수 K

Author	Basic	Soil Type	Value of K
Brinch Hansen (1951)	theory	sand	$\cos^2\phi$
Meyerhof (1951)	analysis of field data	loose sand dense sand	0.5 1.0
Ireland (1957)	pulling test	sand	1.75 to 3
Mansur-Kaufman (1958)	analysis of field data	silt	0.3 to 0.6
Kezdi (1958)	theory	granular	K_p
Lundgren (1960)	pile test	sand	0.8
Henry (1961)	theory	sand	K_p
Lambe-Whitman (1969)	guess		2

이론식에 의한 정역학적 지지력 산정법은 선단지지력과 주변마찰력을 구분하여 수많은 학자들인 Meyerhof(1976), Poulos and Davis(1980), Vesic(1977), Berezantzev(1961) 등에 의해서 제안되었다. 이론식에 의한 지지력산정을 위해서는 지반의 많은 특성치들이 요구되고, 이를 산출하기 위한 현장 및 실내시험이 필요하며, 시험에 의해 구할 수 없는 변수들은 가정을 통해서 산출해야 한다.

따라서 이러한 이론식에 의한 방법에는 시험 및 변수 가정에 의한 불확실성이 크게 내포되어 있고, 다양한 토질시험 시행에 따른 경제성 면에서도 다소 불리한 측면이 있으며, 설계 실무에 적용시에는 정확성이 떨어지는 문제점이 존재한다. 현재 국내외에서 많이 적용되고 있는 이론식에 의한 정역학적 지지력 공식을 정리하면 표 2.3과 같다.

표 2.3 정역학적 지지력 공식

구 분	제 안 식	제 안 자	적 용 성
주면 마찰력	$f_s = a_c + q' K \tan \delta$	Tomlinson(1971)	전응력, 점성토
	$f_s = K_q' \tan \delta = \beta q'$	Burland(1973)	유효응력, 점성토
	$f_s = \lambda(q' + 2s_u)$	Vijayvergiva & Focht(1972)	혼합법, 점성토
	$f_s = a_{cu}$	Meyerhof(1976)	점성토
	$f_s = K_s \sigma_v' \tan \delta$	Meyerhof, Colye-Castello, Vesic, API 등	사질토
선단 지지력	$q_p = p_0 N_q \leq 5 N_q \tan \phi$	Meyerhof(1976)	사질토
	$q_p = c N_c$	Meyerhof(1976)	점성토
	$q_p = c N_c' + \sigma_0' N_\sigma'$	Vesic(1977)	공동팽창이론
	$q_p = A_k \gamma B + B_k q_T$ ($q_T = a_T \gamma_D D$)	Berezantzev(1961)	-

점성토의 주면 마찰력은 α 계수법, β 계수법에 따라 산정되며(국토해양부, 1997) 본문에서는 비배수 조건에 적용하는 α 계수법을 적용하여 말뚝기초의 주면마찰력을 산정하였다. 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 주면 마찰력은 말뚝과 지반의 부착력만으로 표시된다.

$$f_s = c_a = \alpha c_u \quad (2.8)$$

여기서, c_a = 부착력, α = 부착력 계수, c_u = 비배수 점착력이다. α 값은 점토층의 굳기와 말뚝종류, 크기, 시공법, 지층상태 등에 따라 값이 달라진다. 그림 2.4에는 α 계수와 비배수 점착력 c_u 의 관계를 나타낸 몇 개의 곡선이 제시되어 있다. 육상말뚝에 대해서는 Woodward의 곡선을, 해성구조물을 위한 긴 장관말뚝에 대해서는 API의 곡선을 사용한다(Hunt, 1986).

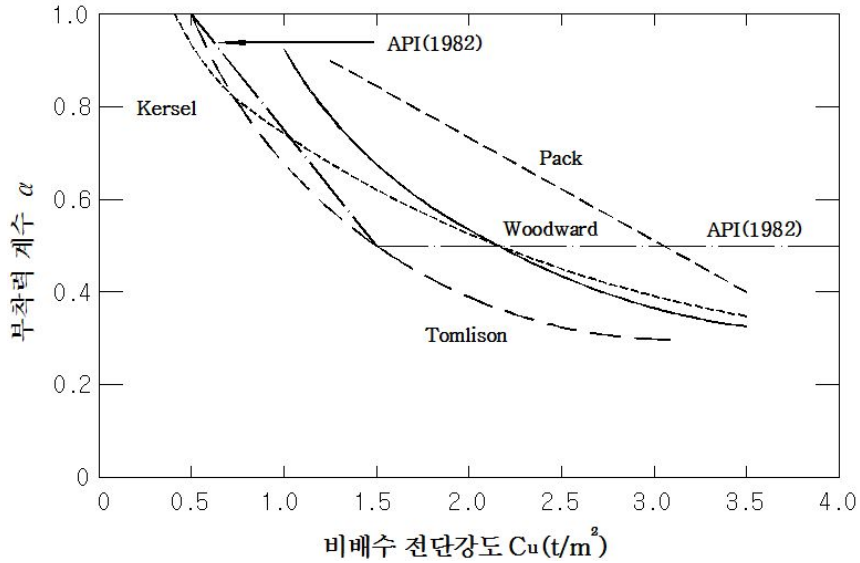


그림 2.4 타입말뚝의 부착력 계수(한국지반공학회, 1997)

β 계수법(유효응력 해석법)은 말뚝 관입 시 말뚝 주위 지반이 흐트러지며, 과잉간극수압이 발생하지만, 어느 정도 시간이 경과하면 과잉간극수압이 소산되면서 흐트러졌던 지반이 재압밀 된다. 말뚝을 시공한 후 과잉간극수압이 소산된 후 하중이 재하되면 말뚝의 주변에 발생하는 마찰력은 주변지반의 배수전단강도로 표시된다. 따라서 주변마찰력은 식 (2.9)와 같다.

$$f_s = c'_r + K\bar{\sigma}'_v \tan\phi'_r \quad (2.9)$$

여기서, c'_r : 교란된 점토가 재압밀 된 후의 점착력

K : $K_0 = 1 - \sin \phi'_r$ (정규 압밀 점토)

K : $K_0 = (1 - \sin \phi'_r) \sqrt{OCR}$ (과압밀점토)

OCR : 과압밀비

σ'_v : 마찰력이 작용하는 지층의 평균 유효 상재압

ϕ'_r : 교란된 점토가 재압밀 된 후의 배수전단 저항각

그런데 c'_r 값은 일반적으로 0이므로 식 (2.10)과 같다.

$$f_s = K \sigma'_v \tan \phi'_r \quad (2.10)$$

2.3 부주면 마찰력 산정방법

2.3.1 비배수 전단강도법

말뚝을 따라 발생하는 전단응력은 지반과 말뚝간의 전단변형률의 함수로 전제하고, 이때 발생하는 전단응력의 최대값은 지표면에서 중립점까지 발생하는 전단강도와 같다고 가정하는 방법이다.

여기서 전단강도는 실내시험 또는 현장시험을 통해 결정되는데 이 때 발생한 주면 마찰력은 비배수전단강도나 유효응력으로부터 해석하게 된다.

(1) α 계수법

$$f = \alpha S_u \quad (2.11)$$

여기서 α 값은 말뚝의 재질과 점토의 비배수강도(S_u)에 따라 변하는 값으로 일반적으로 0.3~0.5정도로 점토와 점토질 실트의 단기거동 해석에 적용 가능하고, 정마찰력이 발생하는 경우에는 작은 α 값을 부마찰력이 발생하는 경우에는 큰 α 값을 쓰는 것이 안전측이다.

중립점 위에서는 하향력만이 작용하고 중립점 아래에서만 주면마찰력(지지력의 일부)으로 모두 발현된다는 가정 하에 평형상태를 고려하게 되어 있다. 실제 말뚝주면에는 정주면과 부주면이 함께 발생될 것이나, 이론적 가정으로 부주면의 영향이 큰 부분은 하향력만을, 부주면의 영향이 없는 곳은 정주면 마찰만을 고려하여 힘의 평형을 기본으로 평형방정식을 만든 것으로 생각하면 될 듯하다.

(2) β 계수법

$$f = \beta \sigma'_v \quad (2.12)$$

여기서 β 는 일반적으로 0.20~0.50이며, 점토($\beta=0.20\sim0.25$), 실트($\beta=0.25\sim0.30$), 모래($\beta=0.30\sim0.35$)값을 갖는 마찰계수이고 σ'_v 는 임의의 깊이 Z에서의 유효수직응

력을 나타낸다.

β 방법은 식 (2.12)에서 알 수 있듯이 유효응력을 이용하는 방법으로 α 방법과 달리 점성토나 사질토의 장기해석에 사용되어지며, 이론적 전제는 α 계수법과 같이 부마찰력이 지표면에서 중립점까지 완전히 발현된다고 가정하고 있다.

표 2.4 지반조건에 따른 β 제안 값

β	지 반 조 건	제 안 자
0.20~0.25	점토	Lambe(1974), Garlanger(1974), Leifer(1974)
0.25~0.30	실트	Lambe(1974), Garlanger(1974), Leifer(1974)
0.30~0.35	모래	Lambe(1974), Garlanger(1974), Leifer(1974)
0.20	연약하거나 중간정도의 Norwegian 해상점토	Johanessen(1965), Bjerrum(1965),
0.18~0.23	연약하거나 중간정도의 Norwegian 해상점토	Bjerrum(1969), Johanessen(1969), Eide(1969)
0.25~0.26	실트질에 가까운 Norwegian 해상점토	Bjerrum(1969), Johanessen(1969), Eide(1969)
0.20~0.35	매우 연약한 실트질 점토	Endo 등(1969)

2.3.2 유효응력법

유효응력법은 β 계수법이라 하며, 말뚝 주변에 작용하는 단위면적당 부마찰력은 식 (2.13)을 이용하여 구한다. 따라서 말뚝 타입 후 일정한 시간이 경과한 후에 하중이 말뚝에 작용하여 하중이 작용하는 시점에서는 말뚝 타입으로 발생할 경우 다음 식 (2.13)과 같이 과잉간극수압이 완전히 소산되었다고 가정하였다.

$$Q_{ns} = f_n A_s \quad (2.13)$$

여기서, Q_{ns} : 부주면 마찰력

f_n : 단위면적당 부주면마찰력

A_s : 부주면 마찰력이 작용하는 부분의 말뚝주면적

부주면 마찰응력 f_n 은 사질토나 점성토의 장기해석에 사용되는 유효응력방법인 β 방법으로 구한다.

$$f_n = \beta \sigma'_v \quad (2.14)$$

여기서, β : 계수

σ'_v : 유효상재압

β 값은 지반의 종류에 따라 달라지며, 표 2.5의 값을 사용한다.

표 2.5 β 의 값

흙의 종류	β
점토	0.20 ~ 0.25
실트	0.25 ~ 0.35
모래	0.35 ~ 0.50

Zeevaert 등(1959)은 연직유효응력과 정지토압계수, 배수마찰각을 이용하여 식 (2.15)와 같은 주면 마찰력 산정식을 제시하였다.

$$f_s = K_o \tan \sigma \phi'_v \quad (2.15)$$

여기서, K_o : 토압계수

ϕ : 내부마찰각

σ'_v : 유효상재압

Flatte와 Selnes(1977)도 기존의 β 계수법과는 다른 식 (2.16)과 (2.17)을 도입하여

부마찰력을 산정하였다.

$$f_n = 0.4\mu_1 \sqrt{OCR} \quad (2.16)$$

여기서, f_n : 부마찰력
 μ_1 : 접촉면 마찰계수
 OCR : 과압밀비

$$\mu_1 = (l_p + 65.6) / (2l_p + 65.6) \quad (2.17)$$

여기서, l_p : 말뚝의 점토층에의 관입 깊이(m)

Tawfig(1994)는 단순 전단시험으로부터 구한 내부마찰각을 이용하여 타입 말뚝에 대한 주면마찰력을 계산하기 위한 식 (2.18)을 제안하였다.

또한, 말뚝 모형실험을 통하여 연직 유효응력이 수평 유효응력의 약 1/1.5배임을 제시하였는데 이는 Meyerhof(1976)가 과압밀비를 변화시키면서 수행한 말뚝시험에서 토압계수 K 는 1~2사이의 값을 가지며 다음 식 (2.18)과 같이 평균 1.5의 값을 갖는다고 한 것과 일치한다.

$$f_s = 1.5 K_0 \sigma'_v \tan \phi_{ss} \quad (2.18)$$

여기서, K_0 : 토압계수
 σ'_v : 유효상재압
 ϕ_{ss} : 단순전단시험에서 얻은 배수 마찰각

2.4 동역학적 지지력 산정방법

동역학적 공식(Dynamic Equation)은 일반적으로 다음 식 (2.19)와 같이 표시한다.

$$W_H h = R_u S + Q \quad (2.19)$$

여기서, W_H : 해머 중량(t)

h : 해머의 낙하고(m)

R_u : 말뚝의 극한지지력(t/m²)

S : 해머 1회의 낙하에 의한 말뚝의 관입량(m)

Q : 타입할 때의 에너지손실(t·m)

이 에너지손실은 해머와 말뚝과의 충격, 말뚝머리 및 말뚝에 생기는 탄성압축, 지반에 생기는 압축 등에 의한 손실이고, 이 양의 평가는 각 제안자에 따라 다르다. 지금 에너지손실을 무시하고 대신 안전계수 8을 취하면 아래 샌더(Sander)의 공식을 얻는다.

$$R_a = \frac{R_u}{S} = \frac{W_H h}{8S} \quad (2.20)$$

여기서, R_a : 허용지지력(t/m²)

다른 기호는 전과 같다. 단, S 와 h 의 단위는 m, 분모의 숫자 8은 안전율이다.

말뚝의 동적공식 중에서 가장 일반적인 것은 Hiley의 공식이다. 이 공식은 말뚝타격시의 에너지손실, 말뚝이나 지반의 탄성변형에 의한 손실 등을 고려하여 만든 것으로 모래, 자갈층 등이 지지층인 경우 재하시험결과와 잘 일치하고 있다. 또한, 최종관입량의 S 가 적어도 5mm 이상인 경우 비교적 정확한 적용이 가능하다. 또한, 관입량에 대한 낙하고를 높이기 위한 범위는 시공 상 위험 등을 수반해줄 말뚝무게의 1.5~2.5배가 적당하다.

(1) Hiley 공식

$$R_u = \frac{E_H R_L W_H h}{S + 1/2(C_c + C_p + C_q)} \quad (2.21)$$

또는 $R_u = \frac{E_H W_H h}{S + 1/2C}$: 완전탄성체($e=1$)인 경우

$$R_L = \frac{W_H + e W_p}{W_H + W_p}$$

$$R_a = \frac{R_u}{F_s}$$

여기서, R_u, R_a : 말뚝의 극한 및 허용지지력(디젤해머는 이를 2배한다.)

F_s : 안전율로서 3을 채택한다.(디젤 해머는 이를 2배한다.)

W_H, h : 각각 Hammer의 무게 및 낙하고(mm)

W_p, S : 각각 말뚝의 무게 및 1회 타격당 관입깊이(mm)

E_H : Hammer의 타격효율

R_L, e : 에너지 손실계수 및 말뚝-해머 간의 반발계수

C : 순간 탄성변형량의 총합 = $C_c + C_p + C_q$

C_c : 쿠션재의 순간압축량(mm)

C_p : 파일의 순간 압축량(mm)

C_q : 지반의 순간 압축량(진동량)(mm)

리바운드량 : $C_p + C_q = K$

(2) Hiley 공식류의 다른 표현들

① 개정 Engr. News Records : 안전율(F_s)은 4~6

$$R_u = \frac{R_L E_H W_H H}{S + C} \quad (2.22)$$

여기서, $C : H, S$ 의 실측치를 Inch로 환산하고, 드롭 해머는 1 in, 증기/디젤 해머는 0.1 in

② Michigan 주립도로위원회 : 안전율(F_s)은 6

$$R_u = \frac{1.25 H_E}{S + C} \quad (2.23)$$

여기서, H_E : Hammer 제조공장에서 주어진 검정된 것

C : 0.1 in

③ 태평양 연안 건축시방서 : 안전율(F_s)은 4

$$R_u = \frac{R_L E_H H_E}{S + \frac{R_u L}{A_p E_p}} \quad (2.24)$$

그 밖에 이론에 의한 동역학적 지지력 공식은 표 2.6과 같다.

표 2.6 이론에 의한 동역학적 지지력 공식

제안자	공식	F_s
Krapf - Stern	$R_u = \frac{AE}{L} \left[-S + \sqrt{\frac{S^2 + 2W_H HL}{AE} \frac{W_H + e^2 W_p}{W_H + W_p}} \right]$	3
Redtenbacher	$R_u = \frac{AE}{L} \left[-S + \sqrt{\frac{S^2 + 2W_H HL}{AE} \frac{W_H}{W_H + W_p}} \right]$	3
Pacific Coast	$R_u = \frac{AE}{2L} \left[-S + \sqrt{\frac{S^2 + 4W_H HL}{AE} \frac{W_H + e^2 W_p}{W_H + W_p}} \right]$	4
Bureau of Yards and Docks	$R_u = \frac{W_H H}{S + 0.075}$	3
Ritter	$R_u = \frac{W_H h}{S} \frac{W_H}{W_H + W_p} + W_H + W_p$	3
Gates	$R_u = 104.5 \sqrt{e_f \times W_H H} (2.4 - \log S)$	3
Modified ENR	$R_u = \frac{1.25 e_f W_H H}{S + 0.1} \frac{W + n^2 W_p}{W + W_p}$	6
일본건설성고시식(5S)	$R_u = \frac{2 W_H H}{5S + 0.1}$	-
Mason	$R_u = \frac{W_H H}{S} \frac{W_H}{W_H + W_p}$	3
Eytelwein	$R_u = \frac{e_f W_H H}{S + 0.1 \frac{W_p}{W}}$	6
Navy-Mckay	$R_u = \frac{e_f W_H H}{S(1 + 0.3 \frac{W_p}{W})}$	7

* F_s : 안전율(Factor of Safety)

제3장 말뚝 재하시험 산정방법

3.1 정재하시험 판정방법 개요

국토해양부 제정 구조물기초 설계기준 해설(2003)에 의하면, 극한하중이 규명되지 않을 때에는 말뚝에 하중이 재하 되었을 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 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.

말뚝의 하중(P)-시간(t)-침하량(S) 관계는 주면마찰력과 선단지지력에 있어 그 특성이 상이하다. 선단지지력과 주면마찰력을 분리하여 측정하는 재하시험결과에 의하면 주면마찰력은 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 제안되었지만 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 상

당히 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 3.1과 같다.

표 3.1 하중-침하-시간 관계를 이용한 지지력판정방법

구 분	판 정 방 법	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	

3.1.1 극한하중 판정방법

가. 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 3.1과 같이 $\Delta - \sqrt{\Delta}/Q$ 관계 그래프 나타낸다. 관계 그래프에서 직선구간의 1차식의 기울기(C_1)와 절편(C_2)을 산정한다.

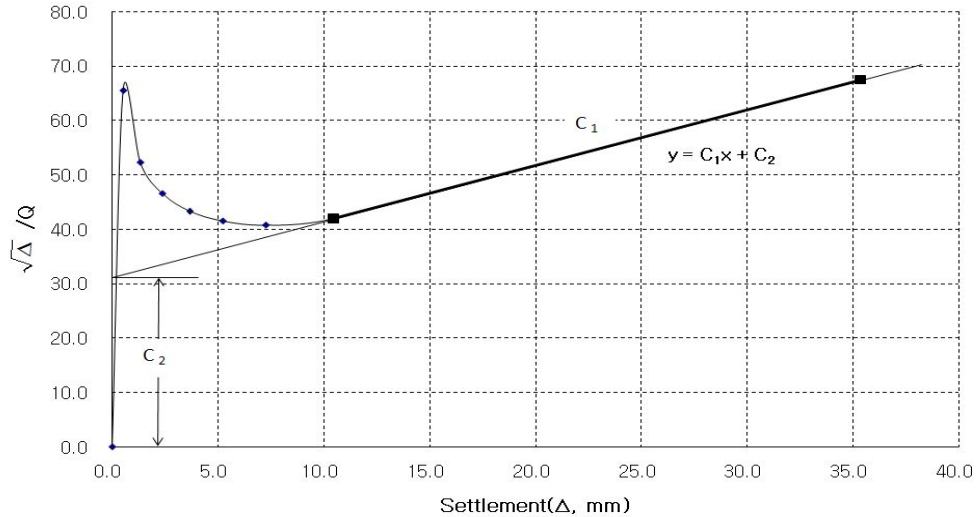


그림 3.1 Brinch Hansen의 80% 판정에 적용되는 $\Delta - \sqrt{\Delta}/Q$ 관계곡선

산정된 기울기와 절편을 식 (3.1)과 (3.2)에 적용하여 극한하중($Q_{u(ult)}$)과 파괴 시 침하량(Δ_u)을 구할 수 있다.

$$Q_{u(ult)} = \frac{1}{2\sqrt{C_1 C_2}} \quad (3.1)$$

$$\Delta_u = \frac{C_2}{C_1} \quad (3.2)$$

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) 재하(Unloading)주기가 포함되었거나 완전파괴(Plunging Failure)가 일어나지 않은 말뚝재하시험에서는 적당하지 못하다.

나. Mazurkiewicz의 방법

Mazurkiewicz(1972)의 방법에 의한 극한하중의 산정절차는 다음과 같다. 가장 먼저 그림 3.2와 같은 하중-침하량 곡선을 그린다.

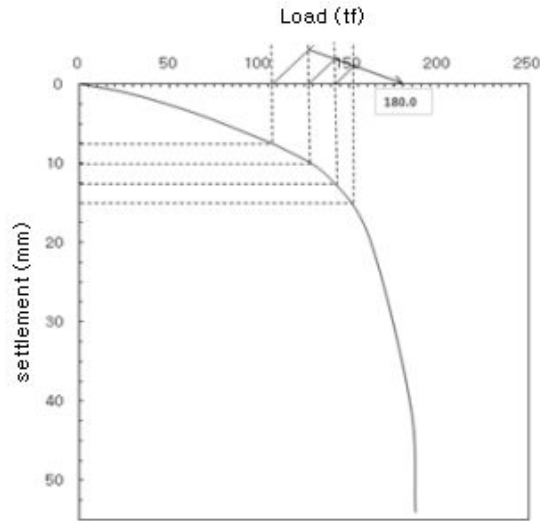


그림 3.2 Mazurkiewicz의 방법에 의한 극한하중 판정

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.

다. 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)의 방법은 하중-침하 곡선이 일반적인 쌍곡선 형태로 나타날 때 식 (3.3)과 (3.4)의 축으로 변환하여 직선 식으로 좌표를 변환할 수 있다.

$$P = \frac{S}{a + bS} \quad (3.3)$$

$$\frac{S}{P} = a + bS \quad (3.4)$$

여기서, P 는 재하하중, S 는 침하량이다. 위의 쌍곡선 식에서 $S \rightarrow \infty$ 일 때, P 의 접근값은 $1/b$ 가 되며, 이 접근값이 말뚝의 극한지지력이 된다. 식 (3.4)과 같이 x, y 축을 각각 $S, \frac{S}{P}$ 로 좌표 변환하여 재하시험결과를 도시하면 그림 3.3과 같이 직선의 형태가 되며, 이 직선의 기울기로부터 극한하중을 구할 수 있다.

정재하시험결과를 해석하여 말뚝의 전체 지지력을 해석하는 다른 지지력판정법과는 달리 Chin의 방법은 선단지지력과 주면마찰력을 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 주면마찰력 값만 측정되고, 두 번째 직선은 주면마찰력과 선단지지력이 결합되어 있다고 가정한다. 초기 직선의 기울기를 역으로 계산한 값이($\frac{1}{m_1}$) 극한주면마찰력이고, 두 번째 직선의 기울기의 역수인($\frac{1}{m_2}$) 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.

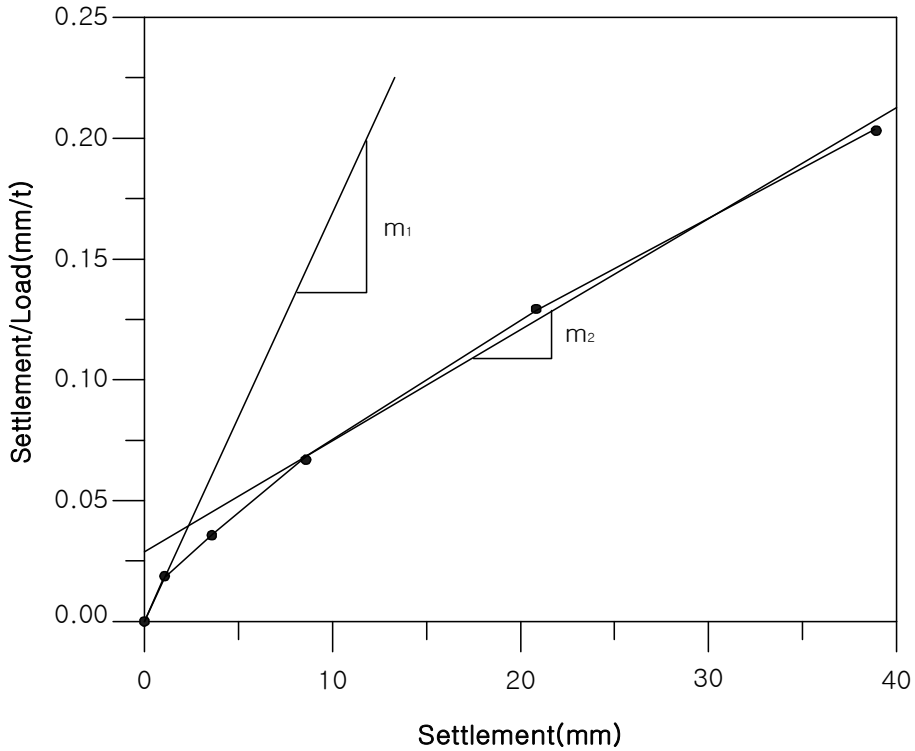


그림 3.3 Chin의 판정방법에 적용되는 $S - S/P$ 관계곡선

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 Test와 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 시험방법으로 수행된 재하시험에서는 극한하중이 나타나지 않을 수도 있다.

라. 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 3.4와 같이 S/P 와 S 의 관계 그래프를 그린다.

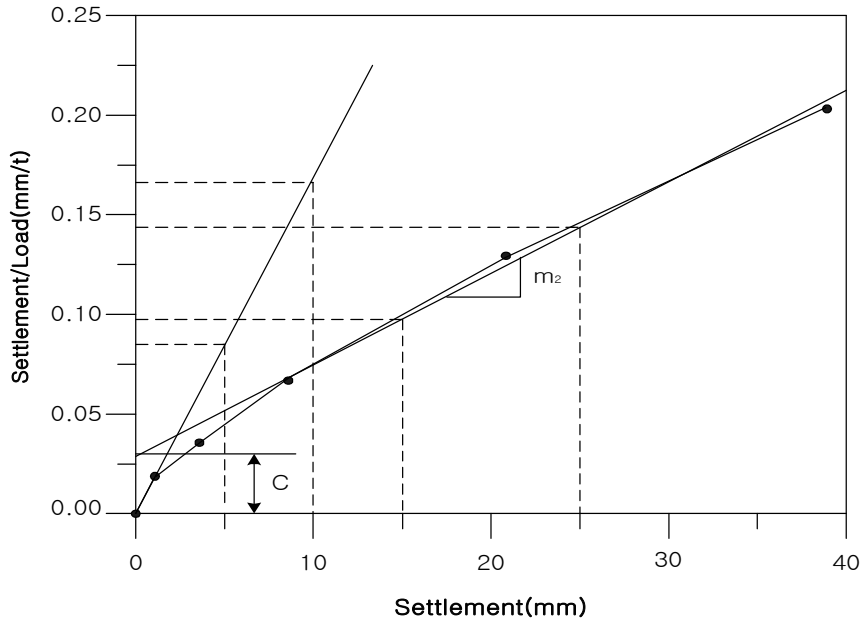


그림 3.4 Stability Plot 판정방법에 적용되는 $S - S/P$ 관계곡선

Stability Plot 방법에서도 극한 주면마찰력은 초기 직선의 기울기의 역수이며 전체 극한지지력은 식 (3.5)에 의해 구한다. 극한선단지지력은 식 (3.5)에 의해 구한 말뚝의 전체 극한지지력에서 극한주면마찰력을 뺀 값이다.

$$\frac{\Delta}{Q_{ult, total}} = m_2 \Delta + C \quad (3.5)$$

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.

마. Brinch Hansen의 90% 방법

Brinch Hansen(1963)의 90% 기준은 시행착오방법으로 극한하중을 결정하는 방법으로 산정절차는 다음과 같다. 그림 3.5와 같이 하중-침하량 곡선을 그린다.

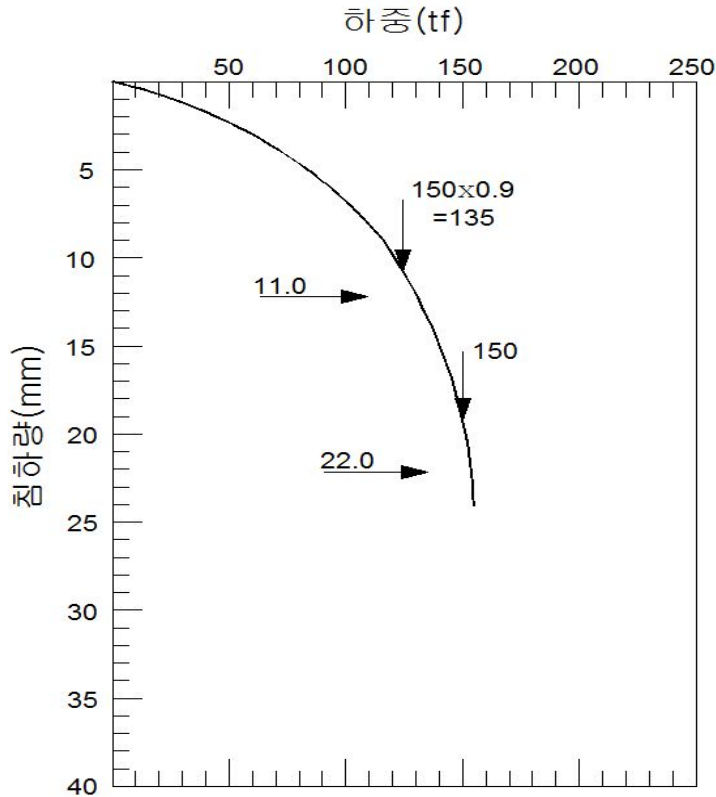


그림 3.5 Brinch Hansen의 90% 판정에 적용되는 $P-S$ 관계곡선

말뚝의 극한하중($Q_{u(ult)}$)을 가정하고 이때의 침하량(Δu)을 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 말뚝재하시험기준과 국제토질기초공학회(ISSMGE)에서 이 방법을 채택하고 있다.

3.1.2 항복하중 판정방법

가. S - log t 분석법

S - log t 분석법에 의한 극한하중의 산정방법은 그림 3.6에 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 3.6에서는 245tf의 하중에서 20분 경과 후 관계선이 직선에서 벗어나기 시작했으며, 이 때의 하중을 항복하중으로 볼 수 있다. 항복하중에 안전율을 역으로 고려하여 극한하중을 추정할 수 있다.

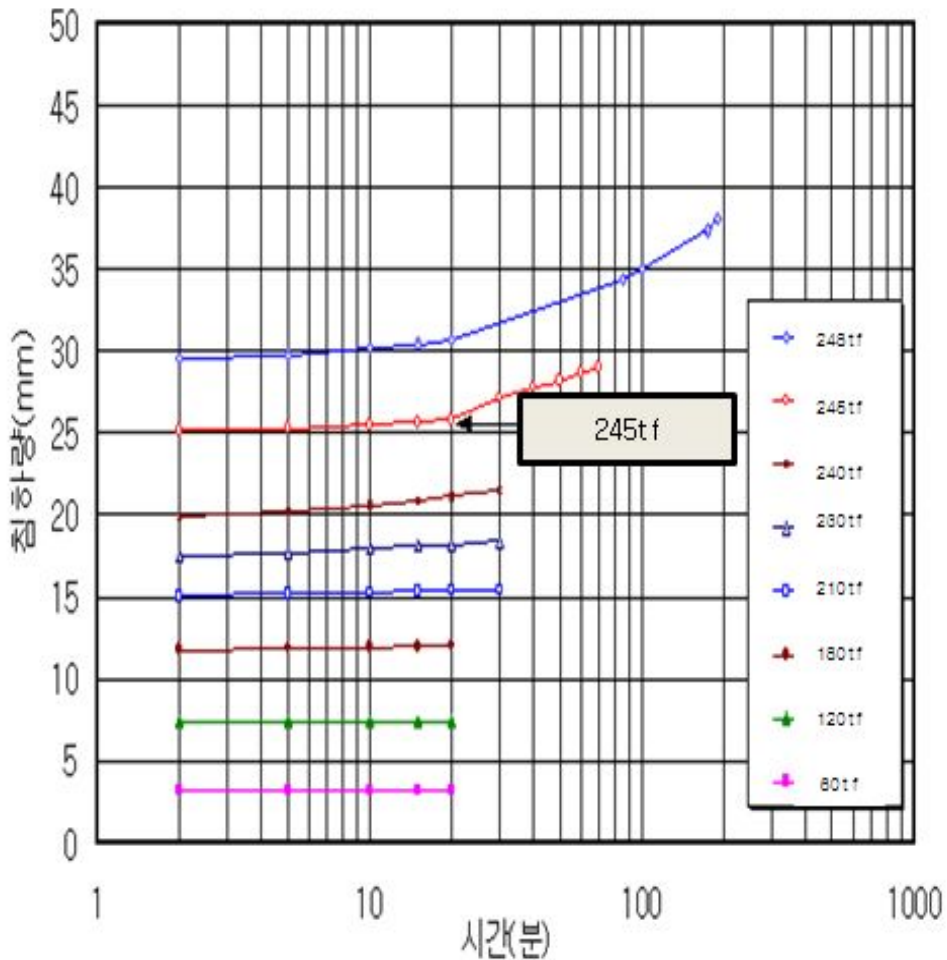


그림 3.6 S - log t 분석법

나. 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 3.7과 같이 하중-침하량 곡선을 그린다. 이 때 결과치가 두 개의 직선상에 나타나게 된다. 다음으로 두 직선의 교차점이 항복하중으로 정의된다. 이 방법은 시험속도가 느린 완속재하 시험법에 적용하도록 제안되었다.

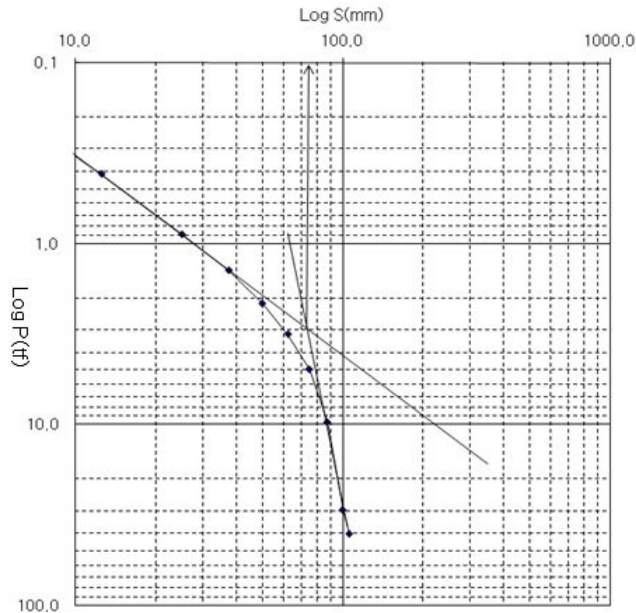


그림 3.7 De Beer의 방법에 이용되는 logP - logS 관계곡선

다. $\frac{dS}{d \log t} - P$ 분석법

$\frac{dS}{d \log t} - P$ 분석법에 따른 항복하중의 산정방법은 그림 3.8에 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 3.8에서는 243tf의 하중에서 기울기가 급격히 증가하고 있으므로 이 때의 하중을 항복하중으로 볼 수 있다.

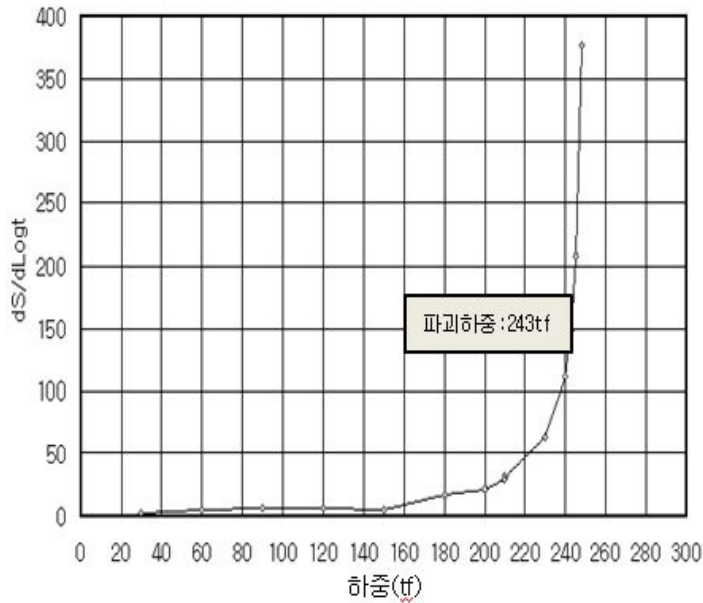


그림 3.8 $\frac{dS}{d\log t} - P$ 분석법

라. Davisson의 방법

Davisson(1972)의 판정방법은 말뚝의 전침하량과 말뚝 직경, 단면적, 탄성계수 및 말뚝길이 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 3.9에 나타나 있으며, 항복하중은 다음과 같이 결정한다.

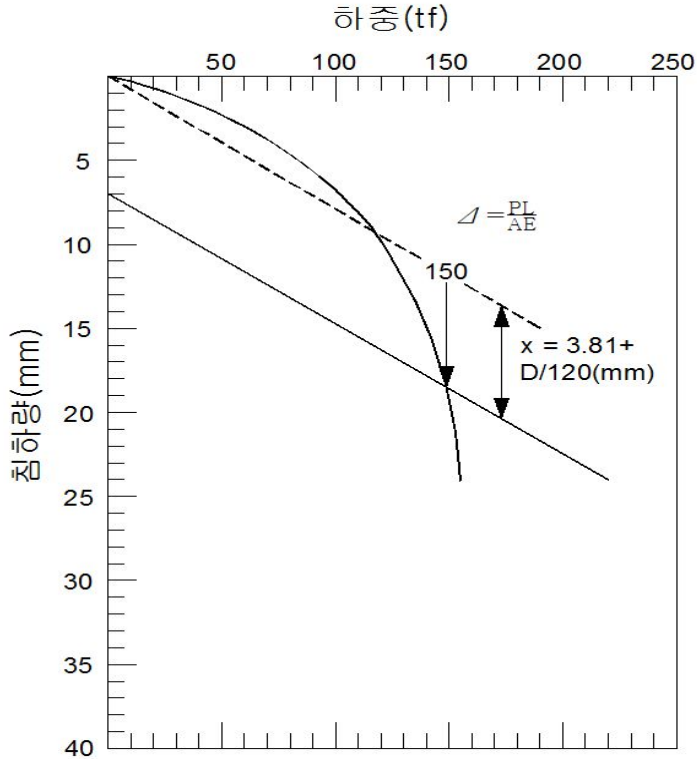


그림 3.9 Davisson의 항복하중 판정방법

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. 이 때, 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.

3.2 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. Poulos(1980)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.

3.2.1 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 그 때의 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 제안한 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 제한적일 때 국한하여 적용할 수 있으며, 반드시 다른 해석결과와 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 3.2와 같다.

표 3.2 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	-	설계하중
		9~20	-	설계하중의 1.5배
	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	

3.2.2 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 0.25mm/t의 순침하량 기준, COE에서 사용하는 6.3mm 순침하량 기준이 있다. 표 3.3은 다양한 순침하량 판정방법들을 정리한 것이다.

표 3.3 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	0.25 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 0.25mm/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.

3.3 동재하시험 판정방법 개요

동재하시험 개요도는 그림 3.10과 같으며, 말뚝항타분석기(Pile Driving Analyzer ; PDA)는 그림 3.11과 같이 힘과 속도에 대한 측정 장비로서 항타 장비에 의한 말뚝의 항타 때 지반의 거동을 정량화하기 위해서 사용된다. 즉, PDA는 말뚝의 지지력, Hammer의 능력 및 에너지 전달의 측정, 말뚝 항타 응력계산, 말뚝의 손상 여부 등의 평가와 아울러 파동방정식의 대표적인 입력계수의 제공을 위하여 힘과 속도를 측정하는데 사용된다.

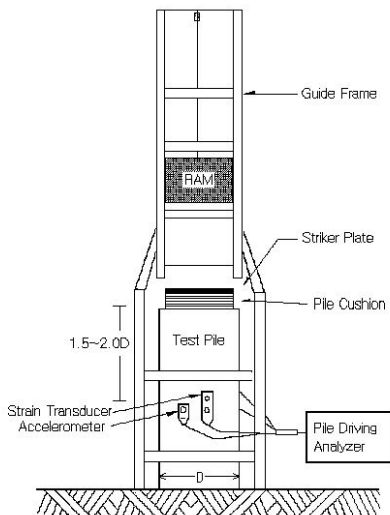


그림 3.10 동재하시험 개요도



그림 3.11 말뚝항타 분석기(PDA)

3.3.1 동재하시험 및 분석방법

(1) 말뚝항타분석기(PDA)

말뚝항타분석기(Pile Driving Analyser)는 두쌍의 변형계(Strain Transducer)와 가속도계(Accelerometer)를 시험말뚝의 두부(말뚝의 직경 1.5~2배 떨어진 지점)에 고정시키고, 측정된 말뚝의 변형율과 가속도를 이용하여 말뚝의 지지력을 계산할 수 있는 장비로써, 현장에서 간단한 시험으로 손쉽게 말뚝항타장비의 특성, 지반의 감소율(Damping Ratio), 주변마찰력의 크기, 주변마찰력의 분포, 말뚝의 건전도 등의 관찰이 가능하다. 그림 3.12에서와 같이 변형계와 가속도계는 항타시 편타로 인한 오류를 방지하기 위하여 말뚝의 반대편에 각각 설치하여 시험한다.

변형율과 가속도는 항타분석기에 의해 힘과 속도로 변환되며 이와 함께 CASE 방법으로 추정된 각종 수치가 분석기 화면에 함께 출력된다. 말뚝항타분석기는 항타와 동시에 36가지의 측정량을 나타낼 수 있으며, 이들 중 중요한 것들은 표 3.4와 같다.

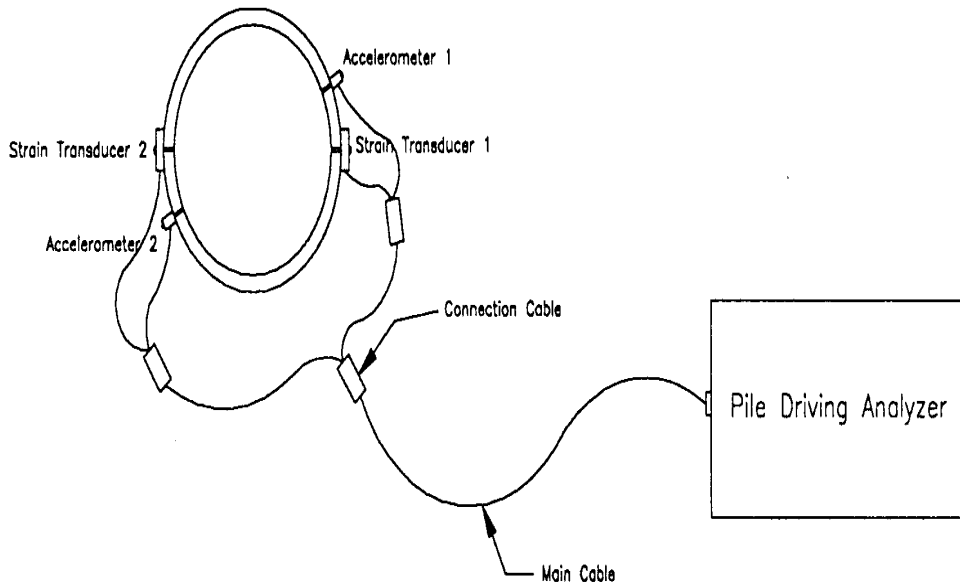


그림 3.12 PDA의 구조 시스템

표 3.4 말뚝항타분석기(PDA)의 계산 출력치(Pile Dynamics, 1993)

출력치	내용
CSX	Gauge 위치에서의 최대 압축응력
FMS	Gauge 위치에서의 최대 압축력
CSB	말뚝 선단부에서의 최대 압축응력
CFB	말뚝 선단부에서의 최대 압축력
TSX	말뚝에 작용하는 최대 인장응력
CTN	말뚝에 작용하는 최대 인장력
DMX	Gauge 위치에서의 최대 변위
EMX	Gauge 위치에서의 최대 전달에너지
BPM	항타기의 분당 타격수
ETR	에너지 전달율
FT1	시간(t_1)일 때의 작용력
VT1	시간(t_1)일 때의 입자속도
DT1	시간(t_1)일 때의 변위
WD1	시간(t_1)일 때의 하향파(Downward Wave)
WU1	시간(t_1)일 때의 상향파(Upward Wave)
BTA	말뚝의 손상정도를 나타내는 건전도 지수
RTL	말뚝의 전체 저항력(Total Resistance), (정적+동적)
RSP	Case 방법에 의한 정적 극한지지력
PR#	Case Damping(jc)이 0.# 일 때의 RSP
RMX	Case 방법에 의한 최대 정적 극한지지력
RX#	Case Damping(jc)이 0.# 일 때의 RMX
RMN	Case 방법에 의한 최소 정적 극한지지력
RSU	초기 Unloading을 보정한 정적 극한지지력
RU#	Case Damping(jc) 0.# 일때 RSU

(2) CASE 방법

Ohio주 Cleveland에 있는 CASE Western Reserve University에서 행해진 연구결과로서 말뚝항타시 측정된 전자장치에 의한 기록을 이용하여 말뚝의 지지력을 예측하는 방법이 개발되었다. 이 방법은 말뚝 두부에서 측정된 가속도 a_p 와 힘 F 를 사용하고, 말뚝은 질량 m 을 갖는 탄성체로 가정한다.

지반의 전체 정적저항력(선단지지력+주면마찰력)은 Newton의 법칙으로부터 다음 식 (3.6)과 같이 된다.

$$R_t = F - ma_p \quad (3.6)$$

여기서, R_t : 지반의 전체 지지력(= $R_p + R_s$)

R_p : 극한 선단지지력

R_s : 극한 주면마찰력

F : 말뚝에 작용하는 힘

m : 말뚝의 질량

a_p : 말뚝의 가속도

말뚝의 속도로 인한 동적 저항력 성분을 제거하기 위해 가속도 측정값을 적분하여 얻어지는 말뚝 두부의 속도 V 가 0일 때의 F 와 a_p 의 값을 취한다.

그림 3.13은 CASE 방법에서 고려되는 힘의 성분을 나타낸 것이다.

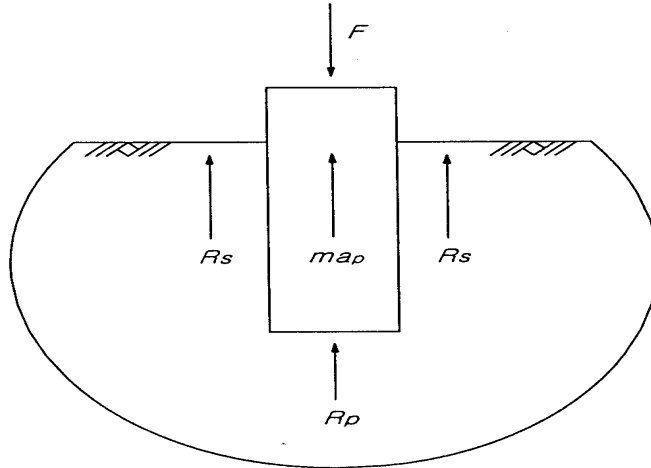


그림 3.13 정적지지력 예측을 위한 CASE 방법(김정엽, 2012)

말뚝항타분석기로 측정되는 말뚝의 전체 항타저항력은 정적 저항력과 동적 저항력으로 이루어지며, 말뚝 두부에 변형률 측정기와 가속도 측정기를 설치하여 계측한 값을 가지고 지지력을 예측할 수 있는 공식에 대입하여 구하는 방법으로, CASE Damping 계수를 고려한 동적 저항력을 제거함으로써 말뚝의 정적 지지력을 결정할 수 있게 된다. CASE 분석방법은 항타와 동시에 말뚝의 예상지지력을 제시할 수 있는 간편법으로 식 (3.7)과 같이 나타낼 수 있다.

장대말뚝 즉, 길이 18m 이상을 포함한 말뚝들에 대한 계속적인 연구결과 대체로 말뚝의 탄성은 간과되어서는 안 되는 것으로 나타났으며, 말뚝의 단면적이 일정하고 지반이 이상적인 소성체라면 일차원 과동방정식의 해는 다음 식 (3.7)과 같이 된다.

$$\begin{aligned}
 RTL &= RD + RS \\
 &= \frac{1}{2}[FT_1 + FT_2] + \frac{1}{2} \frac{AE}{C} [VT_1 - VT_2]
 \end{aligned}
 \tag{3.7}$$

여기서, RTL : 전체 저항력

RD : Damping으로 인한 동적 저항력

RS : 정적 저항력

FT_1, FT_2 : 시간 T_1 과 T_2 의 말뚝 두부에서 측정된 힘

VT_1, VT_2 : 시간 T_1 과 T_2 의 말뚝 두부에서 측정된 속도
 AE/C : 말뚝의 임피던스 (Impedance)

말뚝의 동적 저항력은 말뚝 선단의 변형속도와 말뚝의 임피던스에 비례한다고 가정하였으며, 비례계수를 CASE Damping 계수로 정의하였고, 식 (3.8)과 같이 나타내었다 (Rausche, 1985).

$$\begin{aligned}
 RD &= J_C \frac{AE}{C} V_T \\
 &= J_C \left[\left(\frac{AE}{C} \right) VT_1 + FT_1 - RTL \right]
 \end{aligned} \tag{3.8}$$

여기서, J_C : CASE Damping 계수
 V_T : 말뚝 선단의 입자속도

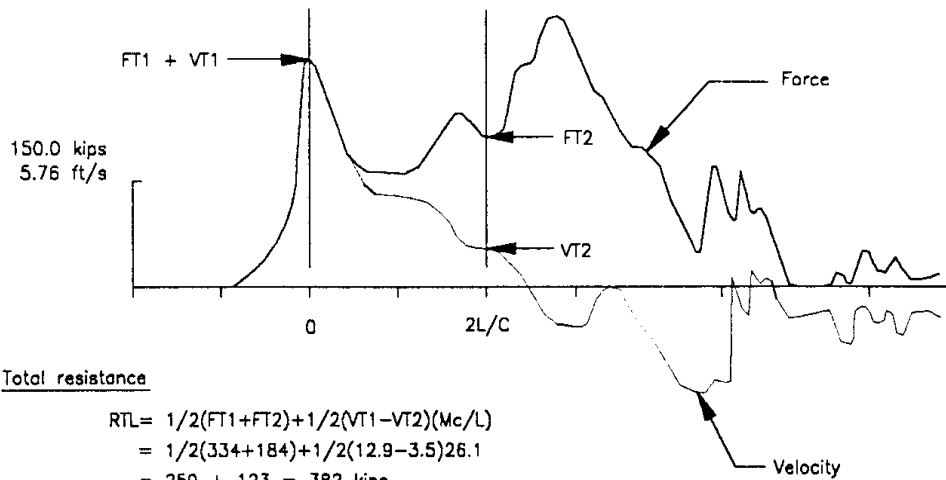
전체 항타저항력에서 CASE Damping 계수를 고려한 동적 저항력을 제거함으로써 말뚝의 정적 극한지지력을 계산할 수 있으며 식 (3.9)와 같다.

$$\begin{aligned}
 RS &= RTL - RD \\
 &= \frac{1}{2}(1 - J_C)[FT_1 + \left(\frac{AE}{C}\right)VT_1] + \frac{1}{2}(1 - J_C)[FT_2 - \left(\frac{AE}{C}\right)VT_2]
 \end{aligned} \tag{3.9}$$

식 (3.9)의 FT_1, FT_2, VT_1, VT_2 는 항타분석기로 측정하며, 지반의 종류에 따라 J_C (Damping Constant)를 가정하여 계산한다. J_C 는 원칙적으로 그 지역 지반특성에 따라 다르며, 정적 지지력 시험결과와의 상관관계를 이용하여 구하여야 하나 지반조건에 따른 계략적인 J_C 값의 추천값은 표 3.5와 같고(Goble, 1975), CASE 방법의 적용 예는 그림 3.14와 같다.

표 3.5 지반종류에 따른 J_c 값의 범위 및 추천값

지지층의 지반조건	J_c 계수 값	J_c 제안값의 범위
모래	0.05	0.05~0.20
실트질 모래 또는 모래질 실트	0.15	0.15~0.30
실트	0.30	0.20~0.45
실트질 점토 또는 점토질 실트	0.55	0.40~0.70
점토	1.10	0.60~1.10



Total resistance

$$\begin{aligned}
 RTL &= 1/2(FT1+FT2)+1/2(VT1-VT2)(Mc/L) \\
 &= 1/2(334+184)+1/2(12.9-3.5)26.1 \\
 &= 259 + 123 = 382 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

Static resistance

$$\begin{aligned}
 RSP &= RTL - J[VT1(Mc/L)+FT1-RTL] \\
 &= 382 - 0.4[12.9(26.1)+334-382] \\
 &= 382 - 115 = 267 \text{ kips}
 \end{aligned}$$

그림 3.14 CASE 방법의 적용 예

(3) CAPWAP 방법

CAPWAP(CASE Pile Wave Analysis Program) 방법은 항타분석기로 측정된 힘(F)과 속도(V)를 시행착오법을 이용하여 경계조건(총 20여개 : 흙의 저항력 분포, 탄성침하 한계(Quake), 감쇠율(Damping Ratio), Toe Gap, Geometrical Damping, Plug Mass)을 가정하고 계산파형과 측정파형을 비교하면서 반복 계산하여 두 파형이 일치할 때의 출력치를 이용하여 모사 정적재하시험곡선(Simulated Static Pile load Curve)의 정적 극한지지력을 산출하는 해석방법이다. 표 3.6은 CAPWAP 계산방법이다.

표 3.6 CAPWAP 계산방법

입력파형	계산파형	비교파형
F	V	V
V	F	F
WD	WU	WU

말뚝 두부에서 측정된 파형 중 하나를 입력값으로 하여 말뚝의 경계조건을 변화시키면서 실제 측정파형과 계산파형을 비교하는 파형일치기법(Wavematching Techniques)을 이용한다. 계산된 출력치와 실제 측정치가 잘 일치하도록 경계조건을 조절하는 작업이 필요하며, CAPWAP에서는 자동과 수동의 작업이 모두 가능하다. 반복 작업 시 조정되는 Modeling Parameter 중 대표적인 것은 흙과 말뚝의 감쇠율, 탄성침하 한계, Unloading Quake, Unloading Level, Reloading Level, Plug Mass, 흙의 저항분포(그림 3.15와 그림 3.16 참조) 등이다.

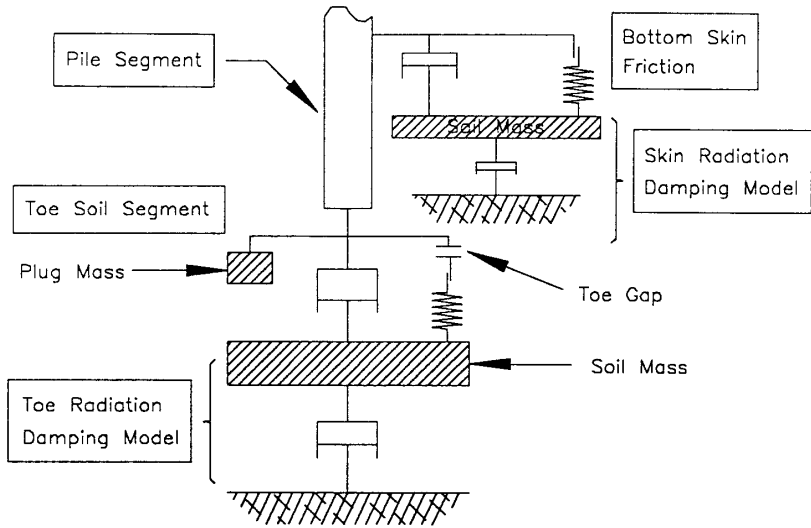


그림 3.15 CAPWAP에서의 말뚝주면과 선단에 대한 흙의 저항 모델(김정엽, 2012)

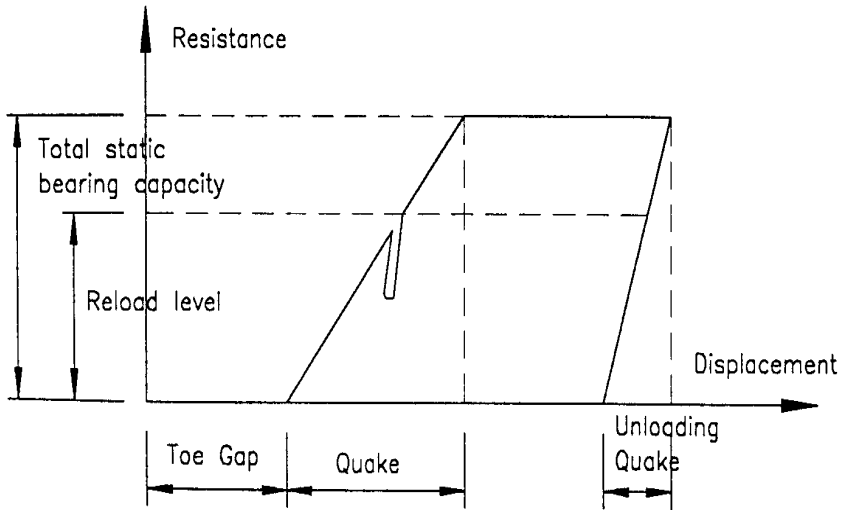


그림 3.16 정적 선단저항력과 상대 선단침하량(김정엽, 2012)

CAPWAP은 계산된 경계조건을 이용하여 모사 정적 재하시험을 실시하며, 말뚝의 두부에 하중을 작용시켜 말뚝의 관입과 이에 소요되는 흙의 정적 저항력의 관계를 얻을 수 있으며, 주변마찰력의 분포를 제시한다.

Goble(1980)은 CAPWAP 방법에 의한 극한지지력 예측치의 정확도를 알아보기 위해 계산치와 정적재하시험을 비교한 결과 해석결과가 약 ±15% 이하의 오차를 보인다고 주장하였다. CAPWAP 방법은 항타로 인한 말뚝의 변위가 충분하지 않으면 지지력을 과소평가하는 경향이 있으며, 어떤 입력파형을 사용하느냐에 따라 추정되는 경계조건에 약간의 차이가 있다.

또한, CAPWAP 해석결과는 말뚝항타분석기로 측정된 시점의 말뚝지지력을 예측하므로 응력회복 효과(Setup Effect), 응력이완 효과(Relaxation Effect)에 의한 지지력 증감은 기술자에 의해 판단되어야 한다.

(4) 항타에너지의 평가

말뚝 두부에 전달되는 항타에너지는 식 (3.10)과 같이 나타낼 수 있으며, E(t)의 최대값은 말뚝 두부에 전달된 최대 항타에너지(EMX)가 된다.

$$E(t) = \int_0^T F(T) V(t) dt \quad (3.10)$$

여기서, $E(t)$: 말뚝 두부에 전달된 에너지

$F(T)$: 항타분석기로 얻은 힘-시간 곡선

$V(t)$: 항타분석기로 얻은 속도-시간 곡선

EMX와 항타기의 항타에너지 또는 WH(W: 항타기 램의 무게, H: 항타기 램의 낙하 고)의 비를 에너지 전달율(Energy Trasfer Ratio, ETR)이라고 하며, 항타기 쿠션, 말뚝 캡, 말뚝 쿠션 등 항타시스템 전체와 말뚝의 종류에 따라 변화한다(Rausche, 1985). 표 3.8은 항타기와 말뚝에 따른 에너지 전달율을 나타낸다.

표 3.7 대표적 항타기의 효율

항타기 종류	항타기 효율
단동식 디젤(Open Ended Diesel)	0.72
유압(Hydraulic)	0.90

표 3.8 항타기와 말뚝에 따른 에너지 전달율

항타기 종류	말뚝 종류	에너지 전달율		
		평균치	표준편차	범위
Single Acting Air/Steam	Steel	49%	10%	29~71%
	Concrete or Timber	46%	16%	25~95%
Double Acting Air/Steam	Steel	33%	9%	24~51%
	Concrete or Timber	27%	8%	15~44%
Open Ended Diesel	Steel	34%	10%	15~59%
	Concrete or Timber	25%	6%	13~43%
Closed Ended Diesel	Steel	36%	7%	23~48%
	Concrete or Timber	26%	6%	18~33%

말뚝항타분석기를 이용하여 항타와 동시에 말뚝 두부의 편타에 의한 말뚝의 Bending, 말뚝 선단의 최대 압축응력(CSB)을 통한 선단부의 손상, 말뚝 두부의 최대 압축응력(CSX)을 통한 말뚝 두부의 손상, 말뚝에 걸리는 최대 인장응력(CTN)을 통한 콘크리트 말뚝의 인장균열을 관찰할 수 있다.

항타시 두꺼운 쿠션의 사용과 말뚝 두부의 항타응력은 램의 낙하고에만 관계됨으로 무거운 항타기로 낙하고를 줄여 항타함으로써 과다항타로 인한 말뚝의 선단 및 두부의 파손을 방지할 수 있다. 두부손상시 최종관입량이 적어져 지지층에 도달한 것으로 판단할 수 있으므로 CSX의 관찰과 선단에서의 파손은 육안으로 확인할 수 없기 때문에 CSB를 관찰하면서 항타하여 말뚝의 손상을 방지할 수 있다.

말뚝의 초기항타시 항타로 인한 압축파가 선단에서 인장파로 반사되어 말뚝의 허용

인장응력보다 클 경우 말뚝에 인장균열이 발생할 수 있으므로 말뚝에 걸리는 최대 인장응력도 유의하여 관찰하여야 한다.

표 3.9는 최대 항타응력의 추천치를 나타낸다.

표 3.9 최대항타응력 추천치

말뚝종류	미국 연방 도로국(FHWA)		국 내	
	최대압축응력	최대인장응력	최대압축응력	최대인장응력
PC	$0.85\sigma_{ck} - \sigma_{ep}$	$3\sqrt{\sigma_{ck} + \sigma_{ep}}$	$0.6\sigma_{ck}$	$0.85\sigma_{ep}$
Steel	$0.9\sigma_y$	$0.9\sigma_y$	$0.9\sigma_y$	$0.9\sigma_y$

(5) 말뚝 건전도의 평가

시험항타시 말뚝의 손상정도는 시험장비에 나타난 BTA(Pile Integrity Factor for Pile Damage Analysis)로 판정할 수 있다. 말뚝의 중파시 전달파는 감소하고, V파는 증가하는 현상이 발생하여 두 파형이 서로 접근하거나 교차하는 현상이 발생한다. 말뚝의 손상정도 및 손상위치를 항타와 동시에 관찰할 수 있으며, 말뚝의 손상정도를 나타내는 말뚝의 건전도 지수(Rausche Goble, 1978)는 다음의 식 (3.11)과 같이 나타낼 수 있다. 또한 손상정도의 판단기준은 표 3.10과 같다

$$BTA = \frac{\text{원래의 말뚝 단면적} - \text{손상된 말뚝 단면적}}{\text{원래의 말뚝 단면적}} \quad (3.11)$$

표 3.10 손상정도의 판단기준

BTA	손상도	비 고
100	Nomal (손상없음)	BTA=200인 경우 ▶ 항타로 인한 Wave 길이가 말뚝의 길이보다 클 경우에 표시됨 (손상이 없는 것으로 판단)
80~100	Minor Damage (약간손상)	
60~80	Major Damage (심한손상)	
60 이하	Broken (파괴)	

(6) 안전율의 적용

동재하시험의 결과로부터 허용하중을 결정하기 위해서는 적절한 안전율로 나누어서 결정한다. 이때 하중-침하 거동을 잘 분석하여 사용하중 범위에서 과도한 침하가 일어나지 않도록 허용하중을 결정하여야 한다. 안전율에 대해서는 국내의 경우 정적 재하시험에 대하여 건설부 제정 구조물기초 설계기준에서 명시한 항복하중에 대해서는 2.0을, 극한하중에 대해서는 없는 상태이다. 따라서 부득이 외국의 규정을 적용할 수밖에 없으며, 본 분석에서는 CAPWAP에서 분석한 전체지지력에 보수적인 개념의 안전율 3.0을 적용하여 허용하중을 산정하였다.

표 3.11 Corps of Engineering EM 1110-2-2906 규정(US Army Corps of Engineers, 1991)

Determine Capacity Method	Load Condition	Minium Factor of Safety	
		Compression	Tension
Theoretical or empirical prediction to be verified by pile driving analyzer	Usual	2.5	3.0
	Unusual	1.9	2.25
	Extreme	1.4	1.7

제4장 지반정수 및 재하시험 분석

4.1 지반 및 토질정수

본 연구에서 지반조사를 수행한 해성점토지반으로서 소백산맥의 지맥이 남해로 향해 뻗어내려 형성된 지형으로 주로 수계를 따라 형성된 퇴적분지 및 서측 일부 저지대를 제외하고는 비교적 높은 산악지형으로 구성되었다. 주요 산계로는 북쪽 기준으로 망덕산(197m), 북서쪽에 가야산(497m), 서쪽으로 구봉화산(473m), 봉화산(394m)이 위치하며 남서쪽 묘도의 봉화산(246m), 남쪽으로 여수반도의 영취산(436m), 제석산(336m)이 위치하고 조사지역 남동쪽에 있는 남해군에 망우산(786m), 삼봉산(423m), 금음산(481m) 등이 위치하며 조사지역을 중심으로 병풍처럼 둘러싼 것과 같은 형태를 보인다.

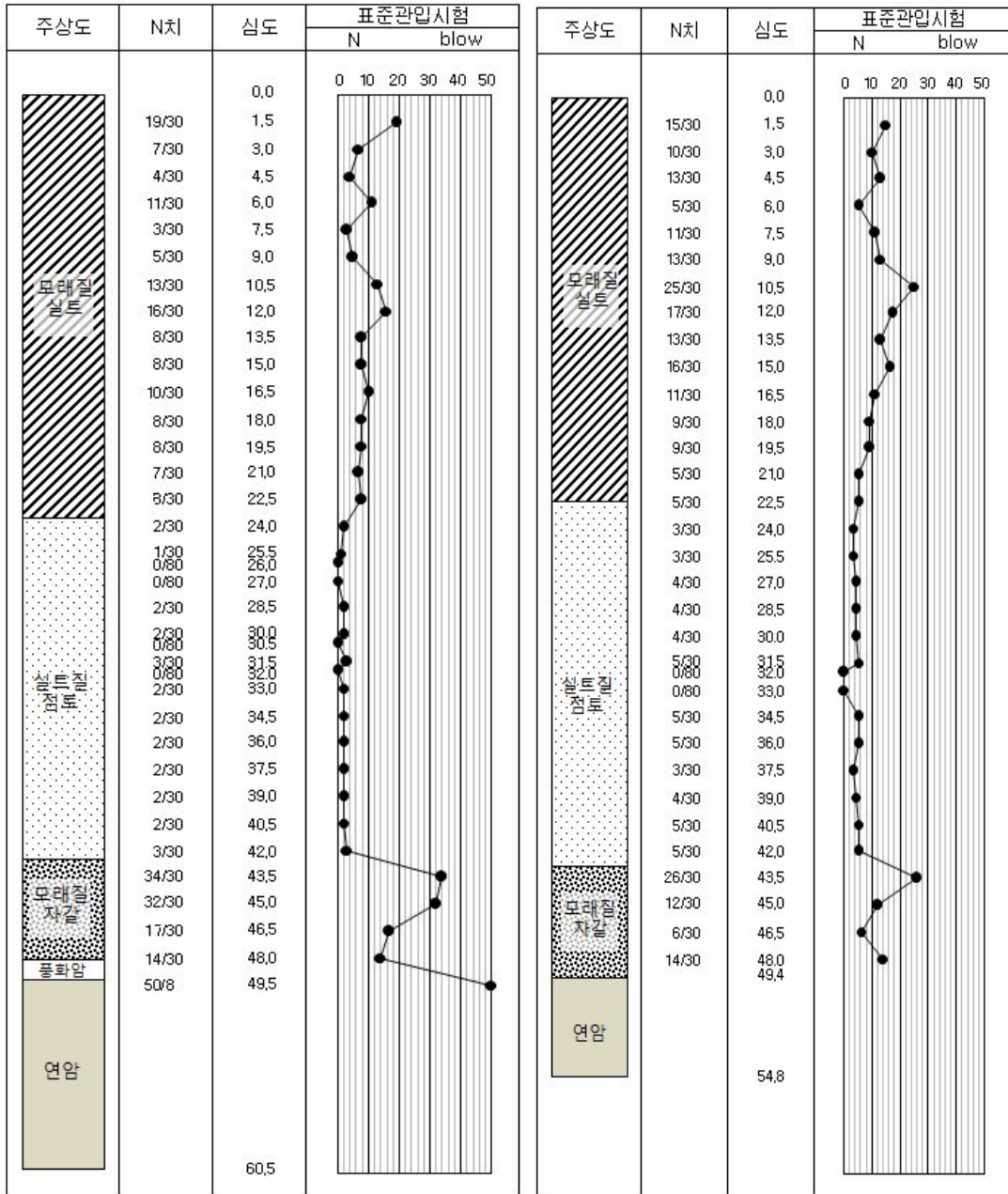
지질은 선캠브리아기 지리산 편마암체에 속하는 변성암 복합체 및 중생대 백악기 신동층군 하산동층에 대비되는 퇴적암류 그리고 유천층군의 화산암류 등을 기반암으로 하고, 이들을 관입한 맥암류로 구성되며 최상부에 이 모두를 부정합으로 피복하고 있는 신생대 제 4기 충적층으로 구성되어 있다.

그림 4.1은 BH-1~BH-5의 지반조사가 수행된 지역의 지형도이다.



그림 4.1 조사지역 지형도

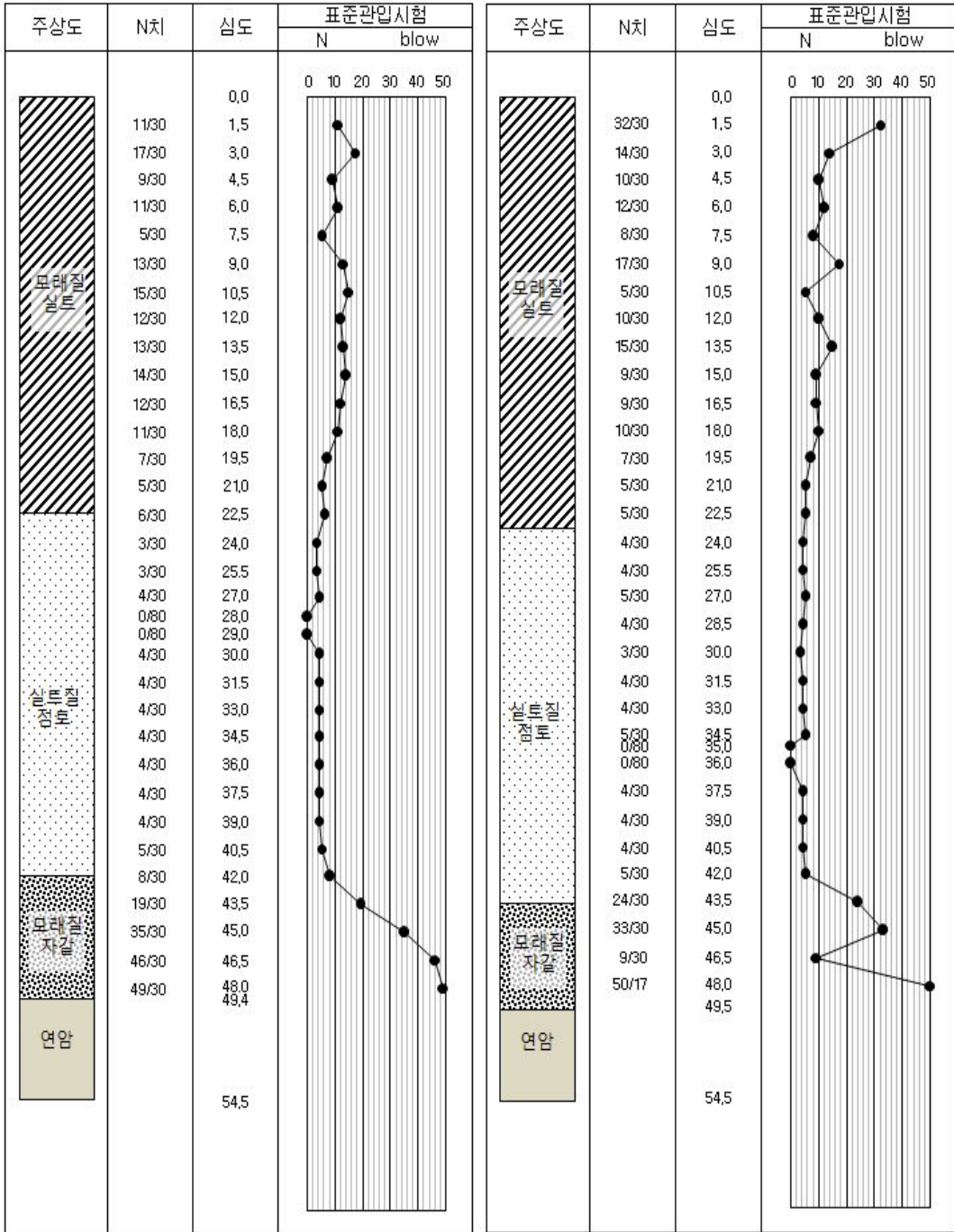
시추조사는 NX(76mm) Casing으로 시추조사를 시행하였으며, 표준관입시험 결과를 다음 그림 4.2에 나타내었고, 시추조사 성과물 결과는 표 4.1과 같다.



(a) BH-1 지반조사 결과

(b) BH-2 지반조사 결과

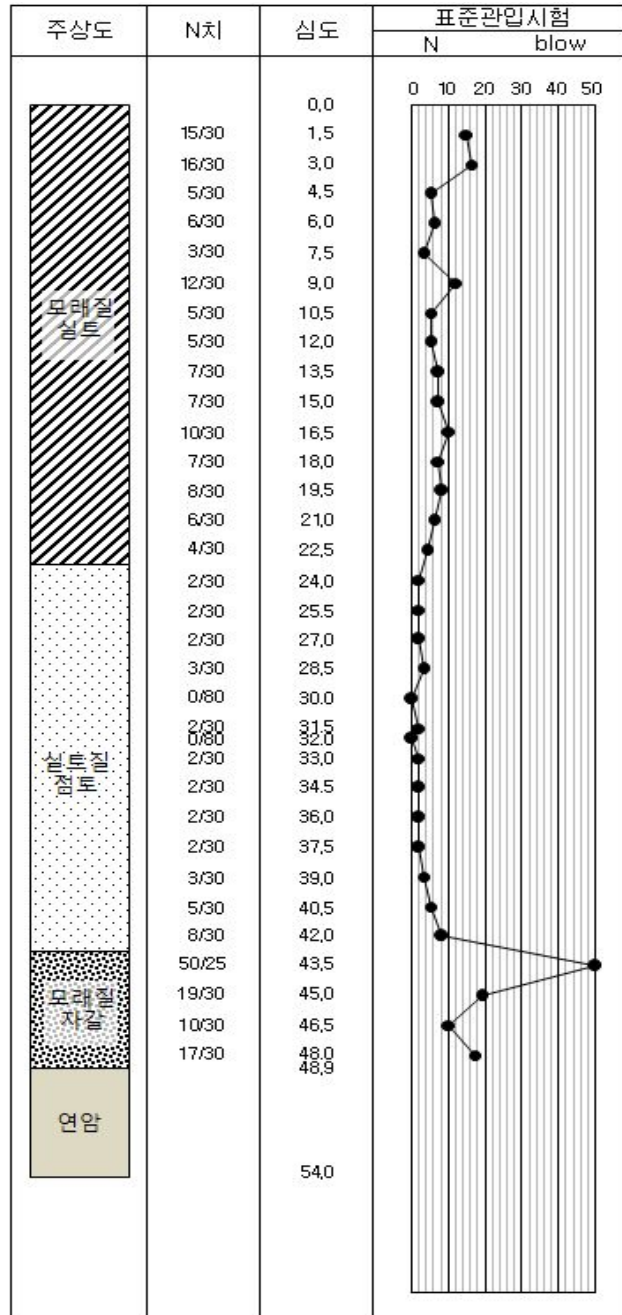
그림 4.2 표준관입시험 시험결과



(c) BH-3 지반조사 결과

(d) BH-4 지반조사 결과

그림 4.2 계속



(e) BH-5 지반조사 결과

그림 4.2 계속

표 4.1 시추조사 결과

Bore Hole	시 추 조 사 (단위:m)					
	실트질 모래	실트질 점토	모래질 자갈	풍화암	연암	계
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

보링 Data BH-1~BH-5 분석결과, 실트질 모래층은 전 지역에서 분포한다. 실트 섞인 세립~조립의 모래로 구성되며, 지층은 22.7~24.2m(평균 지층은 23.3m)로 분포하고 있으며, 습윤~포화의 함수상태를 보인다. 색조는 암갈색~암회색의 색조를 띤다. N치는 2/30~32/30(평균 10/30)의 매우 느슨~조밀한 상대밀도로 분석되었다. 실트질 점토층에서는 부분적으로 조개패 및 세립모래가 혼재되어 있으며, 지층은 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 매우 연약~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~매우 조밀한 상대밀도로 분석되었다. 기반암에서의 풍화암은 암편 섞인 실트질 모래로 와해되며 높은 풍화~완전풍화상태를 보인다. 연암은 사암 및 셰일로 구성되며 높은 풍화~보통풍화 상태를 보이고 약함~보통강함의 강도로 분석되었다.

광양만 매립지역 Tank 부지 지반조사 실험보고서를 참고하여 지층의 분포와 각 지층의 지반 공학적 특성을 상세히 파악하여 물리적 특성을 분석하였다. 또한, 물리적 특성에서는 깊이에 따른 함수비, 비중, 전체단위중량, 간극비, 액성한계, 소성한계, 소성지수, 액성지수를 분석하였다.

본 연구에서 조사한 물리적 특성 자료가 부족하여 신뢰도를 높이기 위해 허 열 등(2010)이 발표한 “광양지역 해성점토의 물리적 특성 분석”의 자료와 비교 분석하였다. 본 연구자료는 왼쪽에, 허 열 등(2010)이 발표한 “광양지역 해성점토의 물리적 특성 분

석”의 자료는 오른쪽에 나타내었다.

그림 4.3은 광양지역의 깊이에 따른 함수비 분포를 나타낸 것으로 26.5~63.1%의 범위이고, 평균함수비는 44.3%이며 선행연구에서는 함수비가 19.6~181.4%로 넓은 범위에 걸쳐 분포하였지만 본 연구의 범위가 선행연구의 범위에 속해 있음을 그림 4.2에서 확인할 수 있다.

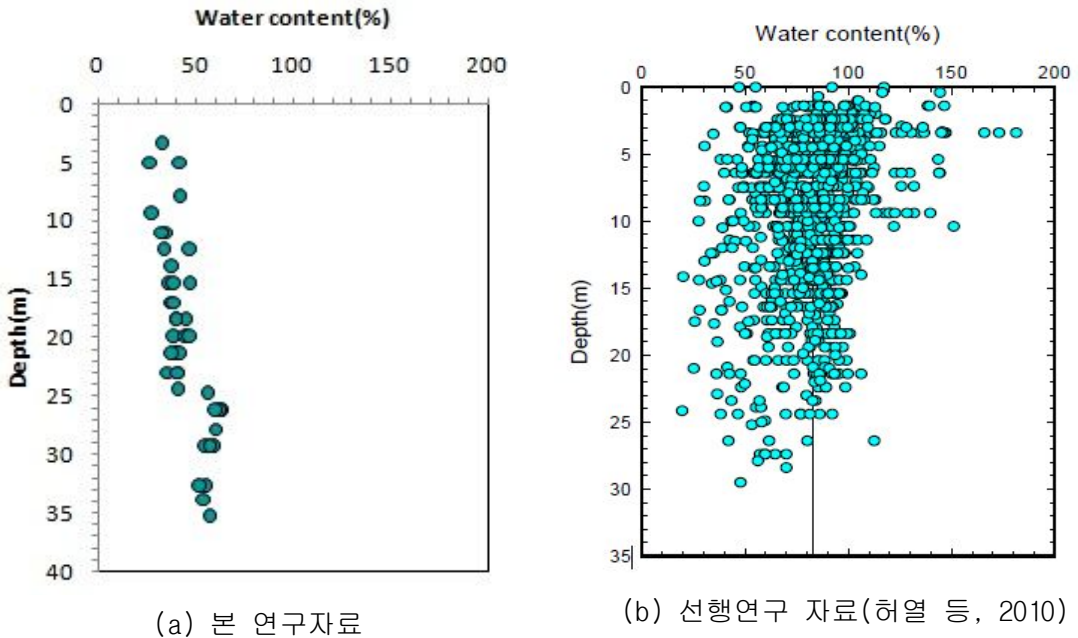
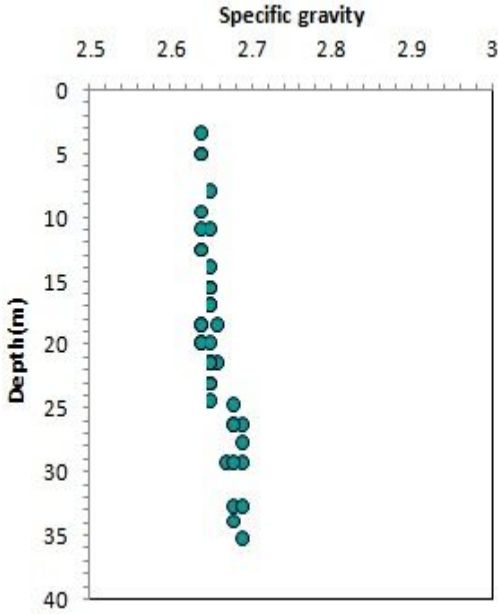
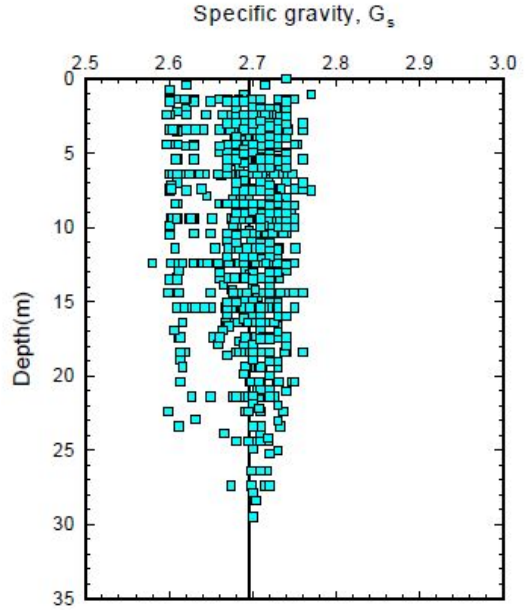


그림 4.3 깊이에 따른 함수비 분포

그림 4.4는 깊이에 따른 비중 분포를 나타낸 것으로 2.64~2.69의 범위이고 평균비중은 2.66이다. 선행연구에서는 비중이 2.58~2.77의 범위에 분포하고 평균비중은 2.7로 조사되어 선행연구는 깊이에 따라 비중이 일정한 경향을 보이는 반면 본 연구는 깊이에 따라 비중이 약간 커지는 경향을 보였으나 이 또한 선행연구의 범위 내에 속해있음을 알 수 있다.



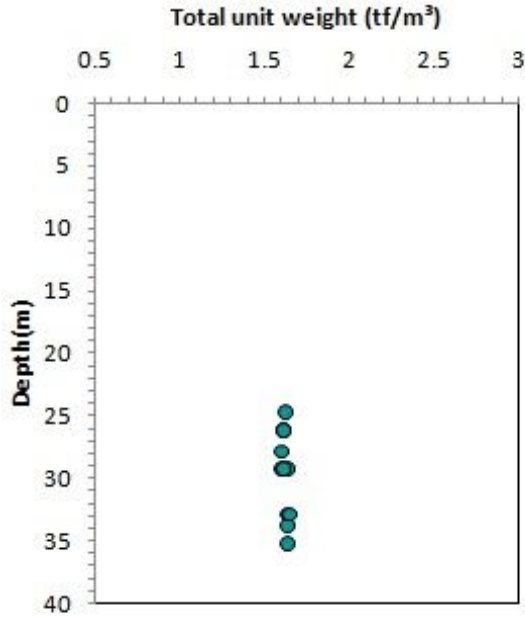
(a) 본 연구자료



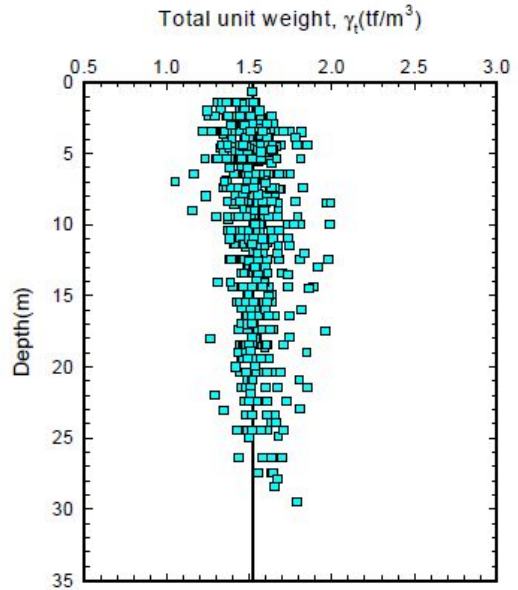
(b) 선행연구 자료(허열 등, 2010)

그림 4.4 깊이에 따른 비중 분포

그림 4.5는 깊이에 따른 전체단위중량의 변화를 나타낸 것으로 광양지역 점토의 전체단위중량은 $1.6 \sim 1.65 \text{tf/m}^3$ 의 범위에 분포하며, 평균 전체단위중량은 0.6tf/m^3 이다. 선행연구에서 광양의 전체단위중량은 $1.05 \sim 2.0 \text{tf/m}^3$ 으로 본 연구에 비해 상당히 넓은 분포를 가지며 평균 전체단위중량은 1.52tf/m^3 이다.



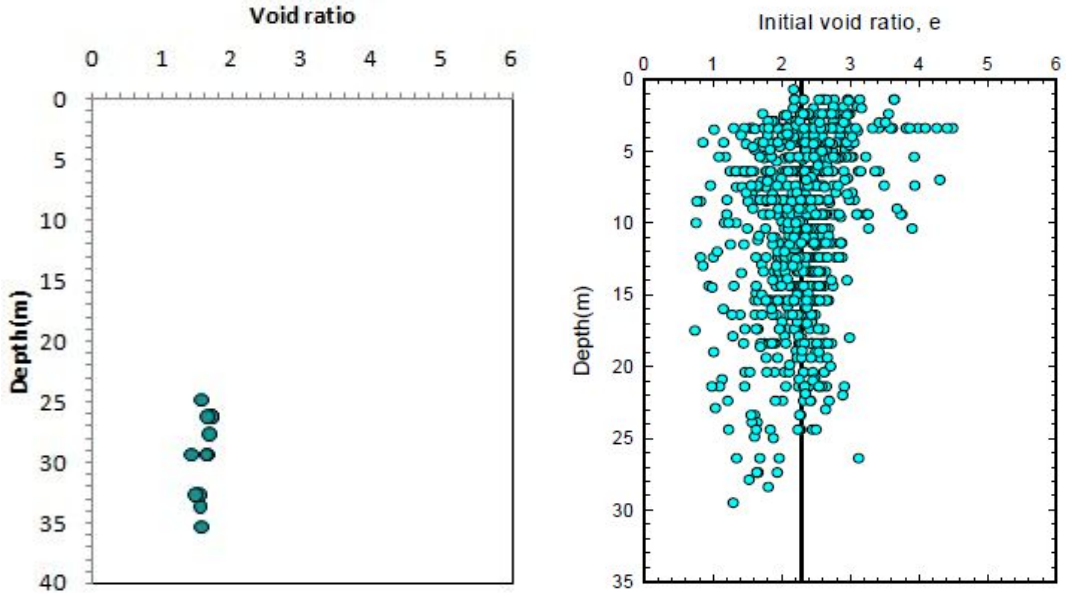
(a) 본 연구자료



(b) 선행연구 자료(허열 등, 2010)

그림 4.5 깊이에 따른 전체단위중량 분포

그림 4.6은 깊이에 따른 간극비의 분포를 보여주고 있다. 광양지역 점토의 간극비는 1.42~1.71의 범위로 분포하고 있으며, 평균 간극비는 1.6으로 나타났다. 선행연구는 0.74~4.49 정도로 넓은 범위에 걸쳐 분포하고 있으며 평균 초기간극비는 2.29로 나타났다. 본 연구의 물성치 조사에서는 선행연구에 비해 적은 분포를 보였으나 범위가 그 이내에 포함되는 것으로 판단된다.



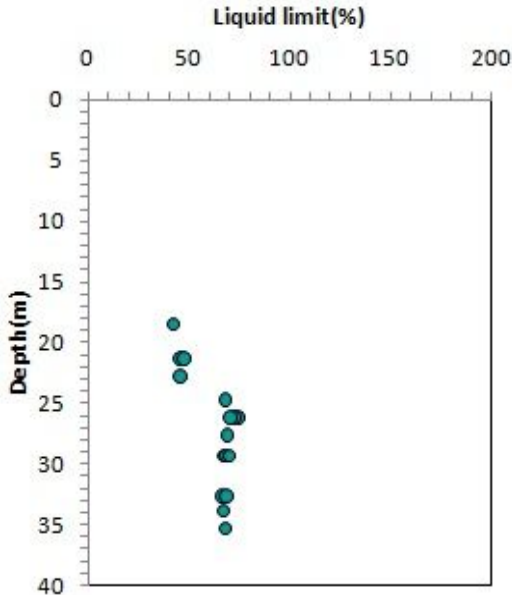
(a) 본 연구자료

(b) 선행연구 자료(허열 등, 2010)

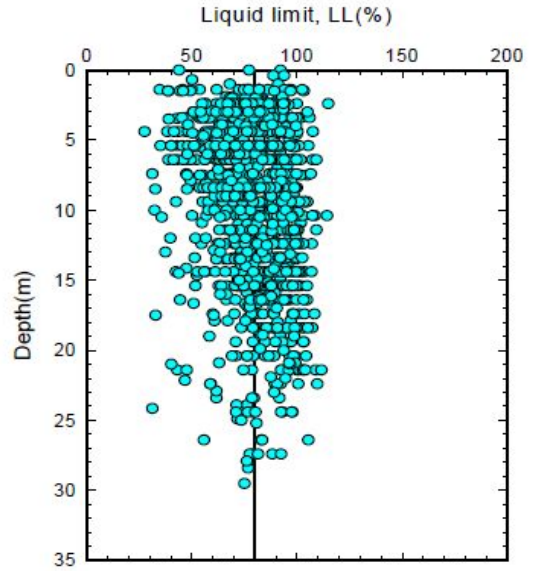
그림 4.6 깊이에 따른 간극비 분포

그림 4.7은 광양 지역의 깊이에 따른 액성한계의 분포를 나타낸 것으로 선행연구에서는 전반적으로 깊이에 따라 일정한 경향을 보이고 있으며, 전반적으로 액성한계 50% 이상으로 압축성과 팽창성이 큰 고소성점토에 속한다고 할 수 있다. 광양지역 점토의 액성한계는 27.5~114.9%로 넓은 범위에 걸쳐 분포하고 있으며, 평균 액성한계는 79.8%를 나타낸다. 본 연구에서는 액성한계가 42.2~75.1%의 범위에 걸쳐 분포되어 있으며, 평균 액성한계는 63.5%이다.

그림 4.8은 깊이에 따른 소성한계의 변화를 나타낸 것이다. 이로부터 광양지역의 경우 소성한계는 15.5~55%의 범위에 분포하고 있으며, 평균 소성한계는 28.7%를 나타냄을 알 수 있다. 본 연구에서의 소성한계는 19.8~28.5%의 범위를 가지며 평균 소성한계는 25.4%임을 알 수 있다.

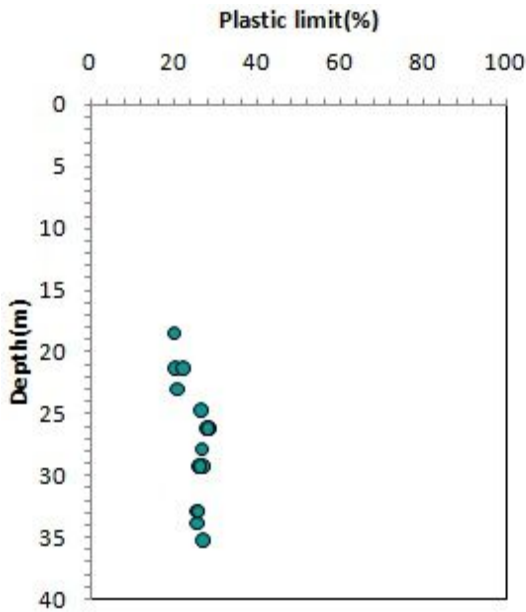


(a) 본 연구자료

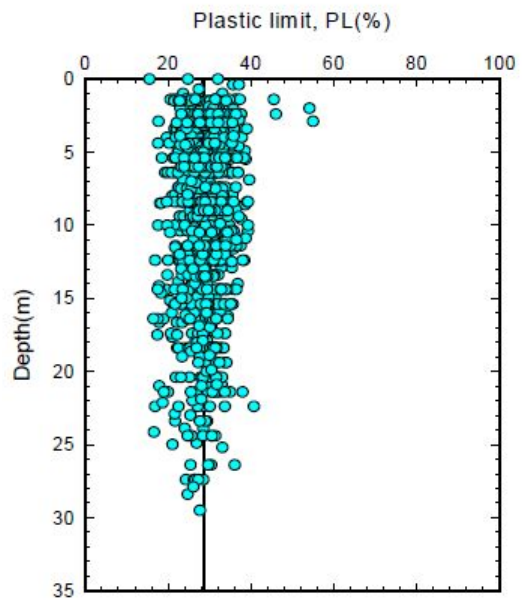


(b) 선행연구 자료(허열 등, 2010)

그림 4.7 깊이에 따른 액성한계 분포



(a) 본 연구자료



(b) 선행연구 자료(허열 등, 2010)

그림 4.8 깊이에 따른 소성한계 분포

그림 4.9의 오른쪽 선행연구 자료를 보면 대상지역 시료에 대한 소성지수의 분포를 나타낸 것으로 전반적으로 분포범위가 크고, 깊이에 따라 뚜렷한 경향을 나타내지 않으며, 자료의 분산이 크다는 것을 알 수 있다. 광양지역 시료의 소성지수는 8.1~82.75%의 범위에 분포하고 있고 평균 소성지수는 51.11%를 나타내고 있다. 본 연구에서 소성지수는 22.4~46.6%의 범위에 분포하며 평균 소성지수는 38.14%로 선행연구의 평균 소성지수와 약간 다르지만 전체적인 소성지수가 선행연구의 범위에 포함되어 있는 것으로 보인다.

그림 4.10은 깊이에 따른 액성지수의 분포를 보인 것으로 모두 깊이가 증가함에 따라 액성지수가 감소하고 있고 광양지역 점토시료의 액성지수는 0.07~5.18의 범위에 걸쳐 분포하고 있는 중, 광양지역 평균 액성지수는 각 1.10으로 평균값만을 고려하면 광양지역 원 지반점토는 액체상태로 존재 한다고 하였다. 본 연구에서의 액성지수는 0.19~0.28의 범위로 평균값은 0.22이다.

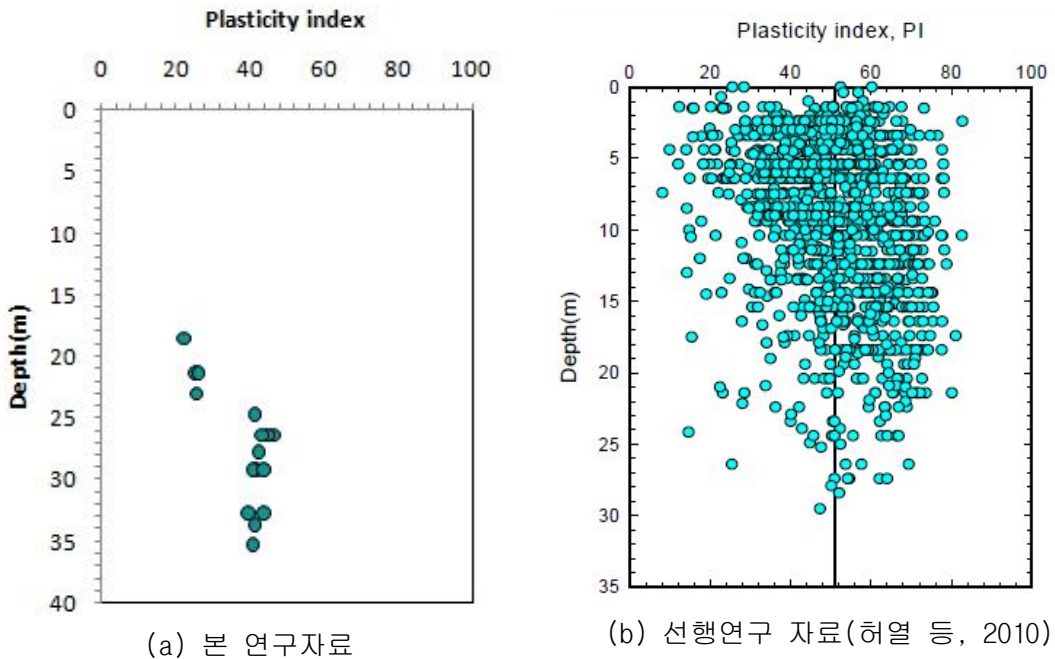
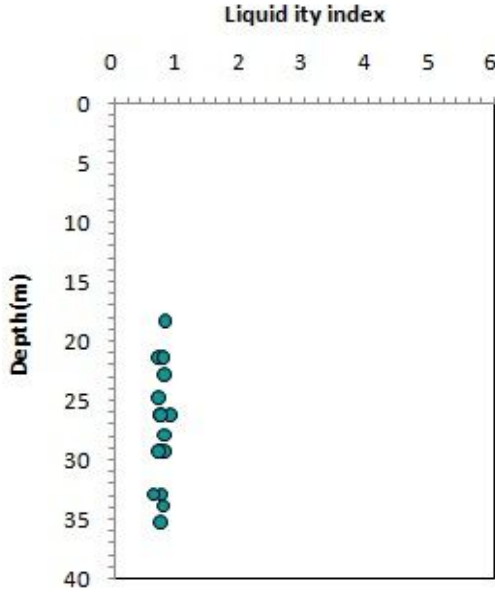
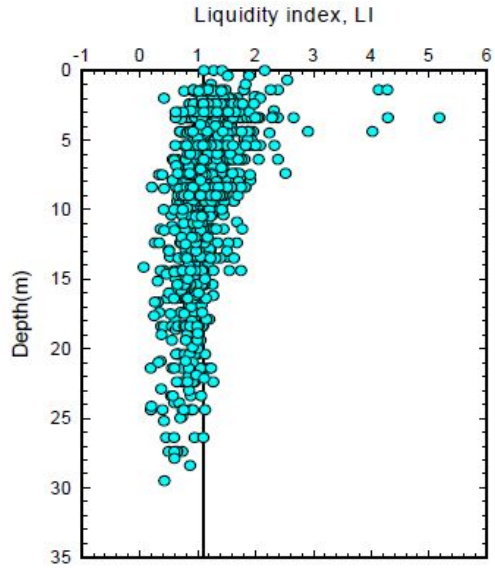


그림 4.9 깊이에 따른 소성지수 분포



(a) 본 연구자료



(b) 선행연구 자료(허열 등, 2010)

그림 4.10 깊이에 따른 액성지수 분포

토질정수 분석결과는 표 4.2와 같으며, 물성시험 결과를 토대로 분류결과 모래층에 SM으로 분류되며, 점성토에서는 고소성 점토로 분류되었다.

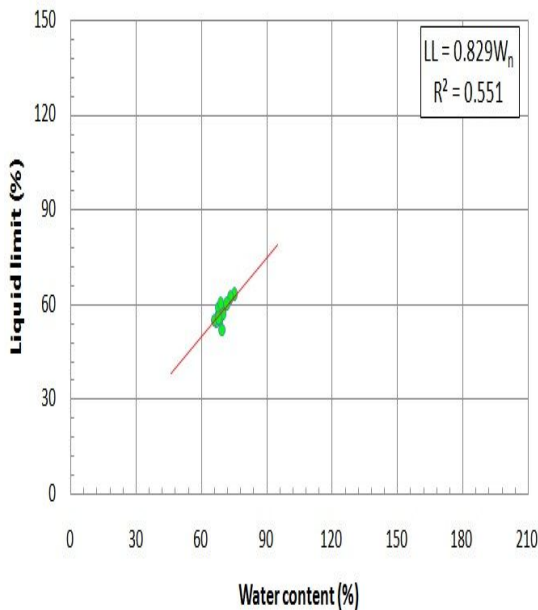
표 4.2 토질정수 분석결과

Layer No.	Depth (m)	W (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	q_u	S_t	G_s	e_0	C_c	Gravel	Sand	Silt	Clay	USCS
SILT SAND	9	24	-	NP	-	-	-	2.65	-	-	0.0	84.5	15.5	0.0	SM
SILT SAND	15	36	-	NP	-	-	-	2.67	-	-	0.0	61.7	38.3	0.0	SM
SILT CLAY	27	54	81	26	54	100	5.41	2.69	1.4	0.64	0.0	3.4	60.5	36.1	CH
SILT CLAY	30	55	79	27	51	-	-	2.69	-	-	0.0	3.0	65.5	31.5	CH

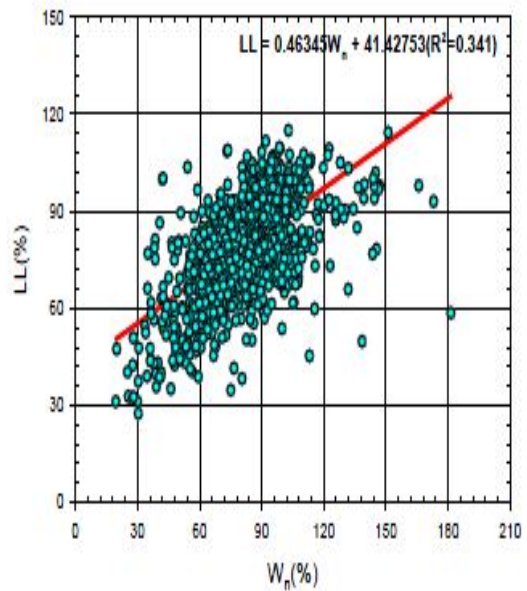
선형회귀분석에서는 물리적 특성을 나타내는 토질정수 사이의 상관관계를 분석하였다. 광양지역 점성토의 물리적 특성을 나타내는 토질정수 사이의 선형회귀분석 결과를 나타낸 것이다. 원 자료를 대상으로 함수비와 물리적 특성들 사이의 결정계수는 0.55~0.81, 액성한계와 물리적 특성간의 결정계수는 0.19~0.37, 초기간극비와 전체단위 중량

사이의 결정계수는 0.739로 각각 다른 상관성을 나타냈다. 이들 중에서 함수비와 초기 간극비 그리고 초기 간극비와 전체단위 중량 간의 상관관계가 비교적 양호한 것으로 나타났다.

액성한계와 초기간극비와의 관계를 보면 액성한계가 50%이내에서는 초기 간극비를 다소 과대평가하게 되며, 그 이상에서는 과소평가하는 이상치들이 비교적 많은 것으로 나타내는 결과를 보였다. 이러한 현상은 단순회귀분석에서 사용되는 분석방법이 최소자승법으로서 단순히 잔차를 자승한 값들의 합이 최소가 되도록 회귀식을 구하는 방법이기 때문이다.

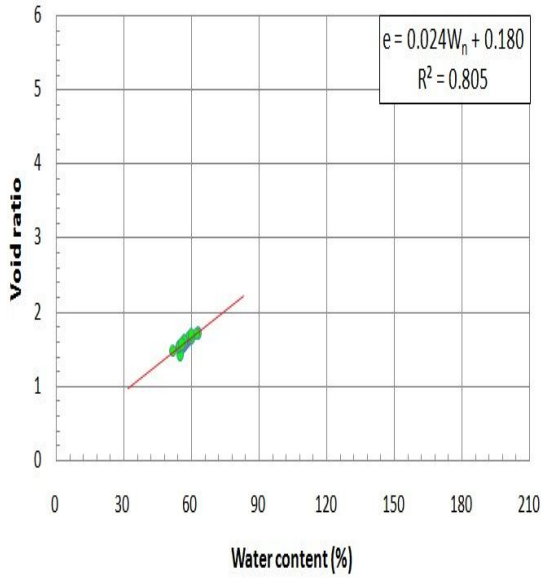


(a) 본 연구자료

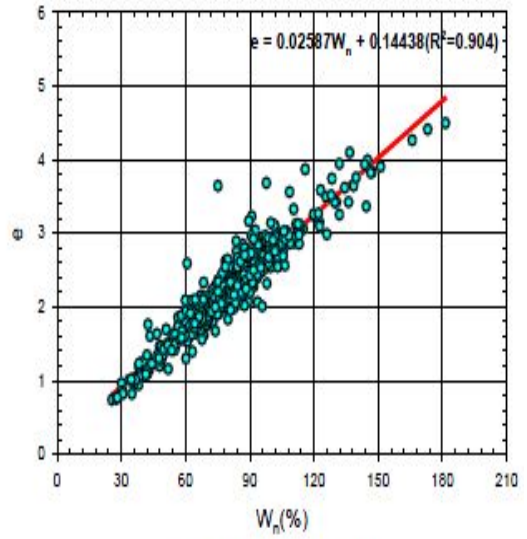


(b) 선행연구 자료(허열 등, 2010)

그림 4.11 함수비-액성한계

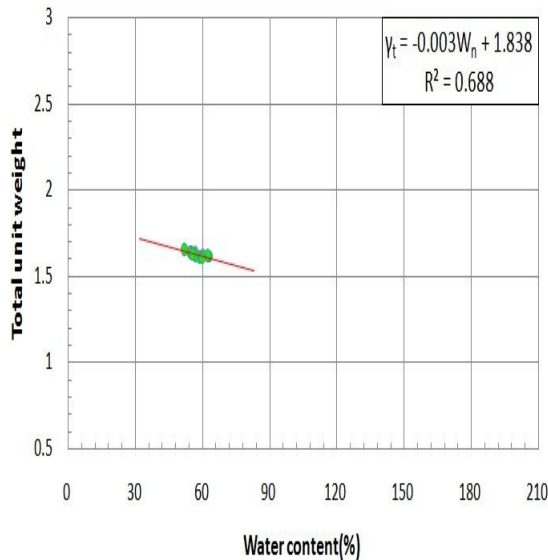


(a) 본 연구자료

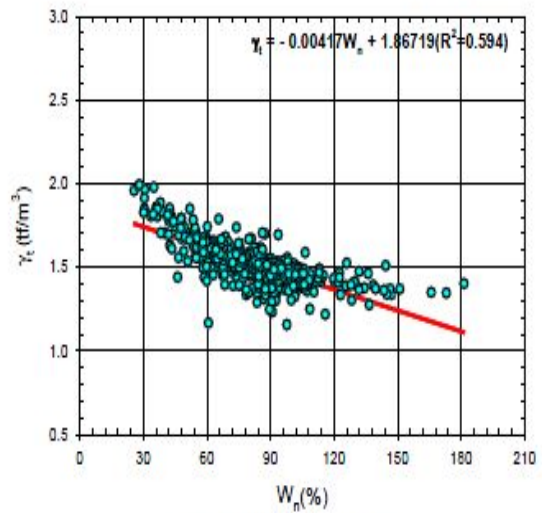


(b) 선행연구 자료(허열 등, 2010)

그림 4.12 함수비-간극비

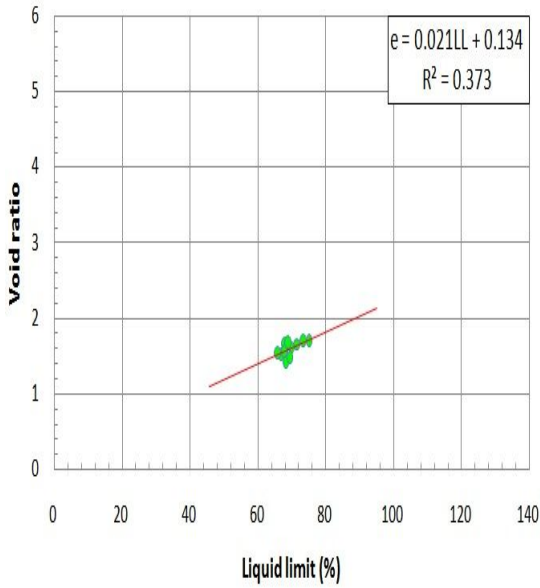


(a) 본 연구자료

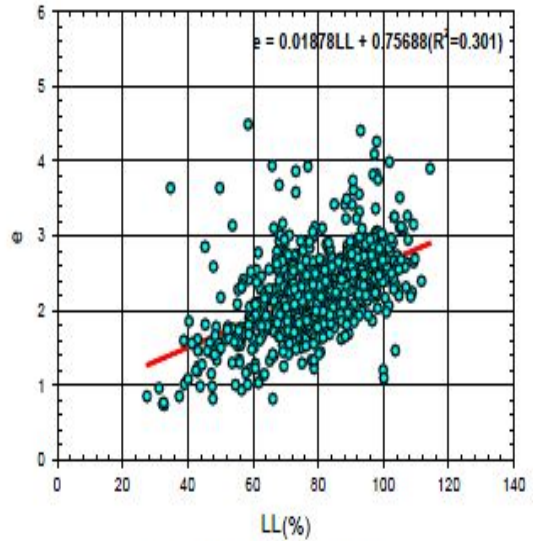


(b) 선행연구 자료(허열 등, 2010)

그림 4.13 함수비-전체단위중량

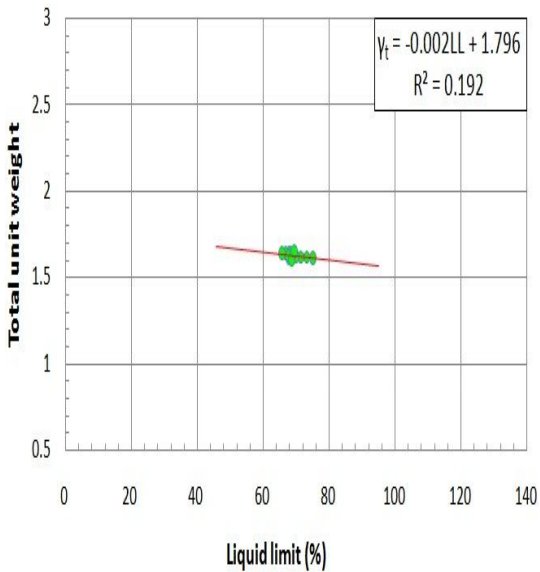


(a) 본 연구자료

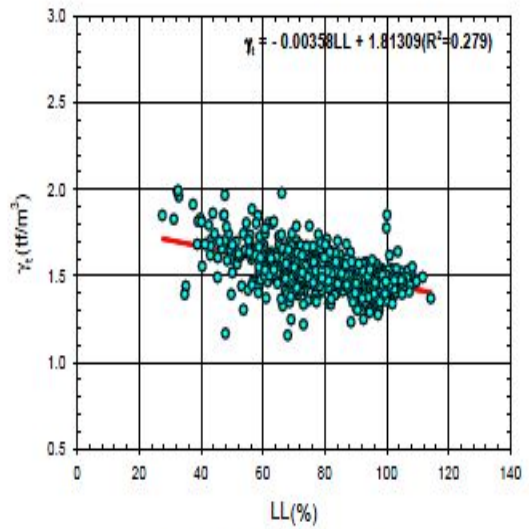


(b) 선행연구 자료(허열 등, 2010)

그림 4.14 액성한계-간극비

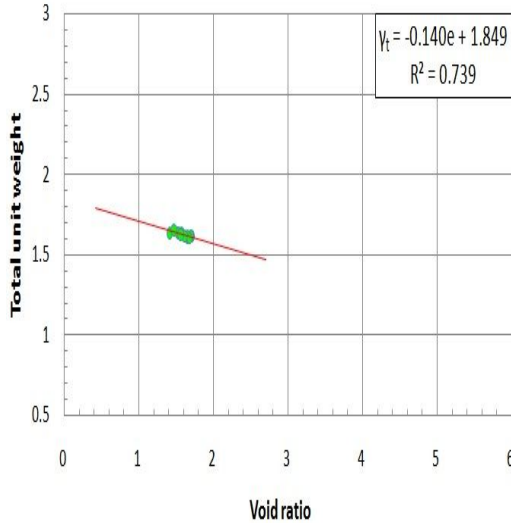


(a) 본 연구자료

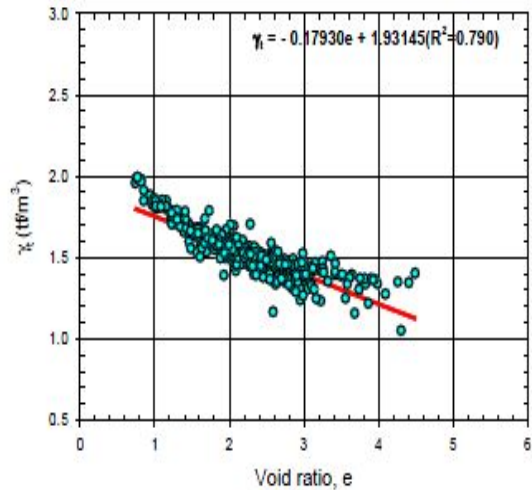


(b) 선행연구 자료(허열 등, 2010)

그림 4.15 액성한계-전체단위중량



(a) 본 연구자료



(b) 선행연구 자료(허열 등, 2010)

그림 4.16 간극비-전체단위중량

4.2 재하시험 분석개요

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

재하시험계획은 현장의 토질조건 및 상부구조물의 특성에 적합한 방법을 적용하여 계획하였고 재하시험은 정재하시험 및 동재하시험을 이용하였다. 정재하시험의 압축재하 방법은 ASTM D 1143의 표준재하방법을 근거로 하되 하중-순침하량 해석 보다 신뢰성 있는 분석을 위하여 반복재하방법과 급속재하방법을 이용하였다. 동재하시험은 PDA(Pile Driving Analyzer)를 사용하는 시험(ASTM D 4945)을 이용하였으며, 인발재하시험은 반력말뚝을 통한 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 내구성 및 강도변화는 지반의 인발지지력 및 수평지지력에 영향이 없고, 지반조건에 따라 지지력 특성에 따라 달라진다. 각 현장에서의 실험을 분석하였으나 고강도 강관 타입말뚝에 따라 달라지는 지지력 특성이 아니며, 말뚝 재질에 따라 항복강도가 달라지므로 허용응력도 달라진다. 본 연구에서의 BH-1에 대한 시험말뚝 배치도는 그림 4.17과 같으며, 재하시험(정재하시험, 동재하시험) 시험내용은 표 4.3과 같다.

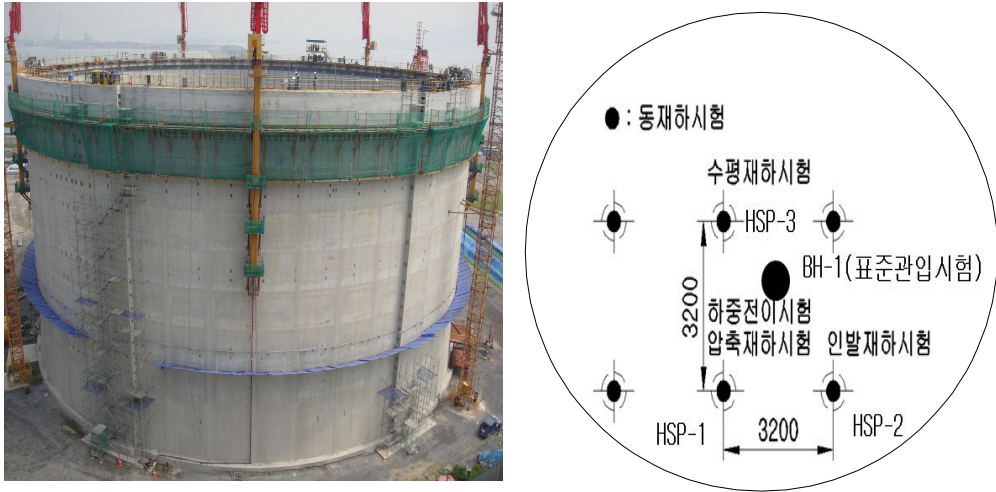


그림 4.17 탱크 전경 및 시험말뚝 배치도

표 4.3 재하시험 시험내용

시험말뚝 번호	항 종	선단 종류	관입깊이 (m)	시 험 내 용
HSP-1 (고강도)	711.2×12 (STKT590)	개단	50.4	1.현장위치: 광양 2.시험말뚝 분수 : 3분 3.시험종류; - 정재하시험 : 급속재하+반복재하 - 동재하시험 : 초기 및 재항타 - 하중전이시험
HSP-2 (고강도)	711.2×12 (STKT590)	개단	49.9	
HSP-3 (고강도)	711.2×12 (STKT590)	개단	50.4	

4.2.1 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.

재하시험결과 하중 침하량 관계는 침하량이 점차 증가하는 곡선 형태를 나타내고 있으며, 최대시험하중단계(1,200tf)까지 뚜렷한 항복의 징후는 나타나지 않았다. 단 재하 하중 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 판정방법과 Brinch Hansen의 90%에서는 해석되지 않았으며, Chin의 판정방법에서는 1,666tf, Stability Plot 판정방법에서는 889tf로 분석되었다. 표 4.4는 압축재하 시험결과를 나타내었다.

표 4.4 압축재하 시험결과(파일길이 50.4m)

재하단계	시험하중 (tf)	침 하 량 (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
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 4.5와 같다.

표 4.5 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 4.6과 같으며, 극한하중 분석 결과는 표 4.7과 같다.

표 4.6 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 4.7 극한하중 분석결과

구 분	극한 하중판정(tf)				
	Brinch Hansen의 80%	Brinch Hansen의 90%	Mazurkiewicz의 판정방법	Chin의 판정방법	Stability Plot 판정방법
HSP-1	-	-	-	1,666	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 4.8 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	1,200	1,200	1,200	1,200	600

전침하량기준으로 극한하중을 평가하는 방법은 상대침하량기준과 절대침하량기준으로 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 4.9와 같이 인도 IS: 2911 기준에서 최소값으로 분석되었으며, 최대값으로는 우크라이나 건축시공 과학연구소 기준이 높은 것으로 분석되었다.

표 4.9 기준별 전침하량 분석결과

기준명 또는 제안자	침하량기준 (mm)	허용지지력 안전율	판정 (tf)	비 고
프랑스	20.0	-	370	
벨기에	20.0	-	370	
체코슬로바키아	15.0~20.0	2.0	290~370	
오스트리아	25.0	-	420	
네덜란드	25.4	-	430	
뉴욕시 기준	25.4	-	430	
인도 IS:2911 기준	12.0	1.5	280	

표 4.9 계속

기준명 또는 제안자	침하량기준 (mm)	허용 지지력 안전율	관정 (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 민감하지 않는 구조물
	40	-	595	부등침하에 민감한 구조물
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 2.0~3.0의 값을 추천하고 있다. 순침하량은 하중제거시의 탄성침하량을 배제한 잔류침하량을 기준으로 하여 지반의 특성을 더욱 잘 반영하므로 많은 설계기준에서 채택되고 있다. 순침하량 기준으로 극한하중을 평가하는 방법은 3.2.2에 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 0.25mm/t의 순침하량 기준, C.O.E(Corps of Engineering)에서 사용하는 6.3mm 순침하량 기준이 있다. 본 연구에서는 다양한 순침하량 분석결과 최소값으로 인도 IS:2911 기준 890tf로 분석되었으며, 최대값으로는 독일 DIN 4026 기준, 일본건축기초구조에서 1,200tf로 분석되었다.

표 4.10 기준별 순침하량 분석결과

기준명 또는 제안자	침하량기준 (mm)	허용지지력을 구할 때의 안전율	관정 (tf)
독일 DIN 4026 기준	2.5%D	-	1,200
미국	2.0%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	6.0	1.5	890
캐나다 건축기준	25	-	-
파리 Veritas 사무소	20	2.0	-
Magnel(1948)	8.0	-	950
Mansur/Kaufman	6.3	-	900
Woodward	12.7	1.5	1,050

표 4.11 정재하시험 분석결과

구 분	가정 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

하중전이 시험결과에서는 지반조사결과 BH-1 구간에 실시하였으며, 그림 4.18과 같이 스트레인게이지 설치 심도는 최하단에 우선 배치하여 상부 재하하중에 따른 주변마찰력과 선단지지력을 크게 나누어 분석하기 위해 가능한 최하부에 설치를 시작으로 시험말뚝 당 높이별 20개소이며 단면상으로 볼 때 180도 간격으로 서로 바라보게 2열로 설치하는 것으로 계획하였다.

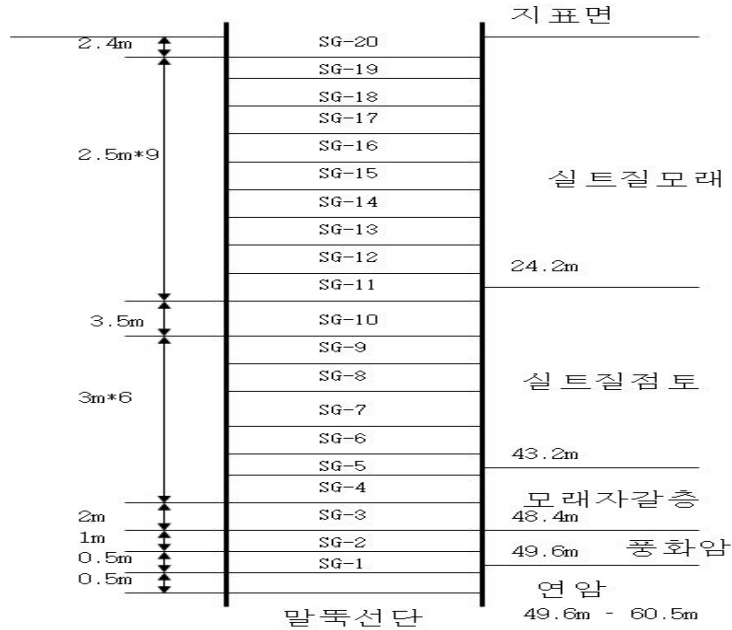


그림 4.18 Strain Gage 설치 단면도

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

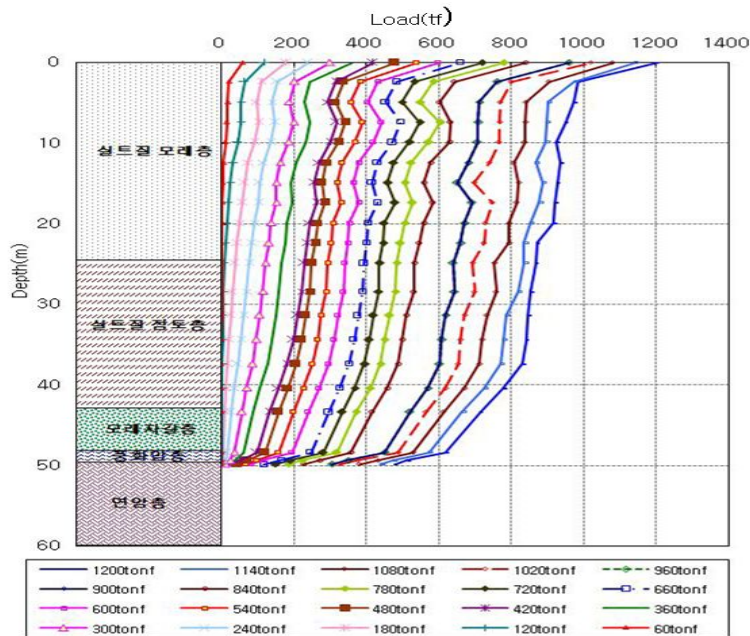


그림 4.19 재하하중 및 심도별 축력분포

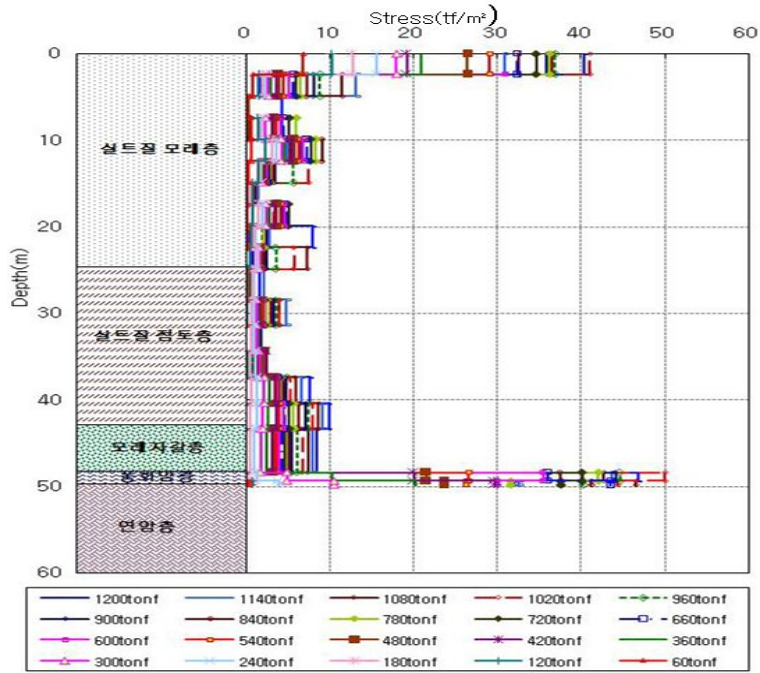


그림 4.20 재하하중 및 심도별 단위주면마찰력 분포

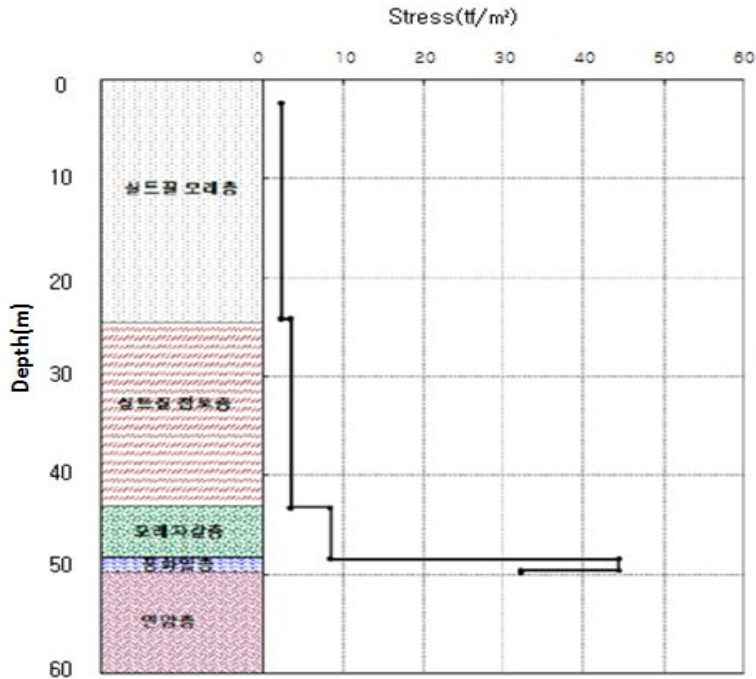


그림 4.21 최대하중에서의 단위주면마찰력 분포

재하하중 및 심도별 축력분포는 그림 4.19와 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 4.20에서 같이 지표면에서 심도 2.4m까지의 단위주면마찰력이 비정상적으로 크게 나타났다. 이는 시험 시 반력으로 사용된 사하중의 영향인 것으로 보여 차후의 판단에서 배제하였다.

그림 4.21에서는 재하하중 및 심도별 단위주면마찰력은 모래자갈층부터 비교적 큰 변화를 나타내고 있으며, 풍화암에서 최대의 주면마찰력이 발휘하는 것으로 나타났다. 최대하중 재하 시 지층별 단위 주면마찰력은 표 4.12와 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 4.12 심도별 주면마찰력 분석결과(최대하중 1,200tf 재하 시)

심도(m)	지 층	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

4.2.2 동재하시험 시험결과 분석

동재하시험의 경우 PDA(Pile Driving Analyzer)를 사용한 시험(ASTM D 4945)을 실시하였고, 표 4.13과 같이 CAPWAP 지지력 분석결과 초기 항타 시험시점으로부터 1, 2, 3차 Restrike 시험까지의 주변마찰력은 증가했지만 선단지지력은 시간이 갈수록 감소하는 것으로 분석되었다. 주변마찰력은 시간효과에 따른 Setup효과에 기인한 것으로 판단된다.

선단지지력의 경우에는 Relaxation현상으로 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 270~381.9tf로 분석되었으며, 허용지지력은 시험말뚝 HSP-1번이 가장 크고 HSP-3번이 가장 작은 것으로 분석되었다.

표 4.13 동재하시험 CAPWAP 분석결과

Pile	시험구분	CAPWAP 분석결과(tf)			허용지지력 (tf)
		주변마찰력	선단지지력	전체지지력	
HSP-1번 (50.4m)	초기항타	100	645	745	371.94
	1일항타	192.45	561.94	754.49	376.94
	12일항타	429.08	335.82	765	381.94
HSP-2번 (49.9m)	초기항타	107.35	502.55	610	305
	1일항타	277.04	336.22	613.27	320
	12일항타	432.04	207.96	640	270
HSP-3번 (50.4m)	초기항타	100.92	439.08	540	270
	2일항타	254.49	310	564.49	281.94
	12일항타	430.41	168.06	598.67	299

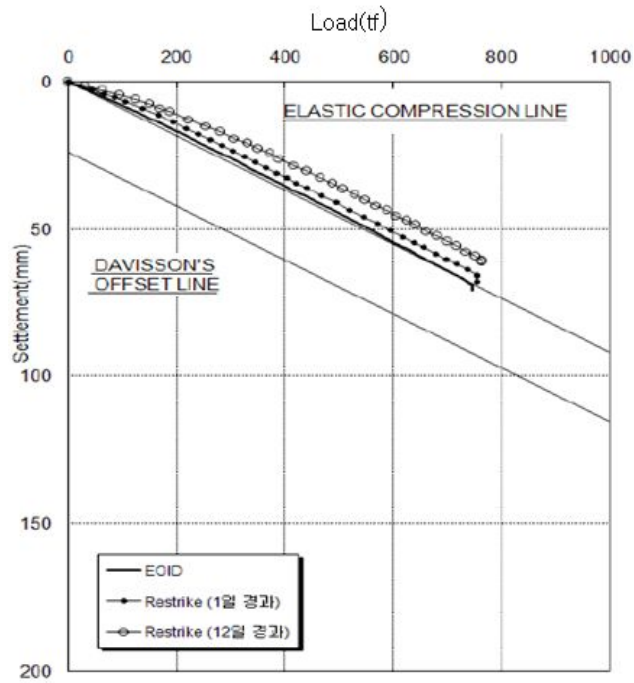
표 4.14와 같이 지지력 분포결과는 단위면적당 주변마찰력은 최종 Restrike 시험에 의한 값을 적용하였고 이를 분석해보면 3.8~3.9tf/m²로 분석되었고, 단위면적당 선단지지력은 항타 종료시점에서의 값을 기준으로 분석한 결과 1,105.2~1,623.6tf/m²로 분석되었다. 이처럼 시험말뚝 3개소의 단위면적당 주변마찰력은 유사한 수준을 나타내었는데, 단위면적당 선단지지력은 HSP-3에서 가장 작게 나타나 타격 시 램 중량이 13tf 해머로 항타 에너지가 부족하였던 것으로 판단된다.

표 4.14 단위면적당 선단지지력 및 주변마찰력 분석결과

시험말뚝번호	깊이 (m)	단위면적당 주변마찰력 (Restrike 2)(tf/m ²)	단위면적당 선단지지력 (EOID)(tf/m ²)
HSP-1번	50.4	3.8	1,623.6
HSP-2번	49.9	3.9	1,265.1
HSP-3번	50.4	3.8	1,105.2

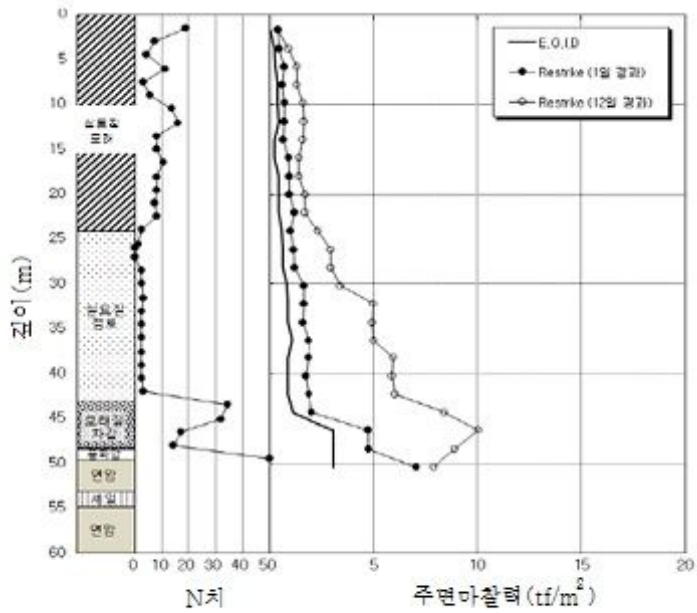
시간 경과에 따른 지지력 변화에서 2차례에 걸쳐 Restrike 시험을 하였다. 시간효과를 분석하기 위하여 하중-침하량 곡선과 심도별 주변마찰력을 그림 4.22와 그림 4.23에 나타내었다. 시간효과 분석결과 Setup에 의한 지지력 증가현상과 지반의 Relaxation에 의한 지지력 감소현상으로 구분되는데 본 연구에서는 사례연구와 김대현 등(2009)과 같이 모든 말뚝에서 지반의 Setup에 의한 지지력 증가현상이 확인되었다.

그림 4.22와 같이 하중-침하량 곡선에서 시간 경과에 따른 지지력 증가는 최대하중 및 Davisson 방법에 따른 항복하중의 증가로 나타났으며, 침하량은 시간 경과에 따라 감소한 것으로 나타났다. 그림 4.23에서는 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 분석되었다.



(a) HSP-1번 말뚝

그림 4.22 하중-침하량 곡선



(a) HSP-1번 말뚝

그림 4.23 주변마찰력 분포

항타 관입성 분석결과는 표 4.15와 같으며, 항타 압축응력은 허용압축 응력인 396 MPa(0.9 × 440MPa)의 90%인 356.4MPa 이내가 되도록 조정하는 것으로 실시되었으며, 측정결과 245.0~269.5MPa로 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 12~18.8tf-m로서 해머의 이론적인 타격에너지 22.4tf-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 12tf-m(13tf 해머, 1.1m로 환산한 경우 14.3tf-m) 대비 83%의 에너지 전달율을 나타내었다.

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

표 4.15 동재하시험 항타 관입성 분석결과

구분	관입 깊이 (m)	낙하고 (m)	타격당 관입량 (mm)	CSX (MPa)	CSI (MPa)	CSB (MPa)	DMX (mm)	EMX (tf-m)	RMX (tf)	총타격수
HSP-1번	50.4	1.4	2이하	261.8	269.5	269.4	46	18.8	750	2,103
HSP-2번	49.9	1.4	2이하	207.6	245.7	220.5	47	16.6	610	2,032
HSP-3번	50.4	0.9	2이하	192.4	245.0	169.7	41	12.0	530	1,752

제5장 말뚝의 정역학적 및 동역학적 지지력 분석

5.1 말뚝 부마찰력을 고려한 정역학적 지지력

지지력 공식에 의한 설계 극한지지력을 산정하기 위해서 구조물기초설계기준(국토해양부, 2003)에서 제안하고 있는 일반적인 정역학적 지지력공식 및 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하였다. 시험말뚝 제원은 표 5.1과 같다.

표 5.1 시험말뚝 제원

파일종류	직경 (D, mm)	파일두께 (t, mm)	2차모멘트 (I_p, cm^4)	외경 (D', mm)	내경 (d'', mm)
고강도강관	711.2	12	161128.84	711.2	687.2
주면장 (U, mm)	선단면적 (A_p, m^2)	선단심부면적 (A_f, m^2)	선단순단면적 (A_f, m^2)	항복응력 (tf/cm^2)	말뚝길이 (L, m)
2234.30	0.3972	0.3701	0.022	4.4	49.6

정역학적 지지력 공식에 의한 설계 극한지지력을 산정하기 위해서 구조물기초설계기준(국토해양부, 2003)에서 제안하고 α 계수법을 적용하였다. 신뢰성을 높이기 위하여 정재하시험과 동일한 지층을 이용하여 분석하였으며, 시추조사의 물성치는 BH-1의 구간을 나타낸 것이며, 표 5.2와 같다.

표 5.2 시추조사 물성치(BH-1)

구분	심도 (m)	지층	두께 (m)	N값	유효단위중량 (tf/m^3)	내부 마찰각	점착력
LNG	24.2	실트질 모래	24.20	9	0.80	26	-
	43.2	실트질 점토	19.00	2	0.75	-	9
	48.4	자갈모래	5.20	24	0.80	33	-
	49.6	풍화암	1.20	50	2.53	39	-
	52.5	연암	1.90	50	-	-	-

부마찰력 지지력 공식에 의한 설계 극한지지력을 산정하기 위해서 구조물 기초설계 기준, 도로교 설계기준, 도로교 표준시방서, 철도설계기준, 건축기초구조 설계지침을 적용하였다. 실제로 이들 기준은 대부분 외국의 기준들을 참고하여 제정된 것으로서, 전반적으로 부마찰력이 작용하는 말뚝의 안정성평가를 위해 말뚝재료의 구조적인 검토와 말뚝주변의 지지력을 검토하도록 되어있다. 그러나 설계하중을 결정하는 데에는 일반적으로 전자보다는 후자가 더욱 영향을 미친다. 말뚝 제원과 지반조건 등은 정재하시험과 동일하게 적용하였다.

분석결과 구조물기초 설계기준에서는 부마찰력 적용 시 BH-1~BH-5까지 선단지지력은 기반암 N치가 동일하여 607.74tf로 분석되었다. 정주면 마찰력은 BH-1에서 BH-5까지 분석한 결과 88.6tf~237.63tf로 분석되었으며, 부주면 마찰력에서는 443.53~473.88tf로 분석되었다. 또한 공통적으로 도로교 표준시방서 및 건축기초구조 설계지침에서도 동일하게 정주면 마찰력과 부주면 마찰력이 동일하게 산정되었으며, 적용 안전율에 따라 구조물 기초설계기준에서는 75.99tf~133.94tf로 분석되었으며, 도로교 표준시방서에서는 안전율을 1.5를 적용하여 55.19tf~120.05tf로 분석되었다. 건축기초구조 설계지침에서는 안전율을 1.2를 적용하여 111.92tf~260.95tf로 분석되었다.

안전율 적용 방법에 따라 건축기초구조 설계지침에 의한 부마찰력 지지력공식이 높게 산정되며, 도로교 표준시방서에 의한 부마찰력 지지력 공식이 낮게 산정되는 것을 알 수 있었다.

표 5.3 구조물기초 설계기준에 의한 선단지지력 분석 결과

길이(m)	상수	N	순단면적 (m ²)	선단지지력 (tf)
50.4	300	50	0.397	607.74

표 5.4 구조물기초 설계기준에 의한 정주면마찰력 산정

(A) BH-1 정주면마찰력

지 층	토층두께 (m)	N	주면마찰응력 (tf/m ²)	말뚝둘레길이 U(m)	주면마찰력 P_u (tf)	비고
실트모래	24.2	9	0.2N	2.23	0.00	
실트점토	19.0	2	N	2.23	0.00	
자갈모래	5.20	27	0.2N	2.23	63.99	정주면 마찰력
풍화암	1.20	45	0.2N	2.23	24.61	
합계					88.6	

(B) BH-2 정주면마찰력

지 층	토층두께 (m)	N	주면마찰응력 (tf/m ²)	말뚝둘레길이 U(m)	주면마찰력 P_u (tf)	비고
실트모래	22.7	12	0.2N	2.23	0.00	
실트점토	20.5	4	N	2.23	0.00	
자갈모래	6.2	15	0.2N	2.23	42.38	정주면 마찰력
연암	5.4	50	0.2N	2.23	123.05	
합계					165.44	

(C) BH-3 정주면마찰력

지 층	토층두께 (m)	N	주면마찰응력 (tf/m ²)	말뚝둘레길이 U(m)	주면마찰력 P_u (tf)	비고
실트모래	23	11	0.2N	2.23	0.00	
실트점토	19.2	4	N	2.23	0.00	
자갈모래	7.2	37	0.2N	2.23	121.41	정주면 마찰력
연암	5.1	50	0.2N	2.23	116.22	
합계					237.63	

(D) BH-4 정주면마찰력

지 층	토층두께 (m)	N	주면마찰응력 (tf/m ²)	말뚝둘레길이 U(m)	주면마찰력 P_u (tf)	비고
실트모래	23.5	11	0.2N	2.23	0.00	
실트점토	20.2	5	N	2.23	0.00	
자갈모래	5.80	31	0.2N	2.23	81.94	정주면 마찰력
연암	5.0	50	0.2N	2.23	113.94	
합계					195.88	

(E) BH-5 정주면마찰력

지 층	토층두께 (m)	N	주면마찰응력 (tf/m ²)	말뚝둘레길이 U(m)	주면마찰력 P_u (tf)	비고
실트모래	23.2	8	0.2N	2.23	0.00	
실트점토	19.5	3	N	2.23	0.00	
자갈모래	6.2	24	0.2N	2.23	67.82	정주면 마찰력
연암	5.1	50	0.2N	2.23	116.22	
합계					184.03	

표 5.5 구조물기초 설계기준에 의한 부주면마찰력 산정

(A) BH-1 부주면마찰력

지층 구분	지층 높이	깊이	유효 단위 중량	유효응력(tf/m ²)			β	f_n	말뚝 주장 (m)	Q_{ns} (tf)
				상단	하단	평균				
실트질 모래	24.2	24.2	8	0	19.8	9.9	0.35	38.72	2.2	186.83
실트질 점토	19	43.2	7	19.8	33.3	26.5	0.25	65.03	2.2	281.53
합계										468.37

(B) BH-2 부주면마찰력

지층 구분	지층 높이	깊이	유효 단위 중량	유효응력(tf/m ²)			β	f_n	말뚝 주장 (m)	Q_{ns} (tf)
				상단	하단	평균				
실트질 모래	22.7	22.7	8	0	19.8	9.9	0.35	31.78	2.2	164.38
실트질 점토	20.5	43.2	7	19.8	33.3	26.5	0.25	63.34	2.2	295.88
합계										460.27

(C) BH-3 부주면마찰력

지층 구분	지층 높이	깊이	유효 단위 중량	유효응력(tf/m ²)			β	f_n	말뚝 주장 (m)	Q_{ns} (tf)
				상단	하단	평균				
실트질 모래	23	23	8	0	19.8	9.9	0.35	32.20	2.2	168.76
실트질 점토	19.2	42.2	7	19.8	33.3	26.5	0.25	62.80	2.2	274.76
합계										443.53

(D) BH-4 부주면마찰력

지층 구분	지층 높이	깊이	유효 단위 중량	유효응력(tf/m ²)			β	f_n	말뚝 주장 (m)	Q_{ns} (tf)
				상단	하단	평균				
실트질 모래	23.5	23.5	8	0	19.8	9.9	0.35	32.90	2.2	176.18
실트질 점토	20.2	43.7	7	19.8	33.3	26.5	0.25	64.68	2.2	297.70
합계										473.88

(E) BH-5 부주면마찰력

지층 구분	지층 높이	깊이	유효 단위 중량	유효응력(tf/m ²)			β	f_n	말뚝 주장 (m)	Q_{ns} (tf)
				상단	하단	평균				
실트질 모래	23.2	23.2	8	0	19.8	9.9	0.35	32.48	2.2	171.71
실트질 점토	19.5	42.7	7	19.8	33.3	26.5	0.25	63.46	2.2	282
합계										453.71

표 5.6 구조물기초 설계기준에 의한 허용지지력 산정

구분	선단지지력 (tf)	정주면마찰력 (tf)	부주면마찰력 (tf)	안전율	허용지지력 (tf)
BH-1	607.74	88.60	468.37	3.0	75.99
BH-2	607.74	165.44	460.27	3.0	104.30
BH-3	607.74	237.63	443.53	3.0	133.94
BH-4	607.74	195.88	473.88	3.0	109.91
BH-5	607.74	184.03	453.71	3.0	112.69

표 5.7 도로교 표준시방서에 의한 허용지지력 산정

구분	선단지지력 (tf)	정주면마찰력 (tf)	부주면마찰력 (tf)	안전율	허용지지력 (tf)
BH-1	607.74	88.6	468.37	1.5	-4.14
BH-2	607.74	165.44	460.27	1.5	55.19
BH-3	607.74	237.63	443.53	1.5	120.05
BH-4	607.74	195.88	473.88	1.5	61.86
BH-5	607.74	184.03	453.71	1.5	74.14

표 5.8 건축기초구조 설계지침 의한 허용지지력 산정

구분	선단지지력 (tf)	정주면마찰력 (tf)	부주면마찰력 (tf)	안전율	허용지지력 (tf)
BH-1	607.74	88.6	468.37	1.2	111.92
BH-2	607.74	165.44	460.27	1.2	184.05
BH-3	607.74	237.63	443.53	1.2	260.95
BH-4	607.74	195.88	473.88	1.2	195.80
BH-5	607.74	184.03	453.71	1.2	206.10

5.2 말뚝 부마찰력을 고려하지 않은 정역학적 지지력

선단지지력은 2,000tf로 분석되었으며, 내부마찰각이 커질수록 지지력계수가 커져 선단지지력이 크게 상승 되는 것을 알 수 있었다. 선단지지력 분석결과는 표 5.9와 같다.

표 5.9 정역학적공식에 의한 선단지지력 분석 결과

구분	연직유효 응력	내부 마찰각	지지력계수 (N_q)	순단면적 (m^2)	선단지지력 (tf)
BH-1	40.81	39°	120	0.397	2,000

주면마찰력에서는 실트질 모래층에서 가장 크며, 풍화암층에서 가장 작은 것으로 분석되어 주면마찰력은 지층길이에 의해 영향 받은 것을 알 수 있었다. 주면마찰력 산정 결과는 표 5.10과 같다.

표 5.10 정역학적공식에 의한 극한 주면마찰력 산정

지층	지층 (m)	r_{nb} (tf/m ³)	σ'_v (상단) (tf/m ²)	σ'_v (상단) (tf/m ²)	$\bar{\sigma}'_v$ (tf/m ²)	$\tan \delta$	ϕ	ks	fs (tf)	주면 마찰력 (tf)
실트 모래	24.2	0.8	19.36	19.36	26.48	0.36	26	0.78	7.58	407.45
실트 점토	19.0	0.75	14.24	33.61	-	-	-	-	4.87	205.7
자갈 모래	5.20	0.8	4.16	37.77	35.69	0.36	33	0.63	8.28	95.6
풍화 암	1.20	2.53	3.04	40.81	36.53	0.36	39	0.51	7.42	16.7
합 계										728.7

허용지지력 산정 시 안전율 3.0을 적용하도록 제한하고 있으므로, 허용응력 설계법에 의한 말뚝의 허용지지력 적용한 결과는 표 5.11과 같다.

표 5.11 정역학적공식에 의한 극한지지력 산정

구 분	주면마찰력 (tf)	선단지지력 (tf)	극한지지력 (tf)	허용지지력 (tf)
BH-1	728.74	1945.3	2,674.04	891.3

표준관입시험의 결과인 N치를 이용한 경험식(Meyerhof, 1976)을 이용하여 산정하였다. 분석결과 선단지지력은 595.89tf로 분석되었으며, 분석결과는 표 5.12와 같다.

표 5.12 표준관입시험에 의한 선단지지력 산정

구 분	N치	선단면적(m ²)	선단지지력(tf)
BH-1	50	0.397	595.89

주면마찰력에서는 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. 분석결과 실트질 모래층에서 가장 크며, 풍화암층에서 가장 작은 것으로 분석되어 주면마찰력은 지층길이에 의해 영향 받은 것을 알 수 있었다. 주면마찰력 산정 결과는 표 5.13과 같다.

표 5.13 표준관입시험에 의한 주면마찰력 산정

구 분	지층(m)	N치	N_c	N_s	주면마찰력(tf)
실트질모래	24.2	9	-	1.8	97.33
실트질점토	19	2	1	-	42.45
자갈모래	5.2	24	-	4.8	55.77
풍화암	1.2	50	-	10	26.8
합 계					222.36

정역학적 지지력 공식과 마찬가지로 허용지지력 산정 시 안전율 3.0을 적용하도록 제안하고 있으므로, 허용응력 설계법에 의한 말뚝의 허용지지력은 표 5.14와 같다.

표 5.14 표준관입시험에 의한 허용지지력 산정

구 분	선단지지력 (tf)	주면마찰력 (tf)	극한지지력 (tf)	허용지지력 (tf)
BH-1	595.89	222.36	818.25	272.7

분석결과 정역학적 지지력 공식의 선단지지력은 1945.2tf, 주면마찰력은 728.7tf로 산정되었고 하중전이 비교 분석결과 측정 선단지지력(479tf) 대비 406% 크게 산정되었으며, 주면마찰력(721.84tf)은 측정 주면마찰력 대비 101% 크게 산정되었다. Meyerhof 공식에서는 선단지지력은 595.89tf, 주면마찰력은 222.36tf로 산정되었고 하중전이 비교 분석결과 측정 선단지지력(479tf) 대비 124% 크게 산정되었으며, 주면마찰력(721.8tf)은 측정 주면마찰력 대비 30% 낮게 산정되었다. 안전율 적용 시 결과적으로 정역학적 지지력공식은 높게 산정되며, Meyerhof 공식은 낮게 산정되는 것을 알 수 있었다.

5.3 동역학적 지지력

항타시험의 결과로부터 경험적으로 유도된 동역학적 지지력 공식과 에너지 보존 법칙으로부터 유도된 동역학적 지지력 공식들을 이용하여 지지력을 분석하였다. 동역학적 지지력 공식은 Hiley, Sander, Engineering News, Weisbach, Janbu, Danish, Krapf-Stern, Redtenbacher, Pacific Coast, Bureau of Yards and Docks, Ritter, Gates, Modified ENR, 일본건설성고시식, Mason, Eytelwein, Navy-Mckay 공식을 이용하여 분석하였다. 동역학적 지지력 분석하기 위해서는 항타시험을 실시하여 구한 여러 변수를 다음 표 5.15에 나타내었다.

표 5.15 항타시험에서 구한 변수값

구 분	말뚝 직경	관입량 (cm)	리바운드 (cm)	말뚝머리 반발계수	EMX (tf-m)	효 율
HSP-1	711.2*12	0.16	2	0.5	18.8	0.84
HSP-2		0.9	2.5	0.5	16.6	0.74
HSP-3		0.2	3	0.5	12.0	1.03

표 5.15 계속

구 분	말뚝 단면적	단위 중량	말뚝 총중량	낙하고 (cm)	해머중량 (tf)	탄성계수 (tf/m ²)
HSP-1	263.6	207	10.4	16	1.4	2,100
HSP-2	263.6	207	10.3	16	1.4	2,100
HSP-3	263.6	207	10.4	13	0.9	2,100

HSP-1,3번 동역학적 지지력 분석결과 허용지지력은 Mason 공식이 가장 크며, ENR 공식이 가장 작은 것으로 분석되었다. HSP-2는 Mason 공식이 가장 크며, Weissenbach 공식이 가장 작은 것으로 분석되었다. 동역학적 분석결과는 표 5.16, 5.17, 5.18과 같다.

표 5.16 HSP-1 동역학적 지지력 계산 결과

구 분	극한지지력(tf)	안전율	허용지지력(tf)
Hiley	1,140	4.0	285
ENR	842	6.0	140
일본건설성	717	-	717
Weissenbach	684	6.0	114
Danish	609	3.0	203
Krapf-Stern	570	3.0	190
Redtenbacher	528	3.0	176
Ritter	8,500	3.0	2,833
Gates	1,448	3.0	482
Mason	13,029	3.0	4,343
Eytelwein	8,347	6.0	1,391
Navy-mckay	9,827	7.0	1,403

표 5.17 HSP-2 동역학적 지지력 계산 결과

구 분	극한지지력(tf)	안전율	허용지지력(tf)
Hiley	813	4.0	203
ENR	832	6.0	138
일본건설성	851	-	851
Weissenbach	684	6.0	114
Danish	567	3.0	189
Krapf-Stern	571	3.0	190
Redtenbacher	407	3.0	135
Ritter	7,190	3.0	2,396
Gates	1,328	3.0	442
Mason	10,979	3.0	3,659
Eytelwein	6,521	6.0	1,086
Navy-mckay	7,319	7.0	1,045

표 5.18 HSP-3 동역학적 지지력 계산결과

구 분	극한지지력(tf)	안전율	허용지지력(tf)
Hiley	470	4.0	117
ENR	433	6.0	72
일본건설성	468	-	468
Weissenbach	485	6.0	80
Danish	472	3.0	157
Krapf-Stern	391	3.0	130
Redtenbacher	259	3.0	86
Ritter	3,268	3.0	1,089
Gates	1,121	3.0	373
Mason	5,242	3.0	1,747
Eytelwein	4,281	6.0	713
Navy-mckay	4,835	7.0	690

5.4 시간경과 효과 분석

정·동재하시험 분석결과 하중-침하 거동을 살펴보면 동재하시험의 EOID 시험결과보다 Restrike 시험결과가 보다 양호한 결과를 나타내고 있다. 이는 시간경과에 의한 지반의 Setup효과에 기인한 것이며 전체적으로 정재하 시험결과와도 잘 부합하는 것으로 평가되었다.

표 5.19와 같이 시험말뚝의 최대 지지력은 정재하시험에 의해 분석되었으며 동재하시험에 의한 지지력은 Restrike 시험 시 시험해머의 용량부족으로 인하여 실제의 지지력보다 낮게 평가되었다. 결과적으로 지반의 Setup효과를 고려할 때 정재하시험과 동재하시험의 결과는 서로 부합되는 것으로 분석되었다.

표 5.19 정·동재하시험 지지력 비교분석

시험말뚝번호	시험구분	Davisson 방법에 의한 항복하중(tf)	지지력 증가비율	시험시기 항타종료 후(일)
711.2 (고강도 강관)	EOID	745	1.00	1
	Restrike 1	754.5	1.01	2
	Restrike 2	765	1.03	12
	정재하시험	1,200	1.61	19

지지력 증가비율은 항타 종료 시 측정값의 2배에 달하고 있으며, 급격한 지지력 증가는 항타 후 발생하는 것으로 분석되었다. 또한 표 5.20에서와 같이 말뚝 회귀 분석결과 결정계수는 0.83을 얻었다.

표 5.20 지지력 증가율 회귀분석

구분	절편	기울기	결정계수
고강도 강관말뚝	1.0031	0.002	0.83

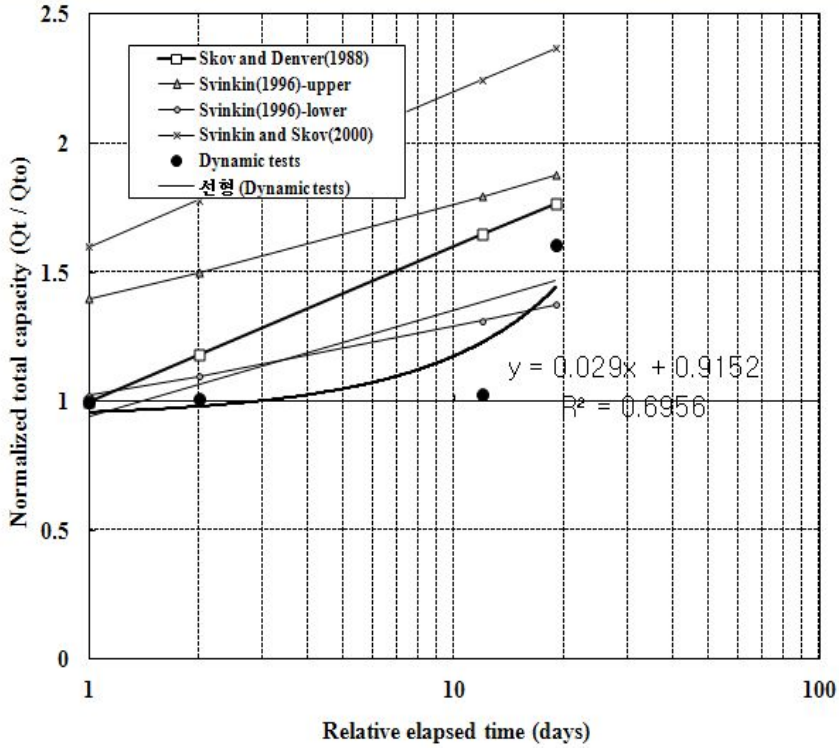


그림 5.1 제안식과 실측치의 말뚝지지력 증가비교

그림 5.1에서와 같이 실측치들은 장기강도에 어느 정도 수렴되고 있음에도 불구하고, 예측치는 $\log(t/t_0)$ 에 비례로 계속 증가하고 있어 현장의 Setup 효과를 충분히 나타내고 있으며, 이는 시간경과에 따른 지지력의 경향은 기존의 연구결과처럼 단순히 과잉간극수압의 소산에만 의존하지 않고 말뚝의 종류 및 크기, 흙의 성상 등에 따라 복잡한 기구를 나타내고 있으므로 현장별로 실측을 하지 않고는 사실상 예측이 불가능하다고 판단된다.

실제로 말뚝의 지지력은 항타 후 경과한 시간에 따라 변화하며 그때의 타격당 관입량, Temporary Compression 값 등도 변화한다. 시간경과에 따라 관입량은 감소하지만 리바운드값은 증가 또는 감소하나 본 연구에서는 감소하였다. 그러나 시간경과에 따라 관입량이 증가하였다는 보고도 있는바 현재의 기술수준으로 시간경과에 따른 말뚝거동을 사전에 예측하는 것은 힘들며, 따라서 시간경과 효과는 항타시 동재하시험과 재항타 동재하시험을 수행하여 지지력 산정에 반영해야 될 것으로 판단된다.

표 5.21과 같이 관입량 및 리바운드가 증가함에 따라 Hiley 공식이 가장 크며 영향을 받으며 증가하는 형태를 보였다. 이와 반대로 ENR, Danish, 일본고시공식에서는 크게 영향이 없는 것으로 분석되었다.

표 5.21 시간경과에 따른 말뚝항타 거동의 변화

말뚝 번호	항타 경과일	항타기록(cm)		EOID (tf)	Hiley (tf)	ENR (tf)	Danish (tf)	일본 고시 (tf)
		관입량	리바운드					
HSP-1	1	1.6	2.0	371	285	140	203	717
	2	1.4	1.8	376	318	141	204	851
	12	1.3	1.2	381	453	141	205	716
HSP-2	1	1.9	2.5	305	203	138	189	851
	2	1.7	2.3	320	221	139	190	851
	12	1.6	2.0	270	252	140	191	851
HSP-3	1	2.0	3.0	270	117	72	157	468
	2	1.6	2.8	281	128	73	160	468
	12	1.4	2.0	298	175	73	161	468

이와 같이 시간경과를 확인하기 위해서는 반드시 동일말뚝에 대하여 항타시 동재하시험과 일정시간이 경과한 후 재항타 동재하시험을 실시하여야 하며, 시험결과 Setup이 나타날 때는 가능한 한 장기간 동안 시간경과효과를 확인하여 그 효과를 고려한 항타시공관리 기준을 세워야 한다. 시간이 경과 후에 지지력이 감소하는 경우에는 반드시 장기간에 걸쳐 지지력 변화를 확인하는 과정이 필요하며 지반전문가의 도움을 받아 설계하중 조정 또는 시공법을 변경할 필요가 있다.

5.5 재하시험에 의한 부마찰력 평가

동재하시험 및 정재하시험을 분석된 결과를 이용하여 양의 극한지지력 및 부마찰력을 산정하여 분석하였다. 양의 극한지지력 동재하시험에서는 1번 시험 결과를 적용하였으며 선단지지력은 초기항타(EOID) 값을 적용하였다. 정주면 마찰력에서는 하중전이 시험 결과를 참고하여 Restrike시점의 값을 적용하여 분석하였다. 부마찰력에서는 말뚝 선단부가 굳은 지층인 연암층 이상에 관입되는 것으로 적용하여 중립점을 42m로 산정한 결과 부마찰력은 389ton으로 분석되었다. 동재하시험 결과를 가지고 구조물 기초 설계기준과 도로교설계기준 공식으로 분석결과 허용지지력은 208ton과 128ton으로 분석되었다. 정재하시험을 이용한 하중전이 시험에서도 마찬가지로 구조물 기초 설계기준 및 도로교 설계기준을 적용하여 허용지지력 분석결과 177ton과 88ton으로 분석되었다. 이와 같이 동재하시험 및 정재하시험 분석결과 구조물 기초 설계기준이 허용지지력 산정에서는 도로교 설계기준 보다 더 크게 산정되는 것으로 분석되었으며, 그 결과는 표 5.22와 같다.

표 5.22 재하시험을 이용한 허용지지력 분석결과

적용 설계 기준	관입 심도 (m)	양의 극한지지력(Ton)						부마 찰력	허용지지력 (Ton)	
		CAPWAP			하중전이				CAP WAP	하중 전이
		Q_b	Q_{fs}	$Q_b^+ Q_{fs}$	Q_b	Q_{fs}	$Q_b^+ Q_{fs}$			
구조물	50.4	645	160	805	479	266	745	389	208	177
도로교									128	88

이와 같이 부주면 마찰력이 예상되는 말뚝에서 동재하시험이 잘못 적용되는 경우가 자주 있으며 이를 위해 부주면 마찰력이 예상되는 말뚝에서는 충분한 변위여부, 시간 경과 효과의 이용이 중요하게 작용하므로 세심한 주의가 필요하다.

또한 이론적 지지력 산정과 동재하시험 및 정재하시험 비교 분석결과 구조물 기초 설계기준, 도로교 설계기준, 건축구조 설계지침에서는 BH-1~BH-5까지 선단지지력은 동재하시험(106%)이 정재하시험(78.8%)에 의한 하중전이 시험보다 유사하게 분석되었다. 정주면 마찰력에서는 BH-1에서는 동재하시험 및 정재하시험에는 각 180% 및

300%로 분석되었다. BH-2에서는 99.73% 및 161%로 분석되었으며 BH-3에서는 67% 및 112%로 분석되었고 BH-4에서는 82% 및 136%로 분석되었으며, BH-5에서는 86% 및 144%로 분석되었다. 구조물 기초 설계기준에서는 동재하시험과 비교분석결과 BH-2가 가장 근접하게 분석되었으며, 하중전이 시험에서는 BH-3이 가장 근접한 것으로 분석되었다.

부주면 마찰력에서는 BH-1에서는 83%, BH-2에서는 84%, BH-3에서는 87%, BH-4에서는 82%, BH-5에서는 85%로 분석되어 평균 83%로 분석되었다.

부마찰력을 고려한 허용지지력에서는 안전율 적용에 따라 동재하시험과 BH-1 비교결과 이론구조물 기초 설계기준에서는 277%, 170%, 하중전이시험에서는 236%, 117%로 분석되었고 BH-2 비교결과 동재하시험에서는 200%, 123%, 하중전이 시험에서는 170%, 84%로 분석되었으며, BH-3 비교결과 동재하시험에서는 156%, 96%, 하중전이 시험에서는 133%, 66%로 분석되었으며, BH-4 비교결과 동재하시험에서는 190%, 117%, 하중전이 시험에서는 162%, 80%로 분석되었으며, BH-5 비교결과 동재하시험에서는 185%, 114%, 하중전이 시험에서는 158%, 78%로 분석되어 도로교 설계기준이 실측과 이론이 부합되는 것으로 분석되었다.

이론 도로교 기준에서는 BH-1을 제외하였으며, BH-2 비교결과 동재하시험에서는 378%, 232%, 하중전이시험에서는 133%, 66%로 분석되었으며, BH-3 비교결과 동재하시험에서는 173%, 106%, 하중전시험에서는 147%, 73%로 분석되었으며, BH-4 비교결과 동재하시험에서는 340%, 209%, 하중전이 시험에서는 290%, 144%로 분석되었으며, BH-5 비교결과 동재하시험에서는 281%, 172%, 하중전이 시험에서는 239%, 118%로 분석되었다.

이론 건축구조 설계지침에서는 BH-1 비교결과 동재하시험에서는 187%, 115% 하중전이 시험에서는 159%, 79%로 분석되었으며, BH-2 비교결과 동재하시험에서는 113%, 69%, 하중전이 시험에서는 96%, 47%로 분석되었으며, BH-3 비교결과 동재하시험에서는 80%, 49%, 하중전이 시험에서는 68%, 33%로 분석되었으며, BH-4 비교결과 동재하시험에서는 106%, 65%, 하중전이 시험에서는 90%, 44%로 분석되었으며, BH-5 비교결과 동재하시험에서는 100%, 62%, 하중전이 시험에서는 85%, 42%로 분석되어 건축구조 설계지침과 재하시험에 의한 도로교 설계기준이 유사한 것으로 분석되었다.

표 5.23 기준별 부마찰력 허용지지력 분석결과

구 분	선단지지력 (tf)	정주면 마찰력 (tf)	부주면 마찰력 (tf)	허용지지력 (tf)		
				구조물기초	도로교	건축구조
BH-1	607.74	88.60	468.37	75.99	-4.14	111.92
BH-2	607.74	165.44	460.27	104.30	55.19	184.05
BH-3	607.74	237.63	443.53	133.95	120.05	260.95
BH-4	607.74	195.88	473.88	109.91	61.86	195.80
BH-5	607.74	184.03	453.71	112.69	73.12	206.10

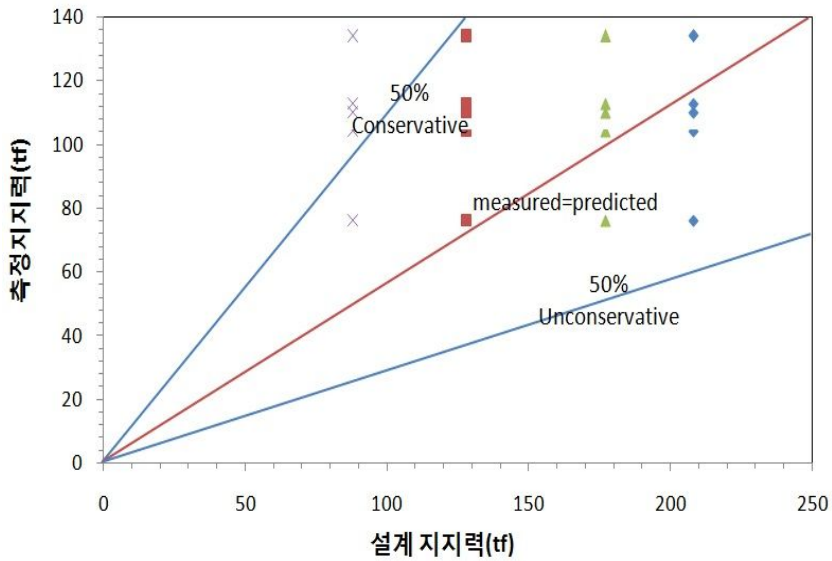


그림 5.2 측정지지력과 설계지지력 비교(구조물 기초설계)

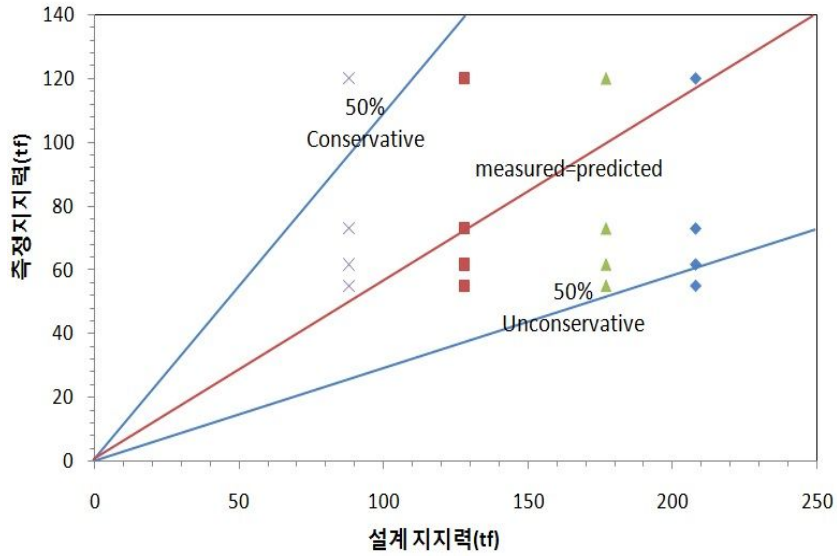


그림 5.3 측정지지력과 설계지지력 비교(도로교)

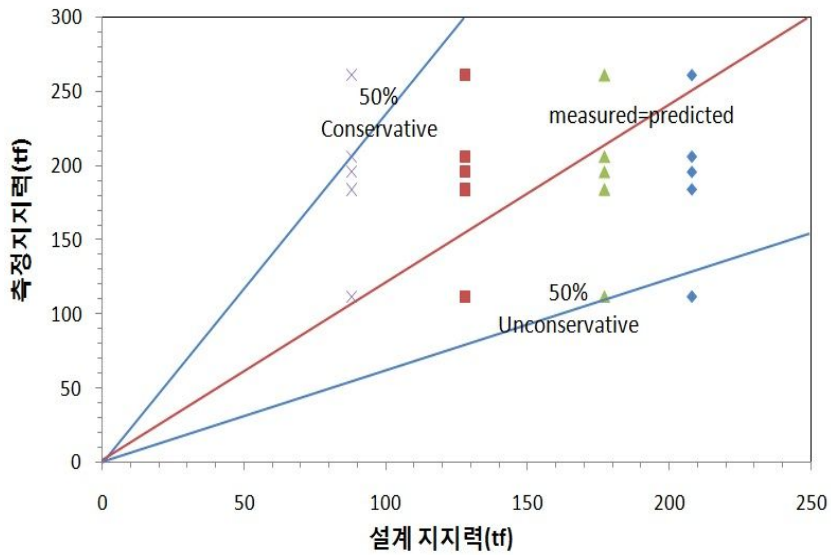


그림 5.4 측정지지력과 설계지지력 비교(건축구조)

5.6 설계 허용지지력 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 5.24, 표 5.25와 같이 저항편향계수를 산정한 결과이다.

분석결과 정재하시험에서의 정역학공식 저항편향계수는 0.74로 분석되었으며, Meyerhof경험식에서의 저항편향계수는 0.23으로써 정역학공식이 크게 산정됨을 알 수 있었다. 동재하시험에서의 정역학적 공식 저항편향계수는 2.33으로 분석되었으며, Meyerhof경험식에서의 저항편향계수는 0.71로써 정역학공식이 크게 산정됨을 알 수 있었다.

표 5.24 정재하시험을 이용한 저항편향계수 지지력(정역학적 지지력)

구 분	말뚝제원		측정 지지력 (tf)	설계지지력(tf)		저항편향계수	
	직경(mm)	길이 (m)		정역학 공식	Meyerhof 경험식	정역학 공식	Meyerhof 경험식
고강도	711.0	50.0	1,200	891.33	272.65	0.74	0.23

표 5.25 동재하시험을 이용한 저항편향계수 지지력(동역학적 지지력)

구 분	말뚝제원		측정 지지력 (tf)	설계지지력(tf)		저항편향계수	
	직경(mm)	길이 (m)		정역학 공식	Meyerhof 경험식	정역학 공식	Meyerhof 경험식
고강도	711.0	52.5	3,381.94	891.33	272.65	2.33	0.71

동역학적 지지력 공식을 이용하여 저항편향계수 분석결과는 표 5.26과 같다. 분석결과 HSP-1, 2는 Hiley 공식이 신뢰성이 크며, Mason 공식이 저항편향계수가 가장 크게

산정되었다. HSP-3에서는 Danish 공식이 신뢰성이 크며, Mason 공식이 저항편향계수가 가장 크게 산정되었다. 이와 같이 Mason 공식 적용 시에는 지층조건 및 현장조건을 고려하여 적용해야 될 것으로 판단된다.

표 5.26 동재하시험 저항편향계수 지지력(동역학적 지지력)

(a)HSP-1

Pile	시험구분	CAPWAP 분석결과(tf)	
		전체지지력	허용지지력(tf)
HSP-1번 (50.4m)	초기항타	745	371
	1일항타	754	376
	12일항타	765	381
구분	극한지지력	허용지지력	저항편향계수
Hiley	1,140	285	0.77
ENR	842	140	0.37
일본건설성	717	717	1.93
Weissenbach	684	114	0.30
Danish	609	203	0.54
Krapf-Stern	570	190	0.51
Redtenbacher	528	176	0.47
Ritter	8500	2,833	7.63
Gates	1,448	482	1.29
Mason	13,029	4,343	11.7
Eytelwein	8,347	1,391	3.75
Navy-mckay	9,827	1,403	3.78

(b)HSP-2

Pile	시험구분	CAPWAP 분석결과(tf)	허용지지력 (tf)
		전체지지력	
HSP-2번 (50.4m)	초기항타	610	305
	1일항타	613	320
	12일항타	640	270
구분	극한지지력	허용지지력	저항편향계수
Hiley	813	203	0.66
ENR	832	138	0.45
일본건설성	851	851	2.79
Weissenbach	684	114	0.37
Danish	567	189	0.61
Krapf-Stern	571	190	0.62
Redtenbacher	407	135	0.44
Ritter	7,190	2,396	7.85
Gates	1,328	442	1.44
Mason	10,979	3,659	12.0
Eytelwein	6,521	1,086	3.56
Navy-mckay	7,319	1,045	3.42

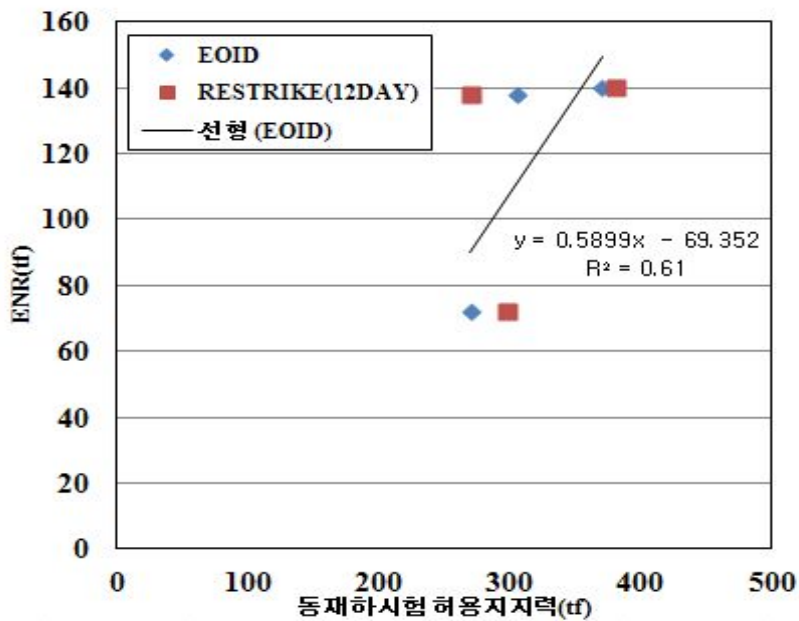
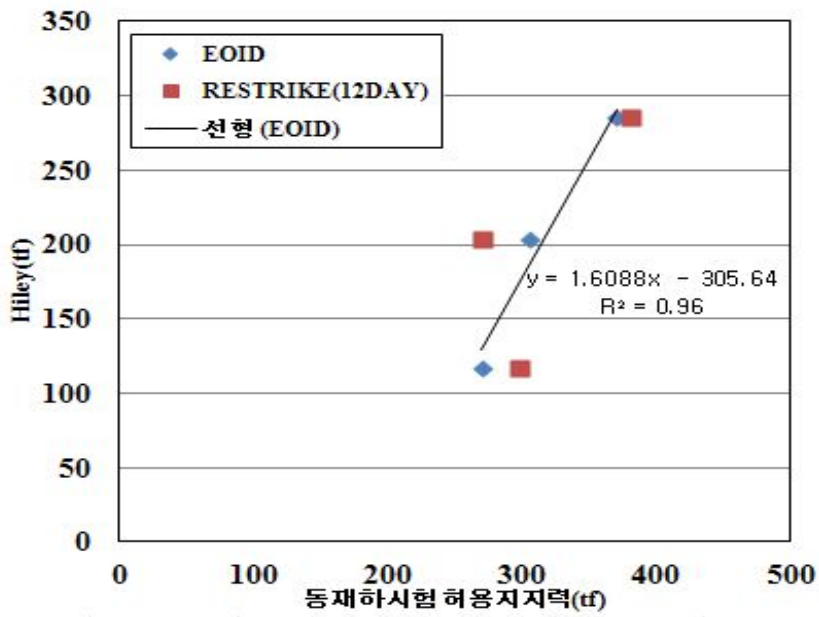
(c)HSP-3

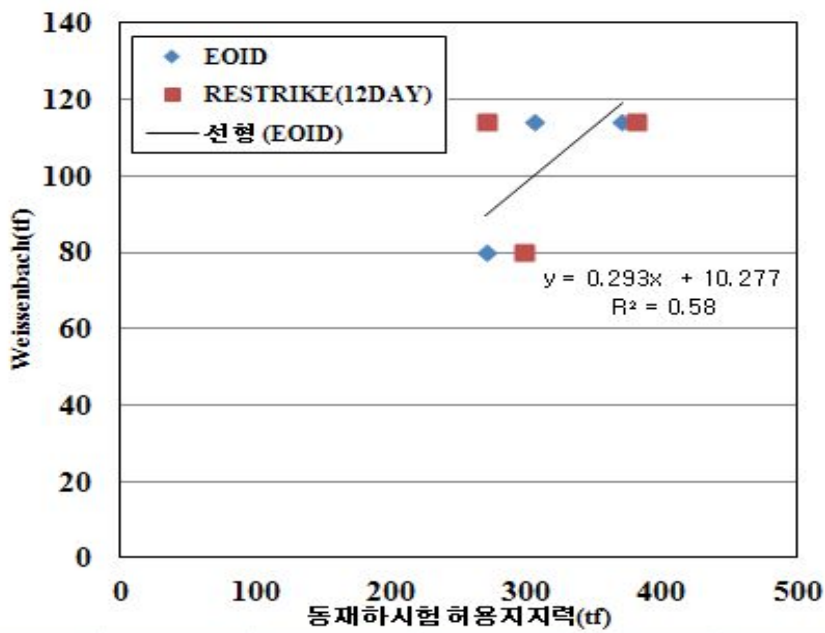
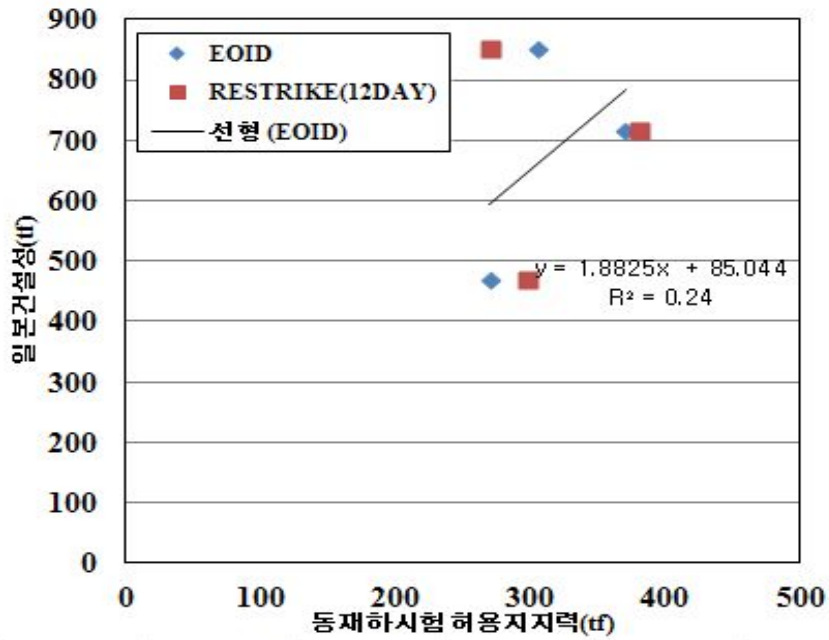
Pile	시험구분	CAPWAP 분석결과(tf)	허용지지력 (tf)
		전체지지력	
HSP-3번 (50.4m)	초기항타	540	270
	1일항타	564	281
	12일항타	598	298
구분	극한지지력	허용지지력	저항편향계수
Hiley	470	117	0.43
ENR	433	72	0.26
일본건설성	468	468	1.73
Weissenbach	485	80	0.29
Danish	472	157	0.58
Krapf-Stern	391	130	0.48
Redtenbacher	259	86	0.31
Ritter	3,268	1,089	4.03
Gates	1,121	373	1.38
Mason	5,242	1,747	6.47
Eytelwein	4,281	713	2.64
Navy-mckay	4,835	690	2.55

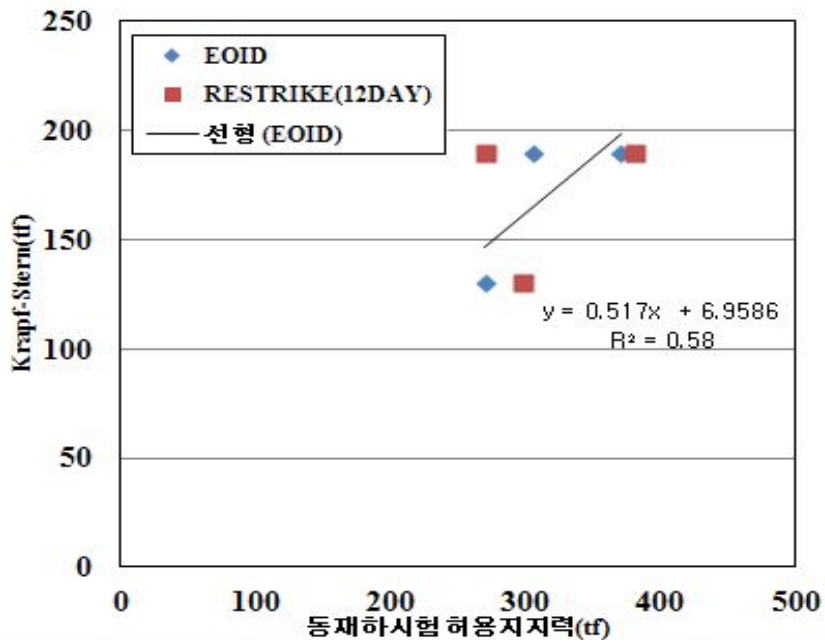
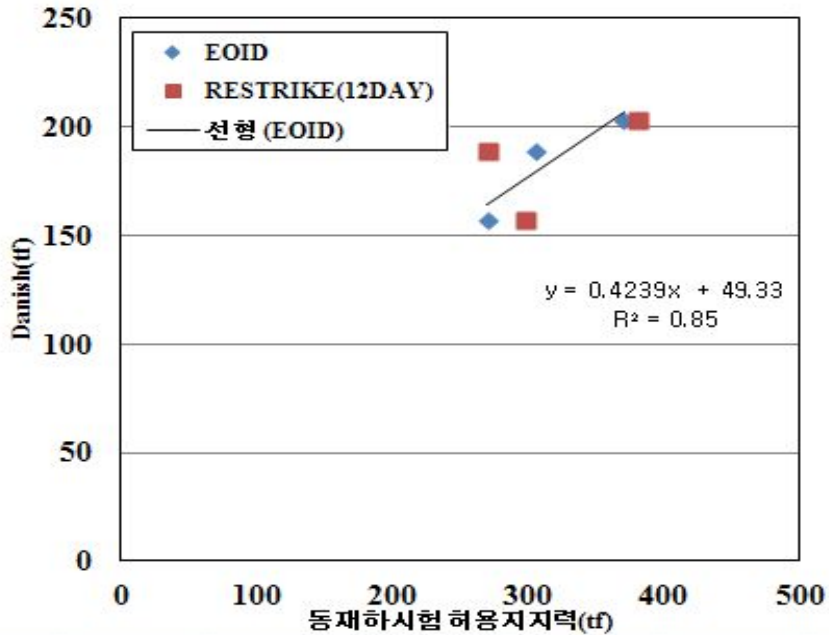
동역학적 지지력 공식에 의해 산출된 허용지지력이 실질 허용지지력과 완전히 일치한다면 문제가 되지 않지만 지층특성 및 말뚝길이에 의해 크게 영향을 미치며, 오차 발생요인은 해머효율의 불확실성이라든가 변수의 자체특성, 경시효과 등이 고려되지 않는 등의 원인이 작용하기 때문으로 판단된다. 회귀분석 결과 Navy-Mckay 공식 결과값은 0.99로 가장 크고, 그 다음이 Hiley 공식으로 분석되었다. 이와 반대로 일본건설성 공식은 결정계수 값이 0.24에 불과하여 실질 허용지지력과 이 공식에 의한 계산 허용지지력 간에 일정한 관계가 있다고 보기 어려운 것으로 분석되었으며, 그 결과는 표 5.27 및 그림 5.5와 같다.

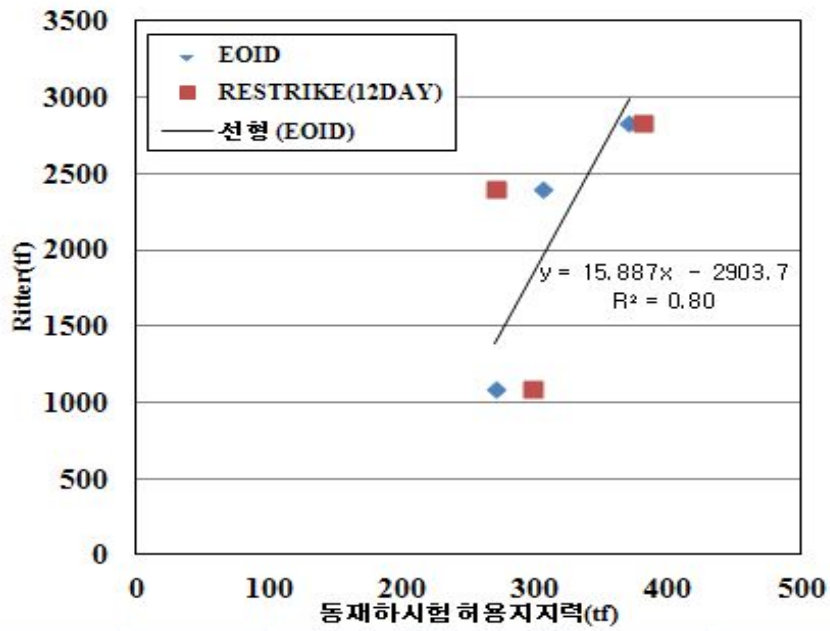
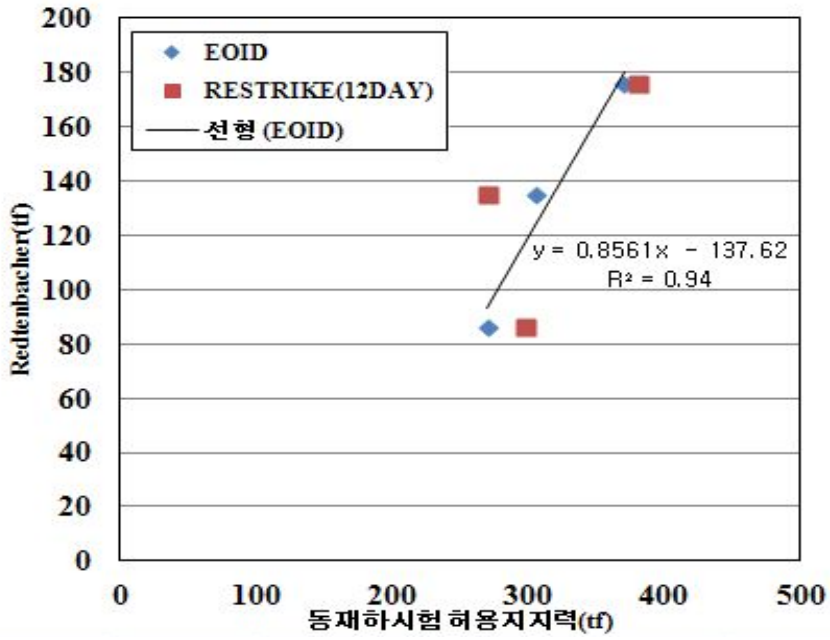
표 5.27 동역학적 지지력공식 회귀분석 결과

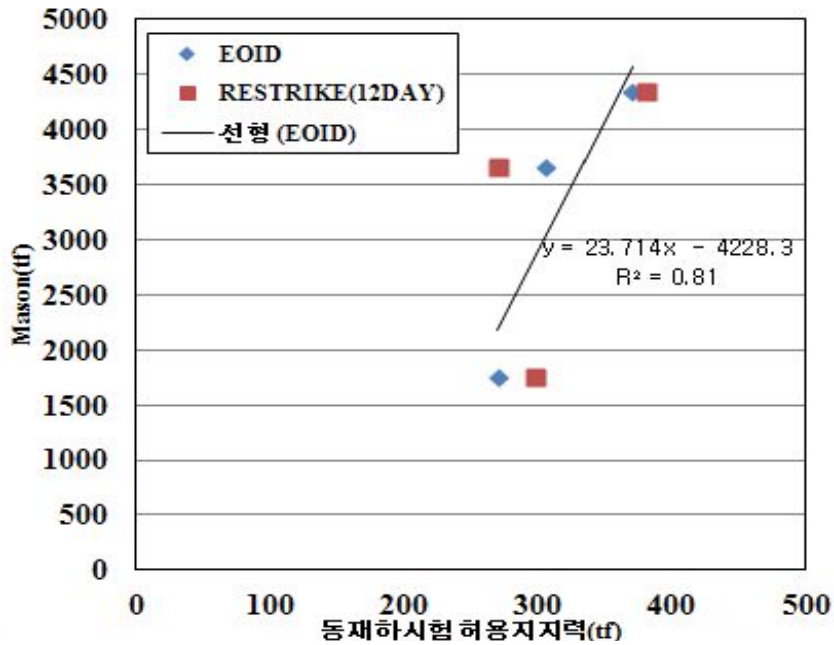
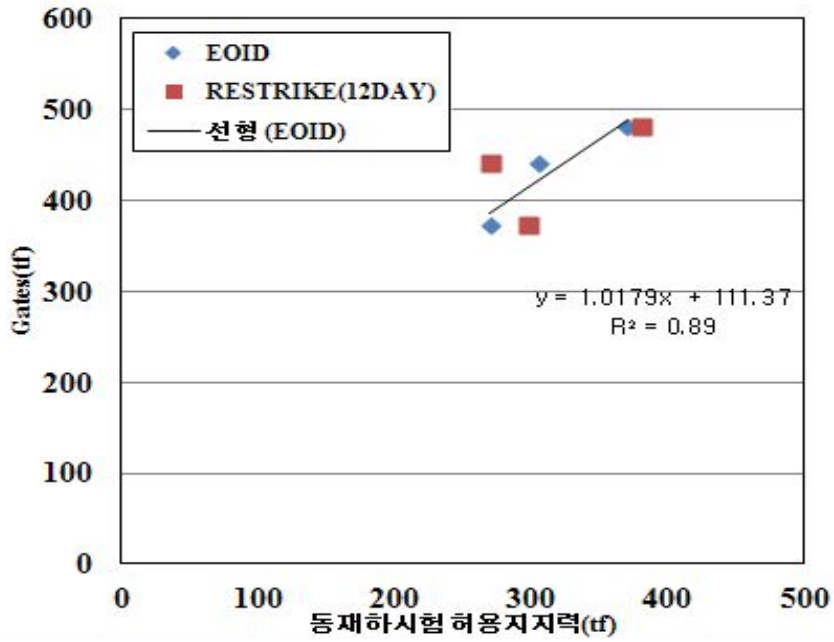
동역학적 공식	절 편	기울기	결정계수
Hiley	305.64	1.61	0.96
ENR	69.35	0.59	0.61
일본건설성	85.04	1.88	0.24
Weissenbach	10.28	0.29	0.58
Danish	49.33	0.42	0.85
Krapf-Stern	6.96	0.52	0.59
Redtenbacher	137.62	0.86	0.94
Ritter	2903.70	15.89	0.80
Gates	111.37	1.02	0.89
Mason	4228.30	23.71	0.81
Eytelwein	967.95	6.44	0.94
Navy-mckay	609.39	5.42	0.99











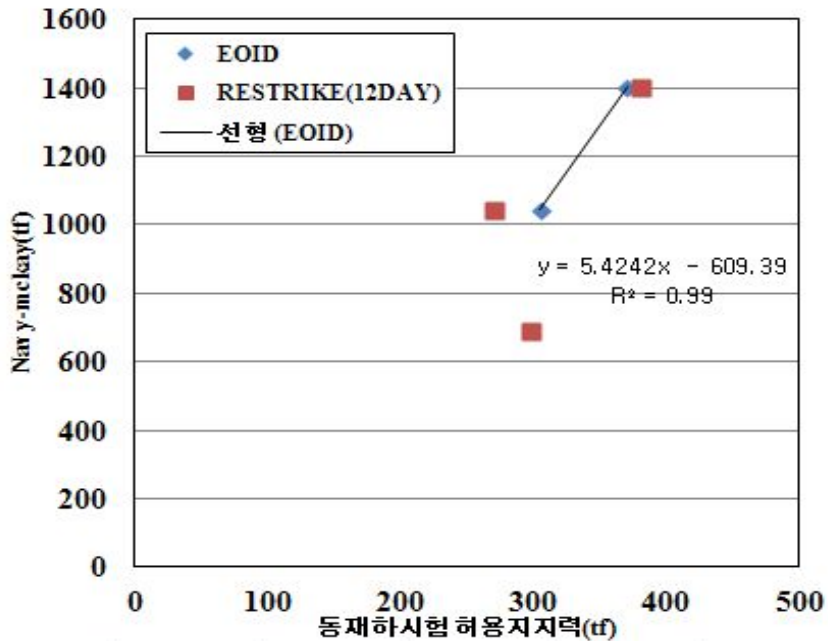
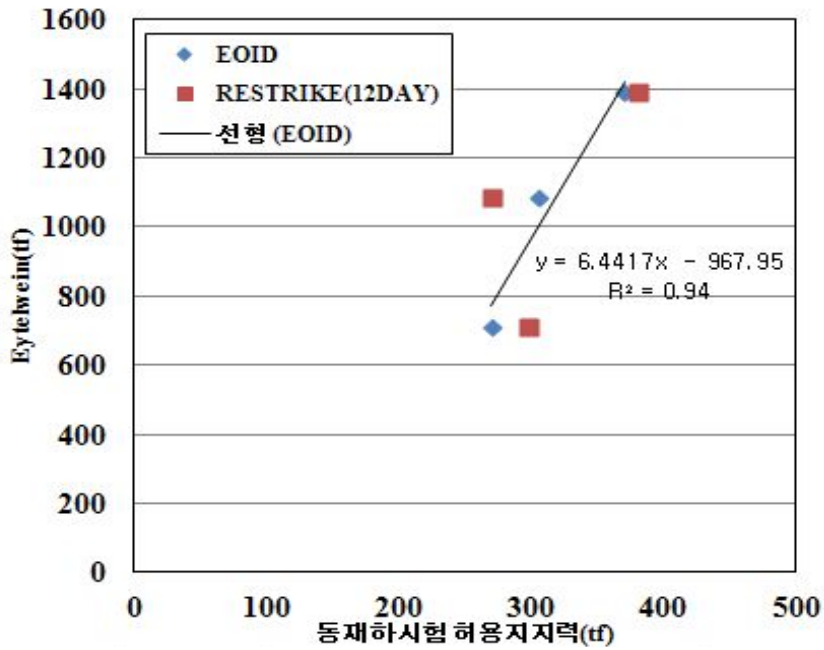


그림 5.5 동역학적 지지력공식 회귀분석 결과

제 6 장 결 론

본 연구에서는 모래와 점토로 이루어진 다층지반으로서 사례지역의 항타 말뚝에 대한 파괴가 현저하게 나타날 때까지 재하한 정재하시험 하중전이 시험 실측 데이터 및 동재하시험으로부터 얻어진 CAPWAP 분석에 의해 극한지지력 및 허용지지력을 산정하고 이론적 정역학적 및 동역학적 지지력을 이용하여 고강도 강관말뚝의 지지력을 분석하였으며, 추가적으로 말뚝 부마찰력을 분석하여 말뚝의 허용지지력을 분석하여 다음과 같이 결론을 얻었다.

1. 말뚝 재하시험이 수행된 지반의 물리적 분석결과, 비중은 비교적 일정하고 함수비는 26~63(%), 액성한계는 42~75(%), 초기 간극비와 전체단위중량의 상관성은 74(%로 비교적 높은 상관성을 보이며, 대체적으로 Illite와 Montmorillonite 사이에 분포하여 통일분류법으로 분류하면 고소성 점토로 분석되었다.
2. 고강도 강관말뚝의 경우 극한하중의 판정방법에서 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.
3. 고강도 강관말뚝에서 측정하중(하중전이시험) 선단지지력과 주변마찰력을 이용하여 정역학적지지력공식과 Meyerhof공식 분석결과, 정역학적 지지력공식에서는 지지력 계수가 크게 산정됨에 따라 높게 산정되었으며, Meyerhof공식에서는 측정지지력 대비 낮게 산정되었으나 실측값과 유사한 값을 얻었다.
4. 동재하시험에 의한 지지력 증가비는 1.16배로 나타났으며, 지지력의 증가는 1일 경과 후 부터 주로 주변부에서 나타나 Setup 현상이 발생되었다. 또한 동재하시험에 의한 시간효과에 따른 동역학적 지지력 분석에서는 Hiley공식이 영향을 크게 받은 것으로 분석되었으며, 지지력 변화는 최종관입량에 따라 달라졌다.

5. 고강도 강관말뚝에서 동역학적 지지력 상호 비교분석 결과, Hiley(43~77%), Krapf-Stern(48~62%), Danish(54~61%) 공식이 비교적 신뢰할 수 있었으며, 그 외 공식들은 다소 과다하게 평가되는 것으로 분석되었다. 이와 같이 동역학적 지지력을 이용하여 항타관리를 실시하는 경우에는 최종관입량 및 해머효율 등에 크게 영향 받은 것으로 분석되었다.

6. 연약지반에서 부주면 마찰력이 작용하는 말뚝의 안정성을 평가하는 현재의 설계기준들은 전체 안전율을 고려하여 제시하고 있는데, 여기서 이용하는 안전율(2.0~3.0)은 설계기준마다 차이가 있다. 따라서 재하시험 결과를 이용하여 설계기준들을 분석결과 도로교 설계기준 대비 구조물기초설계기준을 이용한 방법이 CAPWAP 분석에서는 61%, 하중전이 분석에서는 49% 크게 분석되었다.

7. 부주면 마찰력을 고려한 경우와 고려하지 않은 경우의 허용지지력에는 부주면 마찰력 크기에 따라 허용지지력이 약 2.0~3.0 배의 차이가 발생하므로 부마찰력의 발생 가능성이 있는 연약지반에서는 부마찰력을 고려하여 허용지지력을 산정하여야 한다.

참 고 문 헌

1. 구용회(2003), “수치해석에 의한 말뚝의 부마찰력 산정에 관한 연구”, 인하대학교 산업대학원 석사학위논문.
2. 김동일(2004), “강관말뚝에 작용하는 부주면마찰력 저감효과에 관한 모형실험연구”, 인하대학교 대학원 석사학위논문.
3. 김명학, 김동일, 남정봉(2003), “강관말뚝의 부마찰력 저감효과에 관한 모형실험연구”, 대한토목학회 정기학술대회, pp. 3328~3331.
4. 김정엽(2012), “동재하시험과 정역학적 지지력공식에 의한 매입말뚝기초의 거동 분석”, 건양대학교 대학원 석사학위논문.
5. 박창교(2006), “역청재 종류에 따른 SL Pile의 거동 분석 연구”, 인제대학교 첨단산업기술대학원 석사학위논문.
6. 배기열(2003), “S.L.도포말뚝과 미도포말뚝의 지지력산정을 위한 현장시험연구”, 경성대학교 대학원 석사학위논문.
7. 윤여원(1999), “부마찰력을 고려한 말뚝기초 설계”, 말뚝기초위원회, pp. 141~154.
8. 심민보, 이규환, 이장덕, 이 송(1997), “단말뚝에 작용하는 부마찰력에 관한 모형 실험”, 대한토목학회 학술발표회 논문집, pp. 417~420.
9. 이규환, 심민보, 이장덕, 이송, 이수덕(1997) “연약지반에 타입된 모형말뚝에 작용하는 부마찰력 거동분석”, 한국지반공학회논문집, Vol.1997, No.3, pp. 373~381.
10. 이송, 이규환(1998), “부마찰력이 말뚝의 지지력에 미치는 영향 분석”, 서울시립대학교 산업기술연구소 논문집, Vol.6, No.1, pp. 33~43.
11. 이철주(2009), “압밀해석을 통한 부마찰이 작용하는 단독말뚝의 거동분석”, 한국지반환경공학회논문집, Vol.10, No.2 pp. 29~36.
12. 임재춘(2012), “현장재하시험을 통한 고강도 강관말뚝 거동”, 조선대학교 대학원 박사학위논문.
13. 정성규(2010), “강관말뚝 설계지지력 산정의 문제점 분석 및 고찰”, 서울시립대학교 대학원 석사학위논문.
14. 조천환(1998), “시간경과에 따른 타입말뚝의 지지력증대 특성에 관한 연구”, 한양대학교 대학원 박사학위논문.

15. 정상섭(1993), “단독말뚝과 군말뚝의 Downdrag”, 대한토목학회논문집, Vol.13, No.4, pp. 259~268.
16. 최혁준(2008), “현장 동재하시험 사례분석에 의한 말뚝기초의 지지력에 관한 연구”, 전북대학교 산업기술대학원 석사학위논문.
17. 허열, 권선욱, 강석범, 박성훈(2010), “광양지역 해성점토의 물리적 특성 분석”, 한국지반환경공학회 논문집, Vol.11, No.12, pp. 63~74.
18. 한국지반공학회(1997), 구조물 기초 설계기준, p. 197.
19. 한국지반공학회(2002), 지반공학시리즈 4 깊은 기초, pp. 594~617.
20. Auvinet, G. and Hanell, J. J.(1981). “Negative Skin Friction on Piles in Mexico City Clay”, Proc. 10th ICSMEF, Vol.2, pp. 599~604.
21. Berezantzev V. G.(1961), “Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations”, Proc. of 5th Int. Conf. SMFE. Vol.2, pp. 11~15.
22. Bozozuk, M.(1972). “Downdrag Measurements on a 160 ft Floating Pipe Test Pile in a Marine Clay”, Canadian Geotechnical Journal, Vol.9, No.2, pp. 127~136.
23. 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.
24. Clemente, F. M.(1981), “Downdrag on Bitumen Coated Piles in a Warm Climate”, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.10, No.2, pp. 673~676.
25. 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, pp. 81~112.
26. De Beer, E. (1988), “Different Behavior of Bored and Driven Piles”, Proc. of the 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, pp. 47~78.
27. Endo, M., Minou, A., Kawasaki, K., and Shibata, T.(1969), “Negative Skin Friction Acting on Steel Pipe Pile in Clay”, Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Vol.2, pp. 85~92.

28. Fellenius, B. H.(1972), "Down-drag on Piles in Clay due to Negative Skin Friction", Canadian Geotechnical Journal, Vol.9, No.4, pp. 323~337.
29. Garlanger, J .E., "Measurements of Pile Downdrag Beneath a Bridge Abutment", Transportation Research Record, pp. 61~69.
30. Indraratna B., Balasubramaniam, A. S., Phamvan, P. and Wong, Y. K.(1992), "Development of Negative Skin Friction on Driven Piles in Soft Bangkok Clay", Canadian Geotechnical Journal, Vol.29, pp. 393~404.
31. Johannessen, I. J. and Bjerrum, L.(1965), "Measurement of the Compression of a Steel Pile to Rock due to Settlement of the Surrounding Clay", Proc. 6th ICSMEF, Vol.2, pp. 261~264.
32. Kezdi, A.(1964), "Boclenmechanik", Verlag fur Vauwesen, Berlin, Band 1.
33. Kim, D. H., Bica, A. V. D., Salgado, R., Prezzi, M., and Lee, W. J..(2009), "Load Testing of a Closed-Ended Pipe Pile Driven in Multilayered Soil" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol.135, No.4, pp. 463~473.
34. Meyerhof, G. G.(1951), "The Ultimate Bearing Capacity of Foundation". Geotechnique, Vol.2, pp. 301~332.
35. Meyerhof, G. G.(1956), "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils", ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol.82, No.SM1, pp. 1~19.
36. Meyerhof, G. G.(1976), "Bearing Capacity of Settlement of Pile Foundations" The 11 Terzaghi Lecture, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol.12, pp. 195~228.
37. NAVFAC(1982), "Soil Mechanics Design Manual", Depratment of the Navy Facilities Engineering Command, pp. 192~196.
38. Peck, R. B., Hanson, W. E. and Thornburn T.H.(1974), "Foundation Engineering", Second Edition, Wiley, New York, p. 362.
39. Pile Dynamics, Inc.,(1993), "PDA Pile Driving Analyzer", Cleverland, Ohio.
40. Poulos, H. G. and Davis, E. H.(1980), "Pile Foundation Analysis and Design", John Wiley and Sons, New York.
41. Randall K. B. and Jean L. B.(1994). "Measured Downdrag on Seven Coated and Uncoated Piles in New Orleans", ASCE, Geotechnical Special Pub., No.40,

pp. 1011~1027.

42. Skempton, A. W.(1951), "The Bearing Capacity of Clays", Building Research Congress, London ICE, div. 1 p. 180.
43. Tawfig, K. S.(1994). "Laboratory Investigation on Bitumen Coating Polyethylene Sheeting for Downdrag Reduction in Piles", ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol.17, No.2, pp. 171~184.
44. Terzaghi, K.(1963), "Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Ins., pp. 130~133.
45. Terzaghi, K. and Peck, R.(1948), "Soil Mechanics in Engineering Practice", Newyork, John Wiley & Sons, p. 566.
46. Tomlinson, M. J.(1972), "Pile Design Construction Practice", A Viewpoint Publication, pp. 12~35.
47. US Army Corps of Engineers(1991), "Design of Pile Foundations", Engineering and Design, p. 24.
48. Vesic, A. S.(1943), "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", Highway Research Record, Vol.39, pp. 112~153.
49. Vesic, A. S.(1967), "Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundation in Sand", Brg. Capy. and Settlements of Foudation., Duke University, Durhamm, N. C., pp. 53~68.
50. Vesic, A. S.(1977), "Design of Pile Foundation". NCHRP Synthesis of Highway Practice No.42, Transportation Research Record, National Research Council, Washington, D. C
51. Walk, L. K. and Darvall. P. L.(1973). "Downdrag on Coated and Uncoated Piles", Proc. 7th ICSMEF, Vol.2, pp. 257~262.

감사의 글

저의 과거를 되돌아보니 학위과정은 학문의 길보다는 어찌 보면 인격수양의 과정에 더 가까운 것 같습니다. 이제야 비로소 모든 과정을 마치고 논문의 마지막 끝을 감사의 글로 정리하려고 하니 그 동안 부족한 저에게 베풀어 주신 모든 분들이 너무 많아 마냥 고개를 숙이게 합니다.

부족한 저를 현재의 자리까지 이끌어주시고 지도해주신 지도교수 김대현 교수님께 고개 숙여 깊은 감사의 말씀 전합니다. 김대현 교수님의 헌신적인 지도편달과 채찍질이 없었으면 본 박사논문이 완성되지 못하였을 것입니다.

그리고 부족한 줄 알면서도 저의 초라한 논문을 끝나는 날까지 세밀히 검토하시며 심사해 주신 조선대학교 박길현 교수님, 김운중 교수님, 김성홍 교수님, 박정웅 교수님께 고개 숙여 깊은 감사의 말씀을 전해드리고자 하며, 박상준 교수님, 이원희 교수님께도 깊이 감사드립니다. 교수님들의 세심한 배려 덕분에 그나마 비로소 논문으로서의 틀을 갖추게 되어 이 자리에 설수 있게 되었습니다.

비록 이 세상에는 안계시지만, 부족한 저를 제자로 받아드려 자식처럼 챙겨주시며 사랑으로 베풀어주신 고 안종필 교수님께도 머리 숙여 깊은 감사의 말씀을 전합니다.

저의 논문이 완성되기까지 불철주야 고생한 포스코 에이앤씨의 임재춘 박사님 그리고 토질실험실의 박사과정 박경호 선생과 석사 김호철 선생, 정신규 선생, 전상주 선생, 석사과정 이태광 선생, 임대훈 선생, 서홍욱 선생들께도 깊은 감사드립니다.

아울러, 지금까지 저와 함께 논문준비로 희노애락하며 깊은 애정으로 감싸주고 챙겨주신 김현태 선배님께도 공학박사가 되셨음을 진심으로 축하드립니다.

대학원시절부터 현재에 이르기까지 정신적으로 힘이 되어 주신 지반공학연구실의 유덕찬 박사님, 박주원 박사님, 박상범 박사님, 박경호 박사님, 김규덕 박사님, 김일구 박사님, 안기문 박사님께도 깊은 감사의 말씀 전해드리며, 논문이 완성되어 가는 과정에서도 격려를 아끼지 않으신 지반공학연구실산악회 박용훈 회장님, 김석호 선배님, 박병길 선배님, 서재우 선배님 그리고 제가 아끼는 후배들인 최진호 선생, 김진택 선생들께도 이 기쁨을 함께 하고 싶습니다.

회사업무를 하면서 고난과 역경이 있을 때마다 위로와 격려의 소주잔을 기울이며 희망을 안겨주신 정순석 사업부장님 너무나도 사랑한다는 말씀 전해 드리며, 임동환 팀장님, 공양환 팀장님, 임창진 팀장님, 김장연 과장님, 최원호 과장님, 김영식 과장님, 김우철 과장님, 신홍래 대리, 김태훈 대리, 이현우 대리 이학수 주임, 그리

고 이재근 고문님, 최재희 대표님, 김연호 기획팀장님, 석철준 사업부장님, 이용상 사업부장님, 엄진호 사업부장님 등 모든 분들께 베풀어 주신 은혜를 가슴 속 깊이 새기면서 기대에 어긋나지 않도록 맡은바 직분에 최선을 노력을 다하겠습니다.

지금까지 직장생활 하면서 동생처럼 챙겨주신 조승렬 박사님, 김용주 박사님, 김태균 박사님, 이재우 박사님께도 깊은 감사 말씀 드립니다.

어렵고 힘들었던 학창시절 제 곁에서 많은 조언과 격려를 아끼지 않으셨던 존경하는 은사님 이준근 선생님께 이 영광을 드리고 싶습니다.

늘 사랑과 관심으로 든든한 후원자가 되어 주신 어머니의 희생과 사랑이 아니었으면 제가 오늘 이 자리에 없었을지도 모릅니다. 홀로 되신지 벌써 26년이 지나면서 어머니의 강인하고 인자하신 모습은 앞으로도 이 아들에게는 그 무엇보다도 바꿀 수 없는 ‘인생에 멘토’ 이십니다.

그리고 50대의 짧은 인생에 고인이 되신 아버님의 영전에 이 작은 영광을 올리고 싶습니다. 또한 정신적으로 든든한 후원자가 되어 주신 큰형님 허동균, 둘째형님 허양균, 셋째형님 허윤균, 그리고 큰형수님 홍문희, 작은형수님 이기숙, 사랑하는 조카들에게도 항상 가족의 한 일원으로서 더욱 성실히 발전하는 모습 보여드리고자 합니다.

부족하지만 묵묵히 지켜봐주신 장인어른, 장모님 및 동서, 처제, 처남에게도 감사의 말씀 전합니다.

논문이 완성되기까지 응원해주시고 도움을 주신 분들을 일일이 실명으로 거론드리지 못하고 부득이 본 지면을 빌어 모든 분들께 감사의 마음을 전하게 됨을 송구스럽게 생각합니다.

앞으로 있을 기쁨과 슬픔을 함께 나눌 수 있도록 곁에 있는 사람 아닌 멀리 떨어져 계셔도 여유를 품을 수 있는 성실한 사람으로 거듭나도록 하겠습니다.

끝으로 저의 평생의 동반자이자 사랑하는 아내 김인덕 사랑하는 딸 허승유 아들 허재유에게 앞으로도 더욱 노력하고 헌신하며 발전해가는 가장이 되겠다는 약속을 전합니다.

이 작은 결실이 앞으로 저에게 어떤 결과로 다가 올지 모르겠지만 지나온 날의 삶을 반성하며 더욱 진보해나가는 모습을 저와 함께하는 모든 분들께 약속드리며 어떤 역경이 온다하더라도 항상 최선을 다하는 모습을 보이도록 하겠습니다.

감사합니다.

2013년 8월

허 홍 균 拜上