



저작자표시 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

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

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

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

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

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

[Disclaimer](#) 

2013年 8月
博士學位論文

강관말뚝의 목표신뢰성지수 및
저항계수 산정

朝鮮大學校 大學院

土木工學科

金 玄 泰

강관말뚝의 목표신뢰성지수 및 저항계수 산정

Calculation of Target Reliability Index and
Resistance Factor for Steel Piles

2013年 8月 23日

朝鮮大學校 大學院

土木工程學科

金 玄 泰

강관말뚝의 목표신뢰성지수 및
저항계수 산정

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

金 玄 泰

金玄泰의 博士學位論文을 認准함.

委員長 朝鮮大學校 教授 박 길 현 (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 김 운 중 (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 김 성 홍 (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 박 정 응 (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 김 대 현 (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 말뚝의 기초설계 및 설계지지력	7
2.1 말뚝의 분류 및 기초설계	7
2.2 말뚝의 재하시험	11
2.3 말뚝의 설계 지지력	13
2.3.1 허용응력설계법(Allowable Stress Design)	14
2.3.2 하중저항계수설계법(Load Resistance Factor Design)	17
2.3.2.1 말뚝기초의 공칭강도	20
2.3.2.2 말뚝기초에 대한 저항계수(ϕ)	21
2.3.3 유로코드(Eurocode)의 소개	28
2.4 불확실성(Uncertainty)을 고려한 기초설계	30
2.4.1 토질정수의 불확실성의 의미	34
2.4.2 말뚝기초 지지력 계산과 설계문제	34
2.4.3 침하량과 기초설계 문제점	36

제3장 강관말뚝 기초의 신뢰성 해석방법	37
3.1 신뢰성 분석기법	37
3.1.1 개요	37
3.1.2 FOSM의 근사적 해석	40
3.1.2.1 MFOSM의 근사적 해석	40
3.1.2.2 AFOSM의 방법	43
3.1.3 몬테카를로 시뮬레이션 기법	49
3.2 강관말뚝의 설계 극한지지력 산정방법	51
3.2.1 정역학적지지력 공식	51
3.2.2 Meyerhof 지지력공식	56
제4장 강관말뚝 기초의 신뢰성 해석 예 및 설계기준 제시	58
4.1 해석대상	58
4.2 해석대상의 지형 및 지질	61
4.3 대상지반의 지반현황	63
4.4 재하시험에 의한 극한지지력 산정	67
4.5 지지력 공식에 의한 극한지지력 산정	83
4.6 저항편향계수 산정	90
4.7 강관말뚝기초의 신뢰성 평가	102
4.7.1 신뢰성 해석 프로그램 개발	102
4.7.2 일계신뢰성해석기법에 의한 신뢰성 평가	106
4.7.3 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰성 평가	108
4.7.4 강관말뚝기초의 목표 신뢰성지수 결정	116
4.7.5 저항계수 산정	116

제5장 결 론 ----- 120

참 고 문 헌 ----- 123

표 목 차

표 2.1 PHC말뚝과 강관말뚝 비교	08
표 2.2 일반구조용 탄소강관의 종류(KSD 3566-1994)	09
표 2.3 말뚝재료별 허용압축응력	10
표 2.4 강관말뚝 이음의 의한 허용하중 감소율	10
표 2.5 하중-침하-시간 관계를 이용한 지지력 판정방법	12
표 2.6 미국의 LRFD Bridge Code의 저항계수	23
표 2.7 말뚝기초에 대한 저항계수(캐나다의 Ontario Bridge Code)	24
표 2.8 말뚝기초의 재료에 대한 저항계수(Canadian Bridge Code)	24
표 2.9 말뚝기초의 저항계수(Florida Dot)	25
표 2.10 말뚝의 저항계수(Austroroad Code)	25
표 2.11 지반의 분류등급과 지반조건	31
표 2.12 지반분류와 부분안전율	32
표 2.13 R_{ult} 계산을 위한 x_i	35
표 2.14 부분안전율 Y_b , Y_s 및 Y_t	36
표 3.1 구조물의 신뢰성 해석 및 설계방법	38
표 3.2 신뢰성지수 β 와 파괴확률 P_f 과의 관계	50
표 3.3 내부마찰각(ϕ)과 지지력계수(N_q)과의 관계	52
표 3.4 주변마찰력을 산정을 위한 토압계수(K_s)	53
표 3.5 말뚝표면과 흙의 마찰각 δ	53
표 4.1 광양지역 말뚝 구분별 본수	59
표 4.2 건기연 보고서 말뚝 직경별 본수	60
표 4.3 광양지역 시추조사 결과	65

표 4.4	광양지역 N치 분석결과	66
표 4.5	각 기준에 따른 참고문헌 및 제안자	68
표 4.6	전 침하량기준(한국지반공학회 2002)	73
표 4.7	광양지역 측정지지력 측정값	76
표 4.8	광양지역 각 기준에 따른 평균과 표준편차	77
표 4.9	건기연 보고서 극한지지력 측정값	79
표 4.10	건기연 보고서 각 기준에 따른 평균과 표준편차	82
표 4.11	광양지역 지반물성치 현황	85
표 4.12	광양지역 지지력 산정	86
표 4.13	건기연 보고서 지반물성치 현황	87
표 4.14	광양지역 선단부 $N < 50$ 지지력	91
표 4.15	광양지역 선단부 $N \geq 50$ 지지력	92
표 4.16	광양지역 선단부 N치 에 의한 저항편향계수의 통계특성치	94
표 4.17	건기연 보고서 선단부 $N < 50$ 지지력	96
표 4.18	건기연 보고서 선단부 $N \geq 50$ 지지력	97
표 4.19	건기연 보고서 선단부 N치에 의한 저항편향계수의 통계특성치	100
표 4.20	전체 선단부 N치에 의한 저항편향계수의 통계특성치	101
표 4.21	광양지역 일계신뢰성해석기법에 의한 신뢰성지수 산정결과	107
표 4.22	광양지역 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률-신뢰성지수 산정결과	108
표 4.23	광양지역 신뢰성해석 기법에 의한 파괴확률 및 신뢰성지수 분석 결과	109
표 4.24	건기연 보고서 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률-신뢰성 지수 산정결과	110
표 4.25	전체 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률-신뢰성지수 산정	

결과	111
표 4.26 선단부 $N < 50$ 정역학공식 비교	112
표 4.27 선단부 $N < 50$ Meyerhof식 비교	113
표 4.28 선단부 $N \geq 50$ 정역학공식 비교	114
표 4.29 선단부 $N \geq 50$ Meyerhof식 비교	115
표 4.30 광양지역 신뢰성지수에 따른 저항계수 산정결과	117
표 4.31 건기연 보고서 신뢰성지수에 따른 저항계수 산정결과	118
표 4.32 전체 신뢰성지수에 따른 저항계수 산정결과	118

그림 목 차

그림 1.1 연구의 수행절차	6
그림 2.1 말뚝재료에 의한 말뚝의 분류	7
그림 2.2 허용응력(ASD) 설계 접근법	15
그림 2.3 LRFD 설계 접근법	18
그림 2.4 하중Q와 저항 R의 확률밀도함수	19
그림 2.5 공칭강도 결정을 위한 사질토와 점토에서의 재하시험 곡선	20
그림 2.6 한계상태설계법의 정의	28
그림 2.7 토질특성에 따른 불확실성의 분류	30
그림 3.1 S와 R의 분포	41
그림 3.2 파괴확률 P_f 의 분포	42
그림 3.3 표준화된 공간에서의 신뢰성지수 β	44
그림 3.4 U의성분들이 무상관일때의 설계점 결정	46
그림 3.5 MCS에 의한 난수발생절차	49
그림 3.6 MCS에 의한 파괴확률(P_f) 산정절차	50
그림 3.7 지지력계수 N_c	54
그림 3.8 타입말뚝의 부착력계수	55
그림 4.1 광양지역 말뚝 직경, 재질, 길이에 따른 분류	59
그림 4.2 건기연 보고서 말뚝 직경, 재질, 길이에 따른 분류	61
그림 4.3 지질도 및 지형도	63
그림 4.4 표준관입시험 시추조사 및 깊이별 N치 분포도	67
그림 4.5 Davisson 방법에 의한 분석결과	69
그림 4.6 Shape of Curve 방법의 의한 분석결과	70

그림 4.7 DeBeer 방법(1970)에 의한 분석결과	71
그림 4.8 $\Delta=25.4\text{mm}$ 방법에 의한 분석결과	72
그림 4.9 $\Delta=0.1B$ 방법에 의한 분석결과	72
그림 4.10 $S - \log t$ 분석결과	74
그림 4.11 광양지역 정재하시험(사하중) 전경사진	75
그림 4.12 광양지역 선단부 $N<50$ 의 측정지지력과 설계지지력 비교	93
그림 4.13 광양지역 선단부 $N\geq 50$ 의 측정지지력과 설계지지력 비교	93
그림 4.14 건기연 보고서 선단부 $N<50$ 의 정지지력과 설계지지력 비교	98
그림 4.15 건기연 보고서 선단부 $N\geq 50$ 의 정지지력과 설계지지력 비교	99
그림 4.16 FORM 신뢰도 해석 프로그램	102
그림 4.17 FORM 신뢰도 해석 알고리즘	103
그림 4.18 MCS 신뢰도 해석 프로그램	104
그림 4.19 MCS 신뢰도 해석 알고리즘	105

ABSTRACT

Calculation of Target Reliability Index and Resistance Factor for Steel Piles

Kim, HyeonTae

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

Department of Civil Engineering,

Graduate School of Chosun University

The necessity of developing the load and resistance factor design(LRFD) for foundations has recently been increased, since the limit state design is requested as international technical standard for the foundation of structures.

In this thesis, to implement LRFD for foundation structures in Korea, the target reliability index and resistance factor for static bearing capacity of driven steel pipe piles were calibrated in the framework of reliability theory.

The 16 data in Gwangyang and the 57 data (Korea Institute of Construction Technology, 2008) sets of static load tests and soil property tests conducted in Korea were collected along with available subsurface investigation results.

The static bearing capacity formula and the Meyerhof method using N values were used to calculate the expected design bearing capacities of the piles. The resistance bias factors were evaluated for the two static design methods by comparing the representative measured bearing capacities with the expected design values.

Reliability analyses were performed by two types of advanced methods: the First Order Reliability Method(FORM) and the Monte Carlo Simulation(MCS)

method using resistance bias factor.

Based on the analyses, the target reliability indices and resistant factors were suggested for driven steel pipe piles under the LRFD framework, leading to accelerating the implementation of LRFD in place of allowable stress design.

제1장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

지반의 지지력이 충분하지 못하거나 침하가 과도하게 일어나는 경우에는 깊은기초를 설치하여 지지력이 충분히 큰 하부의 토층이나 암반층에 구조물의 하중을 전달하게 하며, 깊은기초 중에서 가장 일반적인 방법이 강관말뚝기초이다. 강관말뚝은 타입이나 압입 등의 방법으로 주위의 지반을 배제하면서 지반내부에 설치하는 길이가 긴 기둥모양의 강관부재를 말하며, 기초부가 강관말뚝으로 지지된 기초를 강관말뚝기초라 한다.

구조물의 기초를 설계함에 있어 현재 국내에서는 일반적으로 허용응력설계법(ASD : Allowable Stress Design)을 적용하고 있다. 허용응력설계법에서 강관말뚝의 관입에 의한 일량 사이의 평형조건으로부터 유도된 동역학적 지지력공식으로 산정된다. 산정된 지지력과 상부구조물에서 전달되는 하중간의 안정성에 대한 해석은 주로 허용안전율의 개념으로 나타내는 것이 현재의 관용적 방법이다.

이와 같은 확정론적 방법에 의한 지지력 산정공식의 신뢰성은 지반의 복잡 다양성으로 인하여 아직 확실하게 정립되지 못한 실정이다. 이 때문에 상대적으로 중요한 구조물의 지지력을 결정하기 위해서는 실제 지반에 설치된 강관말뚝에 직접 하중을 가하는 재하시험이 많이 이용되고 있으나 말뚝의 재하시험 결과로부터 지지력을 판단하는 것도 그다지 용이하지는 않다. 뿐만 아니라 설계에 필요한 지지력을 결정하는 판정기준도 다양하여 각 기준에 의하여 결정된 지지력 사이에는 큰 차이가 있다. 따라서 보다 정확하고 과학적인 확률론적 지지력 판정기준의 개발이 절실한 실정이다.

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

적인 설계가 가능하도록 하고 있다.

국외를 살펴보면 북미와 유럽을 중심으로 구조물 설계와 관련하여 신뢰성 기반 설계방법을 이미 도입하여 그 기준이 정립되었으며, 특히 유럽에서는 부분안전율을 사용한 설계개념을 직접 실무에 적용해 지반구조물의 설계에 사용하고 있다. 또한 국제표준화기구(ISO)의 설계표준(ISO2394)뿐만 아니라 미국의 대표적인 설계시방서인 미연방도로국의 시방기준(AASHTO LRFD Bridge Design Specification), 유럽연합의 설계코드(Eurocode)에서 신뢰성기반 설계가 포함되었으며, 특히 미국의 경우 2007년부터 교량설계시 하중저항계수설계법의 사용이 의무화되었다. 현재 국제기술의 표준화 작업이 급속도로 이루어지고 있는 상황을 고려해 볼 때 강관말뚝 기초의 설계에 있어서도 하중저항계수설계법으로의 변화는 필연적이며, 이를 위한 연구개발 등 국내의 대비가 필요한 시점이다.

하중저항계수설계법은 신뢰성 이론에 기초하고 있으며, 설계변수와 관련된 불확실성들을 합리적인 신뢰성 이론 체계로서 정량화한다. 또한 일정 기준을 통해 신뢰도 또는 파괴확률을 평가함으로써 일관된 수준의 안전율을 확보할 수 있다.

본 연구에서는 강관말뚝 기초의 설계에 있어 하중저항계수설계법의 도입을 위해 2차모멘트 법에 의한 신뢰성 해석모델인 Cornell의 MFOSM(Mean First Order Second Moment) 방법과 무작위로 변동하는 하중과 저항인자들의 불확실성을 모사하기 위한 MCS(Monte Carlo Simulation)방법을 이용한 신뢰성 해석 프로그램(MATLAB)을 개발하였다. 프로그램의 검증을 위해 광양지역 16개의 항타말뚝 재하시험 결과와 2008년 한국건설기술연구원(이하 건기연)에서 작성한 “LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구”에서 이용된 57개의 항타말뚝 재하시험 결과를 취합하여 하중저항계수설계법에 따른 목표신뢰성지수 및 저항계수 해석 결과를 건기연보고서와 비교하였다. 이를 통해 강관말뚝 기초에 대한 LRFD의 적용성을 검토하고 광양지역에 적합한 강관말뚝 기초의 하중저항계수설계법에 의한 설계기준을 제시하고자 한다.

1.2 연구동향

말뚝기초의설계는 전통적으로 허용응력 설계법에 의해 지지력을 계산하고 있다.

말뚝기초의 지지력 문제는 상당히 오래된 문제이나 양질의 현장 실험 데이터의 부족 등으로 인해 아직도 연구가 필요하다(Kim, D. 등, 2009), (Lee, W. 등, 2010).

신뢰성이론은 Freudenthal(1947)과 Pugsley(1955)에 의해 발표되면서 유럽과 북미지역을 중심으로 신뢰성에 기반을 둔 구조물 설계기준에 관한 연구가 활발히 진행되었다. 특히 Cornell(1969)이 평균 제1계 2차모멘트 방법을 발표한 이래 신뢰성 방법의 적용에 대한 연구가 빠른 속도로 진행되었다. 그러나 Cornell(1969)의 MFOSM방법은 확률분포의 범위가 정규 분포라야 한다는 제한, 한계상태 함수의 표현 형태에 따른 해의 유일성 결여 등이 문제점으로 지적되어 사용상에 한계가 있었다. 이 때문에 Hasofer, Lind(1974)가 표현형태에 따른 문제를 해결하였고, Rackwitz와 Fiessler(1978)가 비정규분포를 등가정규 분포로 변환하는 알고리즘을 개발하여 확률변수의 분포에 대한 제한문제를 해결하였다. 또한 Shinozuka(1983)가 이때까지의 연구에 확률변수의 상관관계를 포함시켜 AFOSM방법을 완성하였고, 그 후 구조물의 신뢰성해석에 적용되고 있다. 이러한 신뢰도 기법을 바탕으로 한 설계기준으로는 유럽을 중심으로 한 한계상태설계법(Lsd; Limited States Design), 미국을 중심으로 한 하중저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design)등이 있다.

지반공학과 관련된 신뢰성 연구로는 덴마크 지반공학협회의 Hansen, B.(1953)에 의해 부분 안전율 개념이 제안되어 설계기준에 적용된 이후로 유럽연합위원회(CEC;Commission of European Communities)는 하중, 토질정수, 설계공식 및 시공오차 등에 대한 부분안전율개념을 도입하였다

또한 Lumb(1966), Singh(1971), Schultze(1975)등이 토질정수에 대하여 통계학적 자료분석을 수행하였고, Wu와 Kraft(1967)는 기초의 안전율 확률산정법을 발표하였으며, Matsuo(1974), Vanmarcke(1977), Tobutt(1979), Yucemen(1983), Baecher(1987)등이 사면지반에 대한 신뢰도 해석연구를 수행하였다.

유럽 건설설계표준위원회는 국제 표준화기구(ISO)의 부속 기술위원회인 TC 250에 Eurocode를 제정하면서 기초구조물의 설계와 관련된 Eurocode 1의 “Basis of Design and Action on Structures”와 Eurocode 2의 “Geotechnical Design”을 포함하여 소요 안전율의 확보를 위해서 부분안전율법을 도입하였다.

미국과 캐나다를 중심으로 한 북미 선진국에서는 Eurocode와는 달리 하중저항계수설계법

을 개발하였으며, 이는 미국 연방도로국의 교량설계기준(AASHTO 2007)과 구조물에 대한 미국립표준설계기준(ANSI)에 포함되었다. 캐나다에서는 기초공학 매뉴얼(Canadian Foundation engineering Manual)에 기초구조물의 신뢰성 기반 설계기준을 포함하여 실무에 적용하고 있다(Canadian Geotechnical Society, 1992). 또한, 호주의 Austroads 교량설계기준에서도 깊은 기초의 시공에 관한 저항계수를 제시하고 있다(Austrroads, 1992).

국내 연구를 살펴보면, 조효남(1983)이 신뢰성 이론에 의한 옹벽구조물의 안정해석에 관한 연구를 수행하였고, 이증빈(1990)은 신뢰성이론에 의한 말뚝기초의 안정해석에 관한 연구를 수행하였다. 또한 양우식(1992)은 사면의 신뢰성 해석을 수행하였고, 심태섭, 주승완(2000) 등은 점추정법에 의한 암반사면의 신뢰성 해석을 수행하였으며, 안종필(2007)은 측방유동을 받는 교대말뚝기초의 신뢰성 해석을 수행하였다.

강관말뚝 기초의 설계에 있어 하중저항계수설계법의 도입을 위해서는 하중과 저항의 불확실성을 고려한 하중계수와 저항계수의 합리적인 정의가 선행되어야 하며, 특히 저항계수의 경우 지역의 지질학적 특성, 설계 및 시공관행, 경험특성 등 많은 요소에 의해 좌우되는 특정한 값이므로 국내 실정에 맞는 저항계수의 산정이 필연적이다. 이에 한국건설기술연구원에서 실시한 “LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구”라는 주제로 말뚝기초의 설계 및 시공과 관련된 국내의 2000여개의 통계자료를 토대로 강관말뚝의 저항계수를 제안한 바 있고, 이를 도로교 설계 기준해석(2008)에 수록하였다.

1.3 연구내용 및 방법

허용응력설계법과 하중저항계수설계법의 가장 큰 차이점은 허용응력설계법에서는 강관말뚝의 저항능력을 결정하고 이를 구조물의 작용하중과 비교하는데 있어 주로 경험과 판단에 근거한 하나의 안전율(전체안전율)을 사용하는 반면, 하중저항계수설계법에서는 대상 구조물에 대하여 정의된 각각의 한계상태에 대하여 신뢰성 이론에 근거하여 구조물의 작용하중과 강관말뚝의 저항능력의 불확실성을 고려하고, 이를 반영하기 위해 부분안전율(Partial Safety Factor)라 불리는 하중계수(Load Factor)와 저항계수(Resistance Factor)를 사용한다는 점이다.

허용응력설계법은 사용하기에 간단하다는 장점은 있으나, 하중과 구조물의 저항능력을 산

정하는데 있어 각각에 포함된 불확실성을 구분하여 고려하지 못하며, 하중조건이 변함에 따라 설계된 구조물의 안전수준이 변할 수 있다는 단점이 있다. 반면에 하중저항계수설계법은 하중과 저항능력에 포함된 불확실성의 정도를 구분하여 설계에 반영하고 각기 다른 구조물의 하중조건과 한계상태에 대해서도 일정한 안전수준을 유지하도록 설계를 유도함으로써 잠재적으로 경제적인 설계를 가능하게 한다는 장점이 있다.

현재 구조분야에서는 신뢰성 해석과 설계에 대한 이론적 정립이 일반화되어 하중저항계수설계법으로의 전환을 서두르고 있으나, 상대적으로 불확실성이 높은 지반분야에서는 현재 이에 대한 연구가 미비한 실정이다. 따라서 기초지반 및 기초구조물에 대한 신뢰성 해석과 설계를 위해서는 기초지반 특성의 불확실량 산정에 대한 심층적인 연구가 선행되어야 하며, 강관말뚝 기초의 경우 특히 국내 실정에 맞는 저항계수의 산정이 필연적이다. 본 연구에서는 건기연, 서울대학교, 전남대학교에서 제안한 도로교 설계기준해석(2008)의 저항계수 값이 현재까지는 가장 신뢰할 만한 데이터인 것으로 판단하여 이를 이용하여 신뢰성 해석을 수행하였다.

본 연구에서는 강관말뚝 기초의 하중저항계수설계법에 있어 위의 불확실량을 사용한 신뢰성 해석 방법으로 2차모멘트법에 의한 신뢰성 해석모델인 Cornell(1969)의 MFOSM(Mean First Order Second Moment)방법과 무작위로 변동하는 하중과 저항인자들의 불확실성을 모사하기 위한 MCS(Monte Carlo Simulation)방법을 이용하였으며, 이에 따른 신뢰성 해석 알고리즘으로 정립하고, MATLAB(Matrix Laboratory) 프로그램에서 구현되도록 Tool Box를 작성하였다.

한편 개발된 프로그램의 검증을 위해 광양지역의 16개 재하시험 자료와 건기연보고서의 57개의 재하시험 자료를 이용하여 하중저항계수설계법에 따른 지지력 해석결과를 비교하였다. 이때 지지력 산정방법은 구조물 기초설계기준(2003, 한국지반공학회)에서 제안하고 있는 정역학적 지지력 방법과 Meyerhof가 제안한 N값을 활용한 경험적 방법을 연구대상으로 하였으며, 이를 통해 강관말뚝 기초에 대한 LRFD의 적용성을 검토하고 광양 실정에 적합한 강관말뚝 기초의 하중저항계수설계법에 의한 설계기준을 고찰하였다. 그림 1.1은 본 연구의 수행절차를 보여주고 있다.

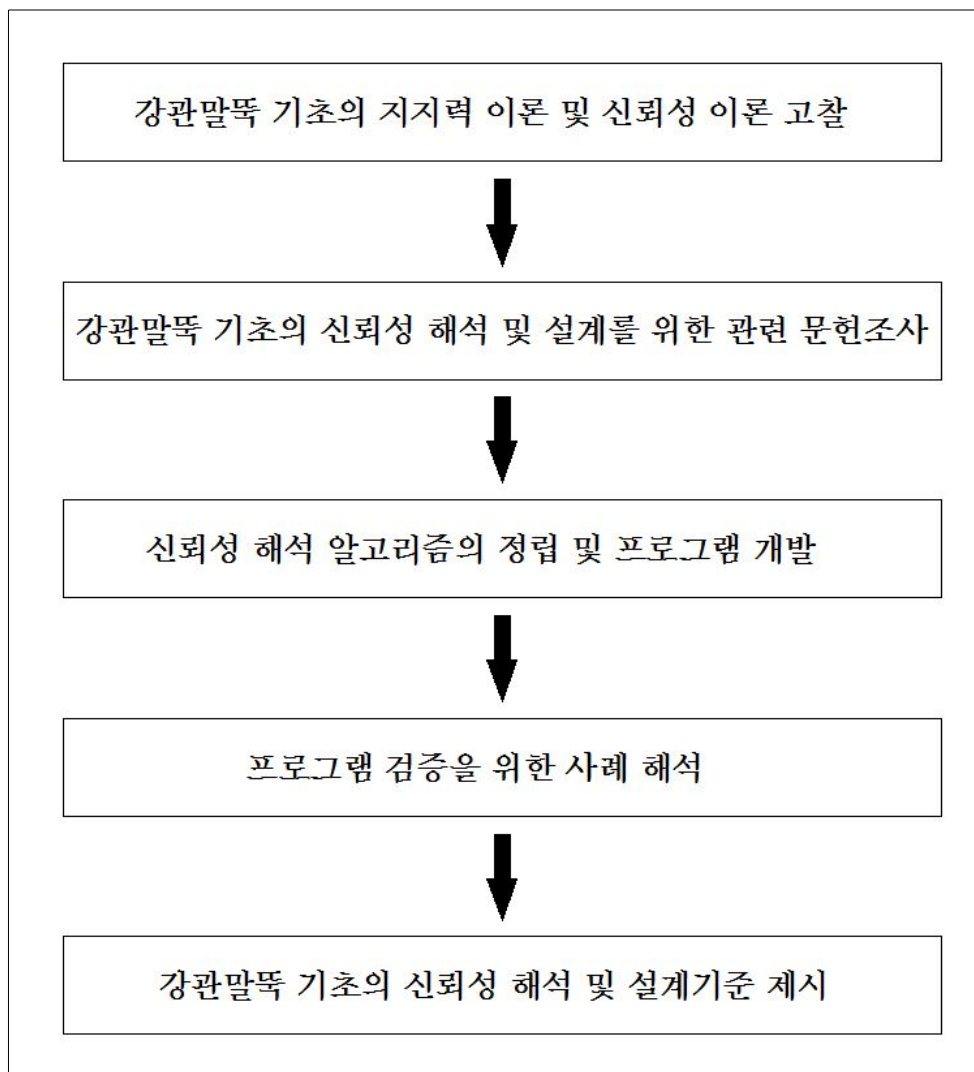


그림 1.1 연구의 수행절차

제2장 말뚝의 기초설계 및 설계 지지력

2.1 말뚝의 분류 및 기초 설계

그림 2.1과 같이 깊은기초의 재질에 따른 분류를 살펴보면 나무말뚝, 콘크리트말뚝, 강말뚝, 합성말뚝으로 분류된다.

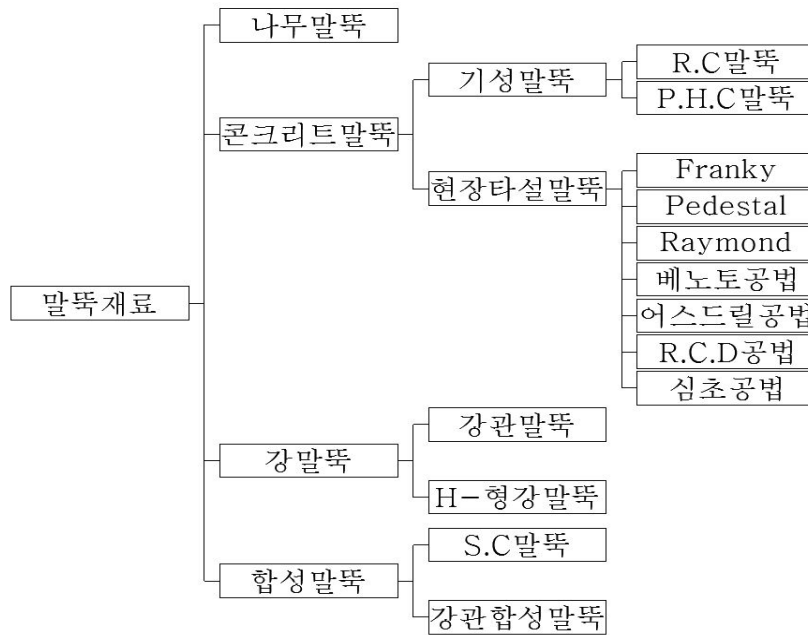


그림 2.1 말뚝재료에 의한 말뚝의 분류

이와 같이 최근에는 플랜트기초, 대형건물, 대형교량 등에 경제성, 시공성, 안정성을 고려하여 대표적으로 강관말뚝과 PHC 콘크리트 말뚝 사용이 증가하고 있으며, PHC 콘크리트 말뚝과 강관말뚝의 적용범위, 시공방법, 시공조건, 장·단점은 표 2.1과 같다. 강관말뚝은 KS 기준을 토대로 하고, 국내에서 강관말뚝을 설계할 때는 구조물 기초설계기준(1986) 또는 도로교표준시방서(1996) 내용을 기준으로 하며, 그 밖에 설계시에는 발주자에 따라 고유의 설계기준을 제시하기도 한다. 그러나 전반적으로 표준관입시험이 위주가 되는 지반조사 내용을 참고하여 기존의 설계내용을 답습하는

정도의 설계가 대부분이며, 해당 지반조건별로 말뚝의 항타시공 관입성이나 최적 항타장비 선정에 대한 고려는 거의 되지 않고 있는 실정이다. 최근 항타말뚝의 지지력 평가에 큰 영향을 미치는 시간경과에 따른 말뚝 지지력 변화현상도 설계시 고려하지 못하고 있어 강관말뚝의 사용효율을 저하하는 주된 원인이 되고 있다.

표 2.1 PHC말뚝과 강관말뚝 비교

구 분	고강도 콘크리트말뚝(P.H.C)	강관말뚝
적용 범위	15m 이하 지지층에 양호. 지하수위가 높은 지역 불리. 30cm이상의 호박돌, 전석이 있을 경우 항타 곤란. 건축구조물의 기초말뚝에 주로 사용.	쌓기, 연약지반 및 일반지반. 지지층이 깊은 경우. 10cm 이하의 자갈층. 풍화암까지 항타 가능. 30cm 이상의 호박돌, 전석, 암반은 항타 곤란.
시공 방법	항타기를 이용한 직타 또는 천공후 항타. 매입말뚝 적용시 시멘트 풀 주입.	항타기를 이용한 직타 또는 천공후 항타. 중굴 말뚝 시공시 별도의 시멘트풀 주입 불필요.
시공 조건	Pile이음 및 절단이 곤란 하여 15m이하의 심도에 적용.	Pile 이음, 절단 용이. 운반과 취급 용이.
장·단 점	재료의 부식이 없어 내구성이 비교적 큼. 수직하중이 지배적인 구조물에 적합하나, 수평력 및 모멘트에 대한 저항은 상대적으로 떨어짐. 절단과 연결이 어려워 대심도 기초 적용성 결여. 중량이 크므로 운반시 세심한 주의 요망.	상부 풍화암은 천공할 수 있으므로 소정의 심도까지 근입 가능. 재료특성상 수평력, 모멘트에 대한 저항성이 우수. 공장제품이므로 품질관리가 용이하고 직타시 공사비 저가. 항타시 소음과 진동 유발. 부식 우려 있음.

말뚝의 설계하중을 결정할 때는 말뚝재료의 허용하중과 지반의 허용지지력을 별도로 산정하여 두 값중 낮은 쪽을 선택한다. 그러나 국내의 경우 강관말뚝의 설계하중은 말뚝재료가 허용하는 값보다 낮은 실정이며, 반면 실제 시공된 말뚝의 지지력은 말뚝재료의 허용범위를 초과하는 경우도 많이 나타나고 있어 합리적인 설계와 시공이 정착될 경우 말뚝 재료의 허용하중보다도 높은 지반의 허용지지력을 달성할 수 있을 것으로 판단된다.

강관말뚝재료는 한국 산업규격 KSD 3566-1995(일반구조용 탄소강관)에는 표 2.2와 같이 5종류의 강관을 규정되고 있다.

표 2.2 일반구조용 탄소강관의 종류(KSD 3566-1994)

구 분	인장강도(kg/cm^2)	항복점(kg/cm^2)	비고(종래기호)
SPS290	2,958 이상	-	SPS30
SPS400	4,080 이상	2,397 이상	SPS41
SPS500	5,100 이상	3,621 이상	SPS51
SPS490	4,988 이상	3,213 이상	SPS50
SPS540	5,508 이상	3,978 이상	SPS55

이들 여러 가지 종류의 말뚝재료들 중 국내에서 실제 강관말뚝 기초로 사용된 것은 SPS400이었으나 고강도 강관말뚝의 적용을 위한 연구결과를 토대로 하여 국내에서도 SPS590강관말뚝의 사용이 국내에서 실용화되는 단계에 접어들게 되었다.

말뚝재질에 따른 허용압축응력은 표 2.3과 같이 강관말뚝은 $SPS400\ 1,400kg/cm^2$, $SPS490\ 1,900kg/cm^2$ 의 허용응력에 부식을 고려한 강관말뚝 재료의 유효단면적과 표 2.4의 강관말뚝 이음의 의한 허용하중 감소를 고려하여 말뚝재료의 축방향 압축 허용하중을 다음과 같은 식 (2.1)로 산정한다.

$$Q_a = \left(1 - \frac{\mu_1 + \mu_2}{100}\right) \sigma_c A_p \quad (2.1)$$

여기서, σ_c : 허용압축응력

μ_1 : 말뚝의 세장비에 의한 저감율($=L/d-n$)

L : 말뚝길이

d : 말뚝직경

n : 저감율을 고려하지 않아도 되는 세장비($n=100$)

μ_2 : 현장 용접이음에 대한 저감율($=m \times 5$)

m : 용접이음 개소수

표 2.3 말뚝재료별 허용압축응력

구 분	말 뚝 재 료	장기허용압축응력 (kg/cm^2)
기성말뚝	PHC말뚝	$\sigma_{ck}/4 \leq 200$
	SPS400강말뚝	1,400
	SPS490강말뚝	1,900
현장말뚝	수중타설 콘크리트 말뚝	$\sigma_{ck}/5 \leq 50$
	비수중타설 콘크리트 말뚝	$\sigma_{ck}/5 \leq 60$

표 2.4 강관말뚝 이음의 의한 허용하중 감소율

이음방법	용접 이음	볼트식 이음	충전식 이음
감소율	5%/개소	10%/개소	최초 2개소 : 20%개소 3개소째 : 30%개소

2.2 말뚝의 재하시험

재하시험은 채용을 예정하고 있는 말뚝에 대해서 실제로 사용되는 상태 또는 이것에 가까운 상태에서 말뚝하중·침하량 관계 등 말뚝지지력판정의 자료를 얻는 것을 목적으로 하고 있다.

말뚝허용지지력을 구하는 방법으로서 많은 정역학적 지지력이론이나 동역학적 지지력이론이 제안되어 있는데, 그 정밀도는 결코 만족할 수 없어 신뢰성에 한계가 있는 것이 현재의 실정이다. 이와 같이 지지력 산정식의 정밀도가 충분하지 않은 것은 정역학적 지지력이론에서는 복잡한 특성을 갖는 지반에서 적절한 토질정수를 이끌어내는 것이 곤란한 점과 동역학적 지지력이론에서는 정적 지지력을 동적인 현상에서 추정하는 바에 무리가 있는 것은 물론, 시공시 나타나는 지반변화 등에도 기인하는 것으로 고려된다. 이와 같은 배경으로 많은 기준 등에서는 몇 가지 형태로 재하시험을 실시하는 것을 권장하고 있다. 재하시험은 원위치시험의 일종으로 그 방법이나 지지력판정법에 전혀 문제가 없는 것은 아니다. 그러나 실제로 사용되어지는 지반에 설치한 말뚝이 많은 조건을 포함한 지지력을 구할 수가 있으며, 가장 신뢰성이 높은 지지력 판정법이라고 할 수 있다. 일반적으로 재하시험은 수많은 말뚝지지력을 미미한 개수의 말뚝시험결과에서 결정하므로 그 계획·실시에서 판정법에 이르기까지의 작업은 신중하게 처리되어야 한다. 동시에 후술하는 것과 같은 재하시험과 실제 기초 말뚝 사이의 사용조건이 상이함에도 유의할 필요가 있다.

말뚝의 하중(P)-시간(t)-침하량(S) 관계는 주변마찰력과 선단지지력에 있어 그 특성이 상이하다. 선단지지력과 주변마찰력을 분리하여 측정하는 재하시험결과에 의하면 주변마찰력은 하중증가에 거의 정비례하는 침하량을 보여주며, 말뚝직경과 관계 없이 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 여

러 가지 방법이 제안되어 왔다. 하중-침하량 곡선을 해석하여 항복하중 또는 극한하중을 판정하기 위하여 하중곡선의 특성을 기하학적으로 분석하거나 수학적 변형을 통한 방법, 하중-침하량 외에 침하량 발생의 시간경과에 따른 특성을 추가하여 해석하는 방법, 하중재하에 따른 말뚝재료의 탄성변위를 감안하는 방법 등 다양한 해석기법이 제안되어 왔지만 지반조건, 말뚝조건, 시공조건에 대한 다양함을 모두 만족시키는 범용성 있는 해석법은 아직까지 개발되지 못한 실정이다. 이와 같이 하중-침하량 곡선의 해석문제는 말뚝재하시험 결과로부터 결정되는 설계하중에 각 해석법간 상당한 차이를 발생시키므로 상당히 큰 값의 안전율 적용이 불가피한 실정이다. 이러한 해석기준상 불가피한 차이를 해소하는 방안으로 하중 재하시 발생하는 침하량만을 기준으로 하여 극한하중 또는 설계하중을 결정하는 방법이 폭넓게 사용되고 있으며, 한편으로 항복하중에 의한 해석은 극한하중을 낮게 평가한다는 지적도 있다. 캐나다의 설계기준에서는 도해법에 의한 항복하중의 판정은 반탄성 영역과 반소성 영역의 중간에서 결정되는 경우가 많으며 극한하중을 과소 평가할 수 있음을 지적하고 있다 (Canadian Geotechnical Society, 1985).

하중-침하-시간곡선을 이용하여 말뚝의 극한하중 및 항복하중을 판정하는 방법을 정리하면 다음 표 2.5와 같다.

표 2.5 하중-침하-시간 관계를 이용한 지지력판정방법

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

2.3 말뚝의 설계지지력

현재까지는 건설 관련 구조물을 설계하는 경우에는 소위 시방서를 기준으로 하여 구조물을 설계하여 왔다. 그러나 시방서를 기준으로 하는 설계법이 구조물의 공용성 및 신뢰성을 기준으로 한 새로운 설계기준으로 빠르게 변화하는 현 추세에 비취볼 때 기존의 설계법은 많은 문제점을 지니고 있다. 무엇보다도 시방서를 기준으로 한 설계는 필요한 요구조건을 세부적으로 제시하고 있기 때문에 목표하는 성능을 달성하기 위한 다양한 접근방법을 배제함으로써 설계자의 창의력을 제한하고 있으며, 설계자로 하여금 현실에 안주하도록 한다는 것이다. 또한 새로운 기술에 대한 적용을 어렵게 함으로써 결과적으로 기술발전의 장애요인으로 작용하고 있는 것이 현실이다.

국내의 경우에는 아직까지 한계상태설계법에 대한 체계적인 연구의 미비로 국제적인 기술교류의 대열에 능동적으로 참여하기가 곤란하며, 선진국 수준의 높은 설계기술의 도전에 적절히 대처할 수 없는 실정이다. 이제 우리나라에서도 국제적인 기술교류가 증가됨에 따라 관련 구조물 설계법에 대하여 국가적인 차원에서 실제적인 연구에 착수할 필요성이 대두된 것이다. 한계상태설계법의 국내적용을 위해서는 구조물의 한계상태에 대한 정량적이고 명확한 정의가 필요하다. 예를 들어 사용한계상태는 그 상태로 구조물 또는 부재가 만족하지 않으면 안되는 변형량, 균열폭 등의 조건에 의한 정량적인 정의가 필요한 것이다. 또한, 설계시점에서의 불확정 요인의 합리적인 고려가 필요하다. 즉, 사용기간 중에 작용하는 외력의 변동 및 실제로 작용하는 외력과 설계하중과의 차이나 재료강도, 단면치수, 재료시험결과를 구조물에 적용할 때 포함되는 불확실성에 의한 부재 및 구조물 강도의 변화 등을 충분히 합리적으로 고려하여야 한다.

그리고 국제적인 기술 표준화에 대한 건설 관련자의 인식부족으로 새로운 설계법에 대한 기술적인 적용문제가 해결된다 하더라도 실제 적용과정에서 실무자 사이에 상당기간동안 혼란이 예상되며, 관련되는 각종 건설기준이 새로운 설계법에 부합될 수 있도록 많은 노력이 필요 할 것으로 판단된다. 한계상태설계법을 구조물 설계에 도입하기 위해서는 구조물 거동의 복잡성, 지반의 강도특성이나 여러 설계공법과 그 품질 등에 관한 통계 및 확률, 상부구조 기능에 대한 간접적 평가 등 수 많은 과제를 극복하여야 한다.

한계상태설계법에는 북미에서 사용되는 LRFD법과 유럽공동체에서 사용되는 Eurocode법의 두 가지가 있으며, 기초설계를 하는 경우에 하중저항계수설계법(LRFD)은 최근에 말뚝설계를 포함한 많은 지반공학적 적용에 저항계수의 필요성을 역설했던 버지니아 주립대학의 Barker 등(1991)에 의해 미국 연방도로국의 교량기초 설계법으로 제안되었다. LRFD 법에서의 저항치는 설계 모델에 의해 보정되며 계산된 저항치는 지반과 설계모델의 불확실성을 반영하기 위해서 저항계수를 곱해준다. 그러나 Eurocode법은 저항치를 산정하는 방정식에서 개개의 변수들에 직접 적용되는 부분적인 저항계수 혹은 안전율을 사용하며, 이것은 부분 계수들로서 점착력(c), 내부마찰각(ϕ) 등과 같이 개개의 토질 강도 물성치에 적용된다는 것을 의미한다.

한계상태설계법은 재료강도, 확률론 및 신뢰성 이론으로 가능하게 된 외부하중의 불확실성을 정량화한 후, 구조공학분야에서 1세기 동안 일반적으로 사용되어 왔다. 한계상태 설계법에서의 기본설계 개념은 일반적으로 구조물의 한계상태와 공용성(Serviceability) 한계상태로 분류하고 있다. 이것은 구조물의 파괴와 불안정성과 관련이 되며 기초의 침하와 구조물의 변형과 같은 공용성 상대하의 구조물의 거동과 관련이 있다.

지반공학자들은 지반 구조물의 파괴에 대한 검증을 위해 전체 안전율 접근법, 하중저항계수법, 부분안전율법, 확률론 적접근법 중 하나를 채택한다. 이들 각 방법에 대해 간단히 기술하면 다음과 같다.

2.3.1 허용응력설계법

현재도 교량의 하부기초 설계를 위해 전통적인 설계법인 허용응력설계법이 주로 사용되고 있다. 그러나 이 설계법에서는 기초에 전달되는 작용하중 변동성 요소나 하중을 지지하는 지반이나 암반의 극한강도에서 발생하는 불확실 요소를 안전율(FS)요소에 포함시켜 고려하고 있다. 안전율은 경험적인 값으로 기초의 활동파괴나 항타말뚝의 지지력 파괴 등과 같은 결과를 감소시키기 위한 수단으로 사용되는 값이다. 20세기의 대부분의 지반공학자들은 구조물 설계시 허용응력 설계법을 적용하였다. 이 방법을 적용하는 경우 설계기준은 다음과 같다.

$$\frac{R_n}{F.S} \geq \Sigma Q \quad (2.2)$$

여기서, R_n : 공칭저항

$F.S$: 안전율

ΣQ : 하중의 합

실제로, 안전율은 구조물의 종류 및 형식과 저항 값을 예측하기 위해 사용되는 해석모델과 설계자의 경험에 따라서 1.2~6의 값을 갖는다. 허용응력 설계접근법은 그림 2.2와 같다.

$$F.S = \frac{\text{극한저항}}{\text{작용하중}} = \frac{R_n}{Q} \quad (2.3)$$

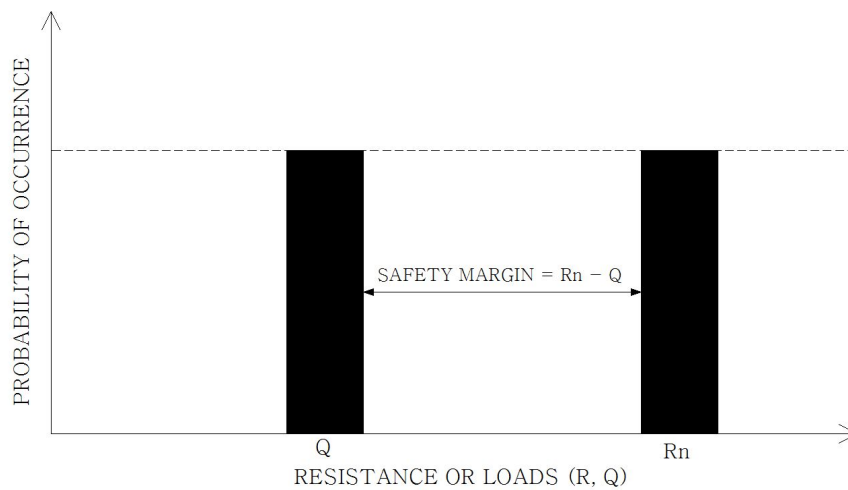


그림 2.2 허용응력(ASD) 설계 접근법

공칭저항 값을 감소시키기 위해 안전율을 사용하는 이유는 R 값과 Q 값을 산정할 때 동반되는 불확실성 때문이다. 식 (2.4), (2.5)는 안전율가 어떠한 개념으로 산정되는지에 대한 과정을 나타내고 있다. 실제 작용하는 하중이 공칭하중 값에 ΔQ 만큼 증가되어 작용하고, 실제 저항 값이 산정된 저항 값보다 ΔR 만큼 감소되어 발휘된다고 하다면 최소한의 필요조건을 만족하도록 설계된 기초는 다음과 같은 조건이 된다.

$$R - \Delta R = Q + \Delta Q \quad \text{or} \quad R \left(1 - \frac{\Delta R}{R} \right) = Q \left(1 + \frac{\Delta Q}{Q} \right) \quad (2.4)$$

식 (2.2)에 정의한 대로 안전율은 다음의 식 (2.5)와 같이 표현될 수 있다.

$$F.S. = \frac{R}{Q} = \frac{(1 + \Delta Q/Q)}{(1 - \Delta R/R)} \quad (2.5)$$

위의 식 (2.5)는 하중과 저항이 서로에게 미치는 영향이 검토되지 않은 상태에서 하중 증가율($\Delta Q/Q$)과 저항감소율($\Delta R/R$)이 안전율에 미치는 영향을 나타내고 있다. 안전율을 수치적으로 산정하기 위해서는 설계자의 판단과 선행 경험에 따라 하중의 증가율과 저항의 감소율을 수치적으로 산정하여야 한다. 예를 들어, 설계자가 하중증가율을 20%, 저항감소율을 30%라고 하다면 안전율은 식 (2.6)과 같이 수치적으로 산정할 수 있다.

$$F.S. = \frac{(1+0.2)}{(1-0.3)} = 1.72 \quad (2.6)$$

그림 2.2는 허용응력 설계법의 중요한 한계점을 나타내고 있는데 그림에서 하중 Q 와 공칭저항 R_n 의 발생확률이 동일함을 나타내고 있다. 또한, 허용응력설계법에서 안전율 값의 선정이 주관적이며 해석모델이나 강도정수 등에 의존하는 값으로 구조물 구성요소의 파괴확률과는 근본적인 관계를 가지고 있지 않다. 따라서 지반공학에

서도 다음과 같은 불확실성 요소를 고려한 합리적인 설계가 필요하다.

- 공간적으로 연직방향으로, 시간적 변화를 고려한 공학적 특성의 변동성
- 측정된 설계정수의 신뢰성과 적용성
- 샘플링과 시험방법의 수량과 적용성
- 해석모델의 오차
- 측정된 강도정수의 오차
- 작용하중의 변동성

비록 위에서 언급한 여러 가지 변화 요인들이 허용응력설계법에서 설계자에 의해 반영 될지라도 정량적이 아닌 정성적인 요소로 허용응력설계법(ASD)을 사용한 구조물은 파괴가능성을 내포하고 있다.

2.3.2 하중저항계수설계법

Load Resistance Factor Design(LRFD)는 하중저항계수설계법이라고 하며 기본원칙을 설명하면 다음과 같다. 즉, 구조물 설계는 어떤 설계개념이 사용되더라도 적절한 안전율을 확보해야 하며 관련 규정은 과도한 하중과 낮은 저항 강도의 경우를 대비하여 결정되어야 한다. 구조물의 안정성 확보를 위한 산정 공식의 핵심 목표는 발생 가능성이 있는 다양성에 근거한 방법으로 구조물이 구성하는 부재, 연결부위, 또는 부재시스템에서 일어나는 파괴의 가능성을 예측하여 정하는 것이다. 여기서 구조물의 파괴라는 의미보다는 오히려 한계상태라는 표현이 더욱 합리적이라고 판단되며 한계상태에 이른다는 의미는 구조물이 의도하는 근본적인 기능이 끝나는 상태를 말한다. 구조적 안정성 확보에 대한 요구를 표현하는 식은 (2.7)과 같다.

$$\phi R_n \geq \sum r_i Q_i \quad (2.7)$$

여기서, ϕ : 저항계수

R_n : 공칭저항

r_i : Q_i 의 불확실성의 정도에 따라 정해지는 하중계수

Q_i : 여러 하중 가운데 i 번째의 하중

저항강도 측면에서 공칭저항(R_n)은 설계강도를 얻기 위해서 저항계수(ϕ)가 곱해진다. 하중 측면에서 다양한 하중효과(사하중, 활하중, 설하중 등)는 설계하중의 합을 얻기 위해 하중계수(r)가 곱해진다. 식 (2.7)에서 사용하는 재료의 설계강도는 최소한 작용하는 설계하중과 적어도 같거나 커야 한다는 말이다. 첨자는 작용하는 여러 가지 하중형태를 의미하고 각각의 하중형태에 따라 다르다.

경험과 판단에 근거하여 획일적인 안전율을 적용하는 허용응력설계법에 비해 하중저항계수설계법(LRFD)은 대상 구조물에 대해 정의된 각각의 한계상태에 대하여, 하중과 저항관련 모든 불확실성을 확률 통계학적으로 처리하여 다중하중계수와 저항계수를 보정함으로써 구조물의 일관된 목표 신뢰성을 확보함으로써 보다 합리적인 설계법이라고 할 수 있다. 그림 2.3은 공칭하중(Nominal Load) 및 설계하중(Factored Load)과 공칭저항 및 설계저항 값을 그림으로 나타내었다.

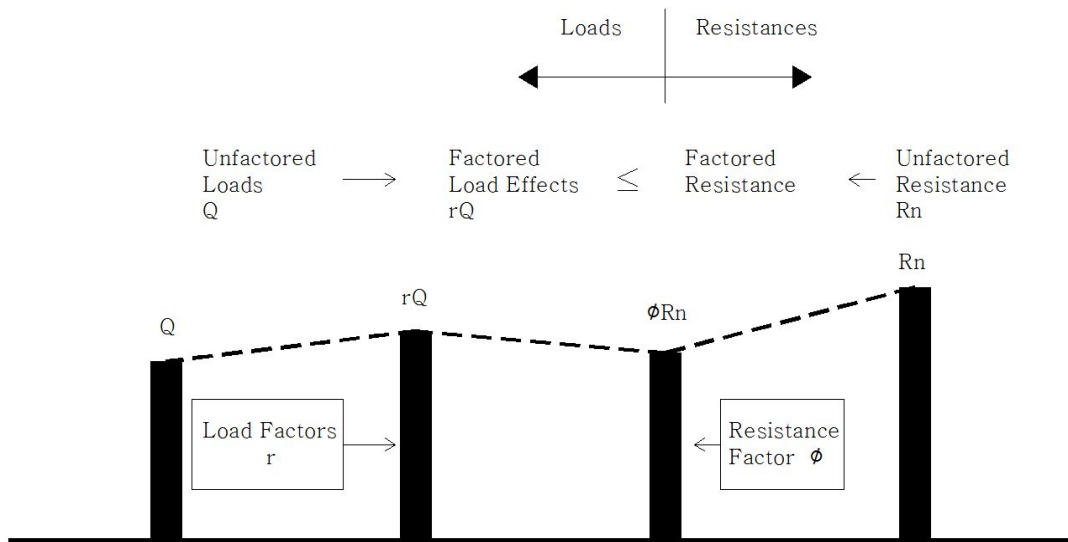


그림 2.3 LRFD 설계 접근법

불확실성을 내포하는 하중과 저항의 일반적인 확률밀도함수(Probability Density Function)는 그림 2.4와 같다. 하중이 저항과 같거나 큰 파괴확률영역(한계상태확률)

은 두 확률밀도함수가 겹치는 부분의 면적이 되며 이는 해석적으로 식 (2.8)과 같이 나타낼 수 있다.

$$P_f = P(R - Q \leq 0) = \iint_D f_{RQ}(r, q) dr dq \quad (2.8)$$

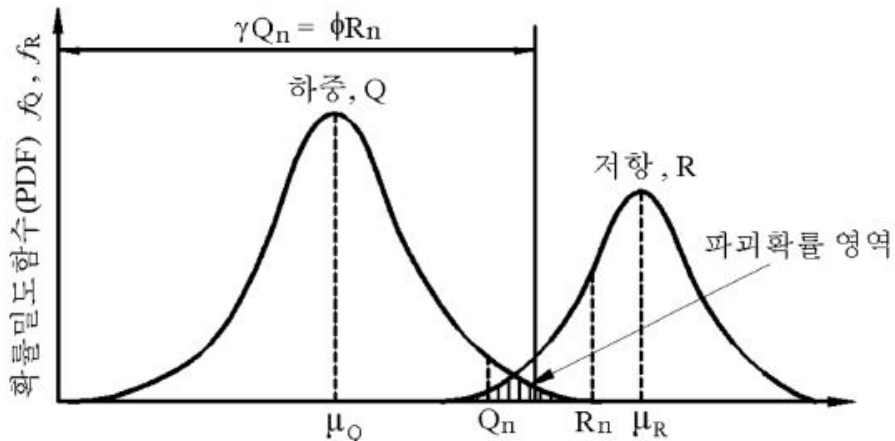


그림 2.4 하중 Q와 저항 R의 확률밀도함수

여기서, D 는 파괴영역, f_{RQ} 는 하중과 저항의 결합확률밀도함수(Joint Probability Density Function)이다. 하중과 저항이 통계적 독립관계에 있고 정규분포를 보인다면 파괴확률은 식 (2.9)와 같이 표현할 수 있다.

$$P_f = P(g \leq 0) = \phi\left[\frac{0 - \mu_g}{\sigma_g}\right] = \phi\left[\frac{-(\mu_R - \mu_Q)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}}\right] = \phi(-\beta) \quad (2.9)$$

여기서, g 는 하중과 저항의 한계상태함수($g = R - Q$)이고, ϕ 는 표준정규분포의 누적분포함수이다. 그리고 μ_g, σ_g 는 각각 한계상태함수의 평균, 표준편차, μ_R, σ_R 은 각각 저항의 평균, 표준편차, μ_Q, σ_Q 은 각각 하중의 평균, 표준편차이다. 또한 β 는 한계상태함수(g)의 평균(μ_g)에 대한 표준편차(σ_g)의 비로 신뢰성지수를 나타낸다. 신뢰

성지수는 파괴확률과 역의 관계를 가지며 확률적 안전성을 대변한다.

LRFD는 콘크리트 구조물, 강구조물, 건물 등의 각종 토목 구조물에 적용될 수 있는 일종의 설계 개념이며, 허용응력설계법보다 훨씬 합리적이며 경제적인 것으로 알려져 있다. 또한, 기존의 콘크리트에서 사용되는 극한강도 설계법 등의 기타 설계개념보다도 진일보한 설계개념으로 탄성범위 뿐만 아니라 소성범위까지 고려하여 설계하는 개념으로서 경제성 면에서도 우수하며, 구조물의 파괴나 거동의 예측에 있어서 현재로서는 가장 합리적인 설계개념이라고 할 수 있다.

2.3.2.1 말뚝기초의 공칭강도

말뚝의 공칭강도의 정의는 항상 명백히 정적재하시험 결과에서 주어지는 것은 아니다. 그림 2.5는 공칭강도 결정을 위한 사질토와 점토에서의 재하시험 곡선을 나타내고 있다. 말뚝 기초의 지지력은 정적재하시험에서 사용하는 재하 과정에 의하여 영향을 받으며, 지난 수년간 일정한 재하시험 과정이 통상적으로 이용되어 왔다. 큰 하중증가가 가해지고 침하가 정지된 후 규정된 시간이 지날 때까지 하중은 유지된다. 하중이 증가함에 따라 하중 유지시간은 특정파괴 기준에 도달할 때까지 증가한다. 이와 같이 점진적으로 침하가 증가함으로써 재하 시험동안의 하중 재하율은 감소하게 된다. 이 과정에서 하중 재하율이 변화하기 때문에 시험해석은 신뢰성이 떨어진다.

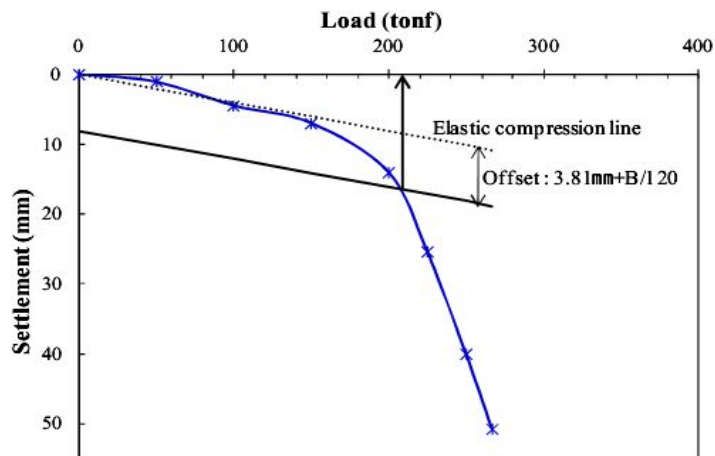


그림 2.5 공칭 강도 결정을 위한 사질토와 점토에서의 재하시험 곡선

LRFD의 설계과정에서, 공칭 지반강도의 결정은 추정식에 의한 지지력, 정적해석, 동적해석, 파동방정식 해석, 동적 계측 그리고 정적재하시험 등의 다양한 방법들을 사용하여 결정할 수 있다. 공칭 지반강도의 결정 방법들에 대한 저항계수들은 각각 다른 값으로 LRFD 설계법에서 정의하고 있으며, LRFD 설계법을 적용하고 있는 국가들마다 각각 다른 값을 사용하고 있다.

2.3.2.2 말뚝기초에 대한 저항계수(ϕ)

LRFD 설계법을 채택하고 있는 각 코드에서의 저항계수를 각 공칭 지반강도 결정 방법 및 말뚝재료에 대하여 정리하면 표 2.6~2.10과 같으며 해당 지역과 국가에 따라 다소 다른 저항계수를 적용하고 있다. 표 2.6에 있는 미국의 LRFD Bridge Code에서는 다양한 공칭 강도 결정방법과 지반종류에 대한 저항계수를 상세히 제시하고 있다. 그리고 표 2.7의 캐나다의 Ontario Bridge Code는 강도에 대한 한계상태를 정의하고 있으며 축하중을 받는 말뚝기초에 대한 저항계수를 제시하고 있으며 저항계수는 미국의 LRFD Bridge Code와 비교할 때 다소 작은 값이다. 또한 Canadian Bridge Code에서는 지반 한계상태를 세 가지의 분류에서 취급하고 있다. 일반 재하시험에 대해서 저항계수는 0.5를 정하고 있으며 큰 수준의 재하시험에 대해서는 0.6을 적용하도록 추천하고 있다. 만약, 동재하시험이 사용된다면 일반해석에 대해서는 저항계수를 0.4, 현장지반조사에서 얻은 지반상수들에 근거하는 해석에는 0.5를 적용하고 있다. 공식에 사용되는 지반물성의 저항계수는 점착력에 대해서 0.5, 내부마찰각에 대해서 0.8을 적용하고 있다. 그리고 말뚝재료에 대한 지지력 예측에는 표 2.8에 제시한 저항계수들이 적용된다.

표 2.9는 최근에 Florida DOT에 의하여 개발된 저항계수를 나타내고 있다. 파동방정식 해석에 대한 저항계수가 SPT 97 값에 의한 경우와 비교할 때 오히려 작은 수치이나 Florida DOT는 표 2.9와 2.10의 설계과정을 따르고 있어 정적해석은 말뚝길이 평가에만 이용된다. 호주의 AUSTROAD Code는 다양한 방법들에 걸쳐 저항계수의 범위가 크며 저항계수들은 표 2.10에 나타나 있다.

신뢰성이론이 구조물과 기초의 안전을 논리적이고 일관성 있게 평가하는 방법을 제공하기 때문에 형식적으로 한계상태설계법에서도 신뢰성이론을 사용한다. 하중저

항계수설계법에서는 하중과 저항은 무작위변수로 간주되며 그들의 평균값과 표준편차에 의해 나타낼 수 있다. 이에 상응하는 하중과 저항계수는 파괴확률과 직접적으로 관련이 있는 신뢰성지수의 값에 영향을 받는다. Meyerhof(1994)는 유럽과 북미의 설계법은 모두 전통적인 전체 안전율(Total Safety Factor)와 저항에 관한 반확률적 개념(Semi-Probabilistic Concepts)연구에 의해 보정되어 유도되었기 때문에 개념에 있어서는 특별한 차이가 없다는 것을 발견했다. 그는 두 가지 기초 설계법 사이에 하나를 선택할 때는 각 설계법에 대한 익숙도 및 편리성 등을 고려해야 한다는 의견을 제시했으며 현장에 있는 지반의 강도 결정이 가장 중요한 문제라고 강조했다. 설계법의 보정은 하중과 저항계수들을 규정화하기 위해서 그 값들을 적절한 방법으로 할당하는 과정이다.

표 2.6 미국의 LRFD Bridge Code의 저항계수

Method / Soil / Condition		저항계수
Ultimate Bearing Resistance of single piles	End Bearing : Clay and Rock Clay(Skempton,1951) Rock(Canadian Geotech, Society, 1985)	0.50 0.55
	Skin Friction and End Bearing : Sand SPT-method CPT-method	0.70 0.50
	Wave equation analysis with assumed driving resistance	0.45 0.55 0.65
	Load Test	0.80
	Skin Friction : Clay α -method(Tomlinson, 1987) β -method(Esring & Kirby, 1979 and Nordlund method applied to cohesive soils) λ -method(Vijayvergiya & Focht, 1972)	0.70
	Block Failure Uplift Resistance of Single Piles	Clay
α -method		0.60
β -method		0.40
λ -method		0.45
SPT-method		0.35
CPT-method		0.45
Load Test		0.80
Group Uplift Resistance	Sand	0.56
	Clay	0.56

표 2.7 말뚝기초에 대한 저항계수 (캐나다의 Ontario Bridge Code)

축 하 중	저항계수
Static analysis, compression	0.4
Static analysis, tension	0.3
Static test, compression	0.6
Static test, tension	0.4
Dynamic analysis, compression	0.4
Dynamic test, compression field measurements and analysis	0.5

표 2.8 말뚝기초의 재료에 대한 저항계수(Canadian Bridge Code)

말 뚝 형 식	저항계수
Precast reinforced concrete	0.4
Cast-in-place concrete	0.4
Expanded-base concrete	0.4
Prestressed concrete	0.4
Steel H-section	0.5
Unfilled steel pile	0.5
Concrete-filled steel pipe	0.4

표 2.9 말뚝기초의 저항계수(Florida Dot)

기초형태	설계조건	설계방법	저항계수
말뚝	압축력	SPT 97	0.65
		PDA (EOD)	0.65
		Wave equation analysis	0.35
		Static load testing	0.75
	인발력	SPT 97	0.56
		Static load testing	0.65
	수평력	Structure stability consideration	1.00

표 2.10 말뚝의 저항계수(Austrad Code)

Methods	저항계수
Routine proof load tested.	0.8
Load tested to failure.	0.9
Piles analyzed by dynamic formulae or wave equation method based on assumed driving system energy and soil parameters.	0.4-0.5
Piles subjected to closed-form dynamic solutions, e.g., Case method.	0.5
Piles subjected to closed-form dynamic solutions correlated against static load tests or dynamic load tests using measured field parameters in a wave equation analysis(e.g., CAPWAP).	0.6
Piles subjected to dynamic load tests using measured field parameters in a wave equation analysis(e.g., CAPWAP).	0.8
A value of 0.4 should be used for cohesive soils and structures where permanent loads dominate. In noncohesive soils and for structure where transient loads dominate, values up to 0.5 may be used.	

신뢰성지수법(Reliability Index Method)은 무작위변수(Random Variables)의 확률 분포함수를 단순화하기 위해서 Comell(1969)에 의해 처음으로 제안되었으며 현재 구조분야를 비롯하여 구조물의 신뢰성 설계에서 절대적인 영향을 미치고 있다. 이 방법을 사용할 때는 무작위변수의 평균과 분산이 필요하며 Comell은 식 (2.10)을 이용하여 신뢰성지수를 정의했다.

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} \quad (2.10)$$

여기서 β = 신뢰성지수

μ_z = 무작위변수 Z의 평균값

σ_z = 무작위변수 Z의 표준편차

그러므로 위의 식을 이용한 기초 구조물 설계법을 개발하는 과정에는 우선적으로 하중에 대한 정보와 저항계수의 최적화가 요구되는 것이다. 왜냐하면 대부분의 설계자는 단순한 형식에 관심이 깊으며 단순성은 여러 하중과 저항계수에 대한 변수에 크게 의존하기 때문이다. 최적의 신뢰지수와 여러 저항계수들의 최적 값 그리고 부분 안전율의 선택은 신뢰도 분석으로부터 얻어진 안전율들이 주어진 목표 신뢰성지수에 대한 최적의 저항계수를 선택하기 위해서 사용될 수 있기 때문에 한계상태설계법에서 핵심요소가 되는 것이다. 지반의 기초설계문제에서 신뢰성지수를 구하는 가장 좋은 방법은 여러 표준 문제에 대하여 계수들을 변화시키면서 많은 실험을 통한 계산을 수행하는 것이다. 보정에 의해 결정된 저항 계수는 저항의 불확실성을 설명 해주며 그 값은 강도에 있어서의 변화성과 설계모델, 실험자료 사이의 통계적 차이에 영향을 받는다.

부분 안전 계수는 하중과 흙의 강도계수 그리고 다른 설계자료의 변동성에 기초한 반확률적 방법에 의해 상세히 논의되어 왔다. 독립된 연구를 수행하고 기초형태, 토질종류, 토질 시험과정 그리고 설계모델의 조합에 대한 여러 저항계수를 개발할 필요가 있었다. 예를 들어 피조콘관입시험에서 얻어진 결과를 이용하여 모래지반에 시공되는 향타말뚝기초의 지지력을 유도하는 것은 표준관입시험의 결과를 사용해서 얻

어진 지지력과는 전혀 다른 저항계수 값을 갖게 될 것이다. 이와 유사하게는 점토층에 시공한 말뚝기초와 모래지반에 시공된 말뚝기초로부터 구한 지지력에 대한 저항계수는 전혀 다른 결과를 갖게 될 것이다. 또한 구멍을 뚫어 타설하는 현장말뚝기초와 현장에서 직접 향타하는 향타말뚝의 지지력 차이는 다른 저항계수 값을 갖게 되는 것이다.

구조물의 안전성을 확률이론을 토대로 정량적으로 표현하는 설계법을 “신뢰성 설계법”이라 하고 1940년대부터 토목분야에서 연구가 진행되고 있으나 하중, 재료특성 및 시공성에 대한 통계자료를 산정하기가 어려워 신뢰성을 기초로 한 설계법이 실용적으로 사용되기에는 어느 정도 한계가 있었다. 하지만 구조분야에서는 일부 성공적으로 발전되고 있지만 지반분야에서는 토질의 특성자료를 축적하거나 시공성 등을 확률론적 개념으로 분석하는데 상당한 어려움이 있어 실용화에 성공적이지 못했다. 이렇듯 구조물 설계법은 허용응력설계법에서 신뢰성설계개념을 거치면서 현재의 한계상태설계법으로 발전을 하는 단계이다.

위와 같이 한계상태설계법은 갑자기 나타나거나 제안된 설계법이 아니라, 지금까지의 설계법이 진화되는 단계에서 연구개발되어 통합화하는 새로운 형식으로 발전한 것이다. 즉, 합리성과 구체성을 가지고 구조물의 안전성과 공용성을 추구하는 설계법으로 발전된 것이다. 한계상태 설계법을 도입하는 가장 중요한 사항은 한계상태의 설정이다. 지반을 구성하는 흙은 구조물의 주요 재료인 금속이나 콘크리트에 비하면 소성적인 성질을 가진 재료이고 하중의 성상이나 변형의 크기 등이 다른 형태를 보인다. 이렇기 때문에 기초설계에서는 이러한 요인을 고려하여 한계상태의 수준은 다음과 같이 정의 할 수 있다.

- A. 한계상태 수준 I : 설계공용기간 중에 작용하는 하중에 대해서 기초가 소요 사용성과 내구성을 잃거나 기초의 변위가 탄성범위 값을 초과하는 상태
- B. 한계상태 수준 II : 설계공용기간 중에 드물게 작용하는 하중에 대해서 기초가 사용성과 내구성을 잃거나 기초의 변위가 지반의 항복점을 초과하는 경우

C. 한계상태 수준 III : 설계공용기간 중에 극히 드물게 작용하는 하중에 대해서 기초가 상당한 손상이나 변위를 초래하고 안정이나 기능을 잃어버린 상태

한계상태설계의 기초개념은 그림 2.6과 같이 설명된다. 그림 2.6에서 보이는 것처럼 기초공학에서 안전율(Safety Margin)은 주로 불확실성과 지반 물성치 설계 모델과 같은 안정성 분석을 하는데 있어서의 근사성, 그리고 적용된 외부하중 조건의 변화성 등에 의존한다. 그러므로 만일 어느 하나가 간단한 확률과 신뢰성이론을 사용하거나, 불확실성들을 정량화할 수만 있다면 보다 합리적이고 일관되며 체계적인 기초설계를 할 수 있는 것이다.

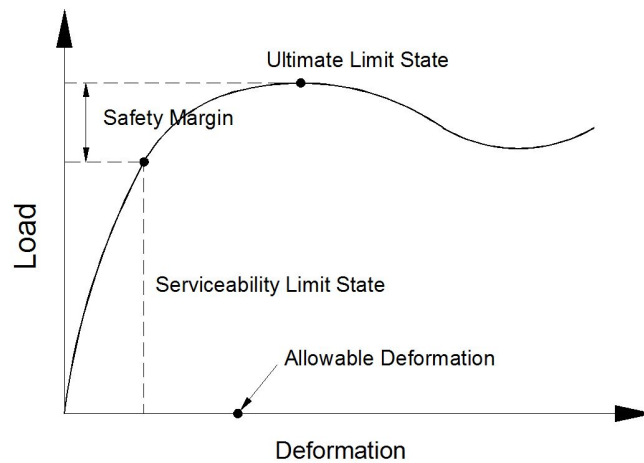


그림 2.6 한계상태설계법의 정의

2.3.3 Eurocode의 소개

1970년대에 유럽연합위원회(Commission of European Communities)는 건설 및 토목 공학의 설계에 있어서 구조공학 및 지반공학분야에 대해서 통일된 기술적 설계규정의 필요성을 제안했다. 이를 토대로 하여 탄생한 것이 Structural Eurocode이다. 제도적으로 유럽연합의 건설제품의 지방기준에 규정되어 있는 6개의 기본요건의 하나이며 역학적 내력과 안정성에 대응하는 해석 문서적인 것으로 인식되고 있다. 유럽의 건설설계 표준화 위원회는 Eurocode를 제정하기 위해서 1990년 5월에 기술위

원회 250에 Structural Eurocode를 설치했다.

Eurocode는 1에서 9까지 제정되었으며 현재 제정 작업 중이며 일부가 유럽 규격안으로서 발행되었다. 시행을 거쳐서 장래에 유럽의 공동 규정이 된다. Eurocode에서 다루고 있는 실내실험 및 현장시험법과 관련한 상당한 양의 지반조사 관련 규정을 갖고 있으나, 여기서는 구조물 기초 설계부분에 Eurocode의 7번째, Part 1에 관해서 나타내었다. 1980년에는 국제토질공학회(ISSMFE)와 유럽연학과의 Eurocode 7에 대한 시안작성에 합의를 하여 국제토질공학회안에 특별위원회를 가동하였다. 이러한 과정을 통해서 제정한 지반공학의 유로코드의 구성은 다음과 같다. Eurocode의 목적 중 하나는 유럽국가간의 서로 다른 설계 기준으로 인해 발생하는 장벽을 허물기 위함이다. Eurocode 작업은 1976년 시작되었으며 Eurocode 7은 1981년에 작업이 시작되었다. 1990년에 이러한 작업이 Technical Committee TC250의 지도하에 European Commission에서 CEN으로 옮겨졌다. 현재 유로코드는 다음과 같이 9개의 항목으로 나뉘어져 있다.

- EN 1991 Eurocode 1(EC1) Basis of design and actions on structures
- EN 1992 Eurocode 2(EC2) Design of concrete structures
- EN 1993 Eurocode 3(EC3) Design of steel structures
- EN 1994 Eurocode 4(EC4) Design of composite and steel and concrete structures
- EN 1995 Eurocode 5(EC5) Design of timber structures
- EN 1996 Eurocode 6(EC6) Design of masonry structures
- EN 1997 Eurocode 7(EC7) Geotechnical design
- EN 1998 Eurocode 8(EC8) Design of structures for earthquake resistance
- EN 1999 Eurocode 9(EC9) Design of aluminium alloy structures

Eurocode 7은 부분안전율을 기초로 한 한계상태 설계법 형태로 쓰여 졌으나 부분안전율형태의 지반공학적인 경험이 매우 제한적이므로 신뢰할 정도의 부분안전 계수값이 설정되기까지는 많은 보정이 필요하였다. 유로코드 7은 지반조사, 계산, 시공상태확인의 양과 질에 대한 최소한의 조건을 설립하기 위해 세 가지 지반공학 항목으로 정의 되어 있다. 지반공학 분류(Geotechnical category)는 구조물 사용수명중에

손해가 없는 상태에서 양적인 지반공학적 조사와 경험의 기본에 근거하여 구조적 기능적 요구사항을 만족하는 규모가 작고 비교적 단순한 구조물이 포함되어 있다. 지반공학 분류 2에는 종래의 설계절차와 시공이 사용되지 않는 경우 구조물의 기능적 요구사항을 만족시키는데 필요한 양적 지반공학적 데이터와 분석이 포함되어 있다. 지반공학 분류 3에는 비정상적인 손실 혹은 드문 혹은 예외적으로 어려운 하중 조건과 동적 영향이 큰 경우의 구조물을 포함하는 매우 크고 혼하지 않은 구조물이 포함되어 있다.

2.4 불확실성(Uncertainty)을 고려한 기초설계

현장에서 직접조사나 혹은 시료채취 및 실내실험을 통하여 결정되는 수많은 지반 설계 정수는 근본적으로 그림 2.7에 나타낸 것처럼 많은 불확실성을 내포하고 있다. 이러한 다양한 불확실성을 기존의 결정론적 설계법인 허용응력설계법에서는 체계적으로 반영하지 못하고 단지 전체 안전율이라는 개념으로 결정하여 그동안 설계해왔다. 그러나 한계상태설계법에서는 지난 수십년 동안의 지반조사 자료의 축적과 다양한 확률통계 분석기술의 발전에 따라 많은 학자들이 토질의 불확실성을 이루는 시료채취 문제, 지반조사 장비의 개선 및 정량화에 대한 연구노력 등으로 토질의 불확실성을 일부 정량화하는데 상당한 성과를 이루어 냈다. 이러한 연구결과를 토대로 Eurocode 및 하중저항계수설계법인 한계상태설계법에서는 토질이 갖는 불확실성을 기초설계에 반영하는 설계기준의 제정에 이른 것이다. 지반의 분류 등급과 지반조건, 지반분류와 부분안전율이 표 2.11과 표 2.12에 각각 제시되어 있다.

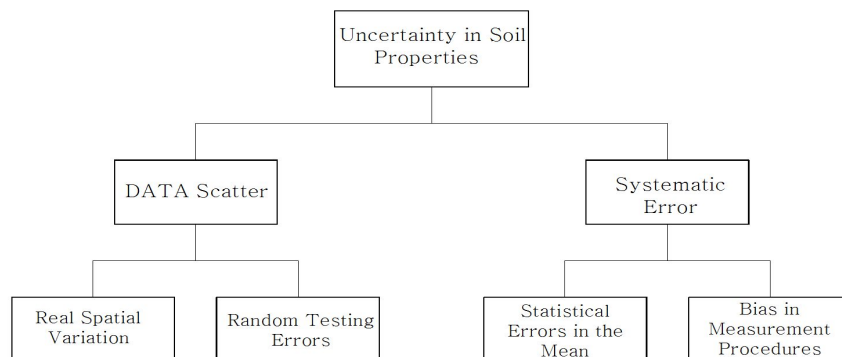


그림 2.7 토질특성에 따른 불확실성의 분류

표 2.11 지반의 분류등급과 지반조건

Factors to be Considered	Geotechnical Categories		
	GC1	GC2	GC3
Geotechnical hazards	Low	Moderate	High
Ground Conditions	Know from comparable experience to be straightforward. Not involving soft, loose or compressible soil, loose fill or sloping ground.	Ground conditions and properties can be determined from routine investigations and tests.	Unusual or exceptionally difficult ground conditions requiring non routine investigations and tests
Groundwater situation	No excavations below water table, except where experience indicates this will not cause problems	No risk of damage without prior warning to structures due to groundwater lowering or drainage. No exceptional water tightness requirements	High groundwater pressures and exceptional groundwater conditions, e.g, multilayered strata with variable permeability
Regional seismicity	Areas with no or very low earthquake hazard	Moderate earthquake hazard where seismic design code (EC8) may be used	Areas of high earthquake hazard
Influence of the environment	Negligible risk of problems due to surface water, subsidence, hazardous chemicals, etc.	Environmental factors covered by routine design code (EC8) may be used	Complex of difficult environmental factors requiring special design methods
Vulnerability	Low	Moderate	High
Nature and size of the structure and its elements	Small and relatively simple structures or construction. Insensitive structures in seismic areas	Conventional types of structures with no abnormal risks	Very large or unusual structures and structures involving abnormal risks, Very sensitive structures in seismic areas
Surroundings	Negligible risk of damage to or from neighbouring structures or services and negligible risk for life	Possible risk of damage to neighbouring structures or services due, for example, to excavations or piling	High risk of damage to neighbouring structures or services
Geotechnical risk	Low	Moderate	High

표 2.12 지반분류와 부분안전율

Parameter	Factor	CaseA	CaseB	CaseC	CaseC2	CaseC3
Partial load factors (Y_F)						
Permanent unfavourable action	Y_G	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00
Variable unfavourable action	Y_G	1.50	1.50	1.30	1.50	1.20
Permanent favourable action	Y_G	0.95 (0.90)	1.00	1.00	1.00	1.00
Variable favourable action	Y_G	0	0	0	0	0
Accidental action	Y_A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Partial material factors (Y_m)						
$\tan \phi'$	$Y_{\tan \phi'}$	1.10	1.00	1.25	1.00	1.20
Effective cohesion C'	$Y_{C'}$	1.30	1.00	1.60 (1.25)	1.00	1.20
Undrained shear strength C_u	Y_{cu}	1.20	1.00	1.40	1.00	1.40
Compressive strength q_u	Y_{qu}	1.20	1.00	1.40	1.00	1.40
Pressuremeter limit pressure P_{lim}	Y_{plim}	1.40	1.00	1.40	1.00	1.40
CPT resistance	Y_{CPT}	1.40	1.00	1.40	1.00	1.40
Unit weight of ground Y	Y_g	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Partial resistance factors (Y_R)						
Bearing resistance	Y_{Rv}	-	1.00	1.00	1.40	1.00
Sliding resistance	Y_{Rs}	-	1.00	1.00	1.10	1.00
Earth resistance	Y_{Rc}	-	1.00	1.00	1.40	1.00
Pile base resistance	Y_b	-	1.00	1.30	1.30	1.00
Pile shaft resistance	Y_s	-	1.00	1.30	1.30	1.00
Total pile resistance	Y_t	-	1.00	1.30	1.30	1.00
Pile tensile resistance	Y_{st}	1.40	1.00	1.60	1.40	1.00
Anchor pull-out resistance	Y_a	1.30	1.00	1.50	1.20	1.00
Partial action effect and resistance model factors (Y_E, Y_{sd}, Y_{rd})						
Action effects and resistances	Y_{sd}, Y_{re}	1.00	1.00	1.00	1.00	1.40

(1) Data Scatter

현장조사 및 시험에서 측정된 데이터는 흐트러짐을 보임.

이러한 흐트러짐은 실제 공간적인 변화성과 측정절차에 의한 임의적인 오차의 두 가지를 반영한다.

현장전체의 변화성을 나타낸다.

가. Real spatial variation

각 위치별로 토질특성의 실제적인 차이.

충분한 자료가 주어지면 변이성을 감소시킬 수 있다.

그래서 토질특성의 평균값을 사용하거나 통계학적인 변수를 사용한다.

나. Random testing error

임의적, 시험과 시험이 독립적이고, 편향성을 가지지 않는 변화성의 일부분.

측정의 부정확에 기인.

실제 보다 클 수도 있고 작을 수도 있음.

평가방법 : 동일한 시편에 대한 반복시험.

(2) Systematic error; 예측치와 실측치 사이의 차이

가. Statistical error in mean

한정된 데이터의 수에 기인한다.

여러 이유로 특정 위치에서 측정된 데이터 수는 제한된다.

측정값은 실제보다 높거나 낮을 수 있다.

위치에 따라서도 평균, 표준편차 기타 변수 들이 다르게 나타난다.

통계학적인 오차의 크기나 방향은 모르지만, 있을법한 범위는 계산 가능하다.

통계학적인 오차는 추정된 변수에 대한 편차로 나타낸다.

동일한 위치에서 측정 데이터의 수가 많아지면 통계학적인 오차는 줄어든다.

나. Bias in measurement procedure

토질시험방법이나 결과 해석방법의 부적당함에서 발생한다.

2.4.1 토질정수의 불확실성의 의미

(1) Soil variability

토질재료는 내재적인 분산성을 가지고 있으며, 분산정도는 이들 토질층의 생성양상과 함수관계를 가진다. 예를 들어 단위중량은 특정 현장에서 보통 $1.8 \sim 2.0t/m^3$ 의 값을 가진다.

(2) Measurement bias

현장에서 샘플링 할 수 있는 개수가 제한되어 있고, 또한 현장실험과 실내시험 절차상의 차이로 인하여 이들로부터 구해진 데이터는 분산성과 어떤 경우는 편향성을 갖게 된다.

(3) Modeling error

지반구조물의 해석시 사용모델이 실제 현상을 표현하는 데에는 한계가 있어 이로부터 오차가 발생한다.

2.4.2 말뚝기초 지지력 계산과 설계문제

말뚝재하시험 동안에는 주면마찰력이 말뚝의 전체길이를 따라 발생한다. 일반적으로 재하시험 말뚝에 적용하는 최대 재하하중은 설계 외부하중에 부마찰력의 두 배를 더한 값보다 커야 한다. 또는 다수의 말뚝재하시험에서 측정된 지지력으로부터 극한 특정 지지력을 산정할 때, 지반의 변이성 및 말뚝설치에 따른 변이성에 고려한 허용치를 반영하여야 한다. 최소한 표 2.13의 (a)와 (b)의 두 조건 모두를 만족하여야 한다.

$$R_{ult} = R_{max}/xi \quad (2.11)$$

표 2.13 R_{ult} 계산을 위한 x_i

재하시험의 횟수	1	2	>2
(a)평균 R_{ult} 에서 계수 x_i	1.5	1.35	1.3
(b)최소 R_{ult} 에서 계수 x_i	1.5	1.25	1.1

지반의 변이성이 체계적이거나 우연적 요소로 이루어진 경우에는 말뚝재하시험의 결과는 이러한 요소를 고려하여 해석되어야 한다. 체계적인 요인으로 발생하는 지반의 변이성은 균일한 지반의 다른 지역을 고려하거나 또는 시험현장의 지반특성의 특정한 경향을 파악하여 고려하면 제거할 수 있다. 시험말뚝의 시공기록은 검토되어야 하며 일반적인 시공조건과 다른 경우의 기록인 경우는 이를 고려해야 한다. 이러한 시공조건에서 오는 편차는 시험말뚝의 올바른 선택으로 부분적으로 제거될 수 있다. 극한설계 지지력을 구하기 위해서는 특성지지력 R_k 은 선단지지력과 마찰지지력 두 요소로서 다음 식 (2.12)와 같이 계산된다.

$$nR_k = R_{tip} + R_{sft} \quad (2.12)$$

여기서 R_k = 특성지지력

R_{tip} = 선단지지력

R_{sft} = 마찰지지력

선단지지력과 마찰지지력의 비는 말뚝재하시험을 이용하여 측정되어 구분할 수 있으므로 설계지지력은 다음 식과 같이 부분안전율로 나누어 유도된다.

부분안전율 Y_b 와 Y_s 는 다음 표 2.14에 제시하였다.

$$R' = R_{tip}/Y_b + R_{sft}/Y_s \quad (2.13)$$

여기서 R' = 설계지지력
 R_{tip} = 선단지지력
 R_{sft} = 마찰지지력
 Y_b, Y_s = 부분안전율

표 2.14 부분안전율 Y_b, Y_s 및 Y_t

부분안전율	Y_b	Y_s	Y_t
항타말뚝	1.3	1.3	1.3
현장타설말뚝	1.6	1.3	1.5
CFA 말뚝	1.45	1.3	1.4

2.4.3 침하량과 기초설계 문제점

지금까지의 구조물 설계개념은 허용응력설계법상에서 외부하중으로 인하여 상부 구조물이나 기초구조물은 허용응력이하에서 소성상태를 전혀 고려하지 않고 탄성상태에서만 응력범위를 한정하여 충분히 지탱하도록 안전율개념을 도입하여 설계해왔다. 하지만 수많은 경험을 통하여 구조물은 탄성 및 소성상태에 접근하여 한계상태로 접근하면서 구조물의 파괴가 진행된다는 사실을 확인해 왔다.

한계상태 설계법에서는 구조물의 안정과 공용성을 기준으로 두 가지 설계법을 구분하고 있다. 만약에 구조물의 변형이나 기초의 침하를 기초로 한 공용성 설계법이 가능하다면 응력개념의 설계에서 변형을 기초로 한 설계법으로 새로운 변화이다. 모든 구조물은 우선 변형문제를 유발한 뒤에 파괴에 이르기 때문에 공용성을 기초로 설계기준의 정립된다면 보다 현실적이고 경제적인 설계법으로 자리잡을 것으로 판단된다. 하지만 기초구조물의 침하문제에 해당되는 지반변형을 고려하는 설계법 개발은 결코 쉬운일이 아니다. 왜냐하면 말뚝기초의 예에서도 볼 수 있듯이 말뚝의 안정에 해당하는 지지력 차원의 설계가 말뚝기초의 침하량을 기초로 한 설계보다 수월하기 때문에 앞으로 침하량 예측에 더욱 많은 연구가 필요한 단계에 있다.

제3장 강관말뚝 기초의 신뢰성 해석방법

3.1 신뢰성 분석기법

3.1.1 개요

구조물의 신뢰성이란 내용기간 동안 설계 목적상의 기능 및 안전도를 확보할 수 있는 능력으로 내용기간 동안 발생 가능한 모든 재하환경으로 인한 악조건으로부터 파괴되지 않고 안정성을 확보할 수 있는 확률로 정의할 수 있다. 이는 공학적 문제에서 필연적으로 발생할 수밖에 없는 불확실성을 정량적으로 고려하며, 파손 가능성 즉, 한계상태의 파괴확률을 정량적으로 제시하고 있다.

신뢰성 해석방법은 크게 4가지의 방법으로 구분되어 있으며, 이 중 Level I, II, III 방법은 가정된 구조단면에 대하여 신뢰성 해석 및 설계가 가능한 반면, Level IV 방법은 안정성의 검토와 비용의 효율적인 설계가 가능하고, 경제성이 주요한 이론적 척도가 되는 경제성이 고려된 신뢰성 설계에 적합한 방법이다.

신뢰성 해석 및 설계수준을 정리하면 표 3.1과 같이 된다. 표 3.1에서 보는 바와 같이 Level I 신뢰성 설계법은 현재 사용되고 있는 하중-저항계수설계법 및 한계상태설계법 등과 같은 준확률적 시방서를 일컫는다. 외부하중의 값은 부분안전율을 곱하여 증가시키고, 구조물의 저항강도는 부분안전율로 나누어서 감소시킨다. 하중과 저항강도에 대한 부분안전율들은 하중과 저항의 확률적 거동을 고려하여 모두 1.0 이상의 값을 부여한다.

Level I 신뢰성 설계법을 성공적으로 적용하기 위해서는 적절한 부분안전율들을 산정하는 것이 매우 중요하다. 일단 부분안전율들이 결정되고 나면 그 이후의 설계 계산은 확정론적 방법과 동일하게 수행된다. 따라서 기존의 확정론적 설계에 통계적 기법과 구조신뢰성 방법에 의하여 확률적으로 유도된 부분안전율들을 부분적으로 사용한다는 점이 Level I 신뢰성 설계법의 특징이라 할 수 있다. 이러한 Level I 시방서들은 통상적으로 보다 높은 수준의 신뢰성 설계와 근사적인 의미에서 등가적인 설계가 되도록 상위 Level 신뢰성 설계와의 차이를 최소화하는 최적화기법에 의해 보정할 수 있다.

다음으로 Level II 신뢰성 설계법은 Level I의 방법을 현실적으로 개선한 방법이라 할 수 있다.

표 3.1 구조물의 신뢰성 해석 및 설계방법

구 분	해석 및 설계
<p>Level I (하중-저항 계수법)</p>	<p>구조물이 한계상태를 넘는 확률이 허용치 이하가 되도록 각 변수의 변동계수를 고려한 특성치와 안전율에 따라 안정성을 검토함. 치명적인 위험성을 가진 구조물을 설계할 위험을 감소시키는 것이 가능한 설계방법으로 이미 각종 설계 Code로써 도입되어 있는 방법임. 국제표준화기구(ISO)에 제정된 구조물의 설계법의 기본으로서 Level I의 설계법이 확립되어 있음.</p>
<p>Level II (2차모멘트법)</p>	<p>구조물의 확률분포를 데이터 통계분석에 기초하여 적절한 분포로 가정한 후, 저항 및 하중의 평균치와 표준편차로부터 구해지는 안정성 지표인 신뢰성지수를 산정 및 검토함.</p>
<p>Level III (전확률분포법)</p>	<p>구조물의 파손에 관계된 모든 확률변수들의 평균과 분산 및 결합확률밀도함수를 이용하여 파괴확률을 정확하게 산정하는 방법. 일반적으로 파괴확률을 구하기 위해서는 파괴영역에 대한 결합 확률밀도함수의 적분이 필요하나 이는 수치적으로 산정하기가 매우 어려움으로 시뮬레이션 기법이 많이 사용됨.</p>
<p>Level IV (총 기대비용 최소화법)</p>	<p>Level I~III 방법에 의한 구조물의 파괴확률과 구조물의 파괴시 발생하는 비용을 고려하여 구조물의 중요도에 따른 성능기준 설계가 가능함. 일반적으로 Level IV 방법은 파괴확률을 일반 설계조건 이외에 추가적인 제약조건으로 고려하고, 공사비용을 최소화하는 설계를 유도하는 방법으로 알려져 있음. 최근에는 공용 중 성능저하 및 하중의 발생확률을 고려한 파괴확률을 구하고, 파괴 발생시에 소요되는 기대비용에 따른 총 생애주기비용을 최소화하는 최적설계가 이루어지고 있음.</p>

Level I의 고전적 신뢰성이론은 확률변수의 확률분포를 구하여 수치적으로 구조물의 파괴확률을 산정하는 방법이다. 이러한 파괴확률의 계산은 너무 복잡하고 실제 구조물의 설계에서는 변수의 확률분포의 파라미터들을 알 수 없는 경우가 대부분이라 적용이 불가능하기 때문에 엄격한 확률이론을 개선하여 발전된 것이 Level II의 신뢰성 설계이론이다.

Level II의 신뢰성 설계법은 확률변수의 통계량 중 분포형태인 평균(1차모멘트)과 분산(2차모멘트)을 사용하여 파괴확률의 간접지표인 신뢰성지수를 근사적으로 산정하는 방법으로서 일명 2차모멘트법이라고도 하며, 변수들의 확률밀도함수를 직접적으로 사용하지 않고도 각 변수들의 불확실성을 고려할 수 있는 방법으로 Level II의 신뢰성 설계법은 크게 두 가지로 구분할 수 있는데 첫째는 신뢰성함수를 전개할 때 확률변수의 평균치를 고려하는 MFOSM(Mean First Order Second Moment)방법과 둘째는 파괴면상의 설계점을 고려하는 AFOSM(Advanced First Order Second Moment)방법이 있다.

Level III의 신뢰성 설계법은 결합밀도함수를 모사하여 파괴확률을 추정한다. 모든 하중과 저항인자들이 각각의 서로 다른 밀도함수를 갖는다고 가정하며 파괴확률의 계산에 정규분포의 가정이 들어가지 않는다. 따라서 무작위로 변동하는 하중과 저항인들의 불확실성을 모사하기 위하여 일반적으로 MCS(Monte Carlo Simulation)방법을 사용한다. 확률적 개념에 의한 구조안전성의 척도인 구조물의 신뢰성(P_f)은 파괴확률(P_f)과 보수확률($1 - P_f$)의 관계에 있으며, Level III의 신뢰성 설계법에서는 구조물의 파괴확률(P_f)을 난수발생절차를 이용한 MCS에 의한 신뢰성해석으로 구할 수 있다.

그러나 MCS의 단점은 분포에서 자료를 추출하여 표본 집단을 만들 때, 임의 추출이기 때문에 자료수가 적으면 한쪽으로 치우칠 우려가 있을 뿐 아니라 분포에서 고르게 자료를 추출하려면 추출 개수가 상당히 많으므로 계산량이 많아진다. 이와 같이 MCS에 의한 신뢰성해석에 있어서의 계산시간이 많이 소요되는 단점을 보완하기 위한 방법으로서 도함수의 미분 없이 계산시간도 단축하면서 정도를 높일 수 있는 근사적 통계수법인 점추정법의 신뢰성이론이 Rosenblueth(1975)에 의해 제안되었다.

Level IV 방법은 총기대비용 최소화방법으로 불확실한 상황에서의 시공과 파괴시의 복구와 유지관리 등의 기대비용 및 이익에 관한 경제성 분석 또는 사회·경제성 원

리를 이용한 최적화 기법이다. 이 방법에서 기대 생애주기비용을 최소화하기 위한 비용함수는 안전에 가장 지배적인 구조성능에 대한 파괴기대비용과 초기비용에 국한하여 목적함수로 정식화하여 사용할 수 있다. 구조물의 비용·효율적인 최적 설계란 안전성을 만족하면서 구조 수명 간 최소비용을 도모해야 한다.

3.1.2 FOSM의 근사적 해석

3.1.2.1 MFOSM의 근사적 해석

확률적인 개념에 의한 구조안전성의 척도인 구조물의 신뢰성(P_f)은 파괴확률(P_f)과 보유확률의 관계($P_f=1-P_r$)를 갖는다. 구조물에 대한 작용외력(S)과 저항(R)이 무작위변수인 경우, 구조안전성 역시 무작위변수인 안전여유 $Z=R-S$ 로 표현되며, $Z \leq 0$ 일 때 안전성을 상실한 파손 또는 파괴상태가 된다. 즉, 구조부재는 저항(R)이 작용외력(S)보다 작을 때 파괴된다고 할 수 있다.

따라서, 구조부재의 파괴확률(P_f)은 식 (3.1)과 같이 표현할 수 있다.

$$P_f = P[Z = g(R, S) \leq 0] = P(R \leq S) = P(R - S \leq 0) \quad (3.1)$$

여기서, $g(\cdot)$ 을 한계상태함수라고 하며, 파괴확률은 한계상태의 초과확률과 동일하기 때문에 파괴확률 P_f 를 일명 한계상태확률이라고도 일컫는다.

식 (3.1)에서 파괴확률은 개념적으로 식 (3.2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int \int f_{RS}(r, s) dr ds \quad (3.2)$$

여기서, $f_{RS}(r, s)$ 는 R, S 의 결합밀도함수, D 는 파괴영역을 나타낸다.

R 과 S 가 독립일 때, 즉 $f_{RS}(r, s) = f_R(r)f_S(s)$ 일 때 식 (3.3)은 다음과 같이 되며, 파괴확률을 도해적으로 표현하면 그림 3.1과 같다.

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_R(x)f_S(x)dx \quad (3.3)$$

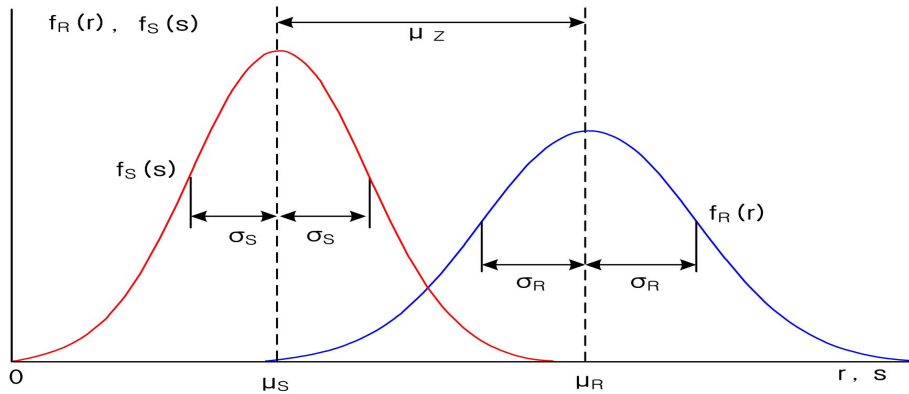


그림 3.1 S와 R의 분포

저항 R 과 작용외력 S 가 기본확률변수 X_1, X_2, \dots, X_n 의 비선형함수이면 한계상태함수 $g(R, S)$ 가 비선형으로 되어 이론적으로는 식 (3.2)에 의해 P_f 를 구할 수 있지만 실제의 해석을 수행하는 데는 많은 어려움이 따르게 되며, 한계상태함수가 선형으로 표현되면 한계상태함수의 통계적 1, 2차 모멘트인 평균과 분산을 이용하여 다음과 같이 파괴확률 P_f 를 실용적으로 구할 수 있다. 이 방법은 한계상태함수의 평균점에서 전개한 Taylor급수의 1차 항을 이용한다고 해서 MFOSM방법이라고 한다.

R 과 S 가 각각 평균 μ_R 과 μ_S 분산 σ_R^2 과 σ_S^2 을 갖는 Gaussian 무작위변수라고 하면, 안전율 $Z=R-S$ 는 다음과 같이 평균과 분산을 갖는다.

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \quad (3.4a)$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (3.4b)$$

따라서, 파괴확률 p_f 는 다음과 같이 되고 도해적으로 표현하면 그림 3.2와 같다.

$$P_f = P(R - S \leq 0) = P(Z \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) \quad (3.5)$$

여기서, $\Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right)$ 는 표준정규분포함수(평균=0, 분산=1)를 나타낸다.

식 (3.4a), (3.4b)를 식 (3.5)에 대입하면 파괴확률은 다음과 같이 된다.

$$P_f = \frac{-(\mu_R - \mu_S)}{(\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^{1/2}} = \Phi(-\beta) \quad (3.6)$$

여기서, β 는 다음과 같이 정의되며 신뢰성지수라고 일컫는다.

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3.7)$$

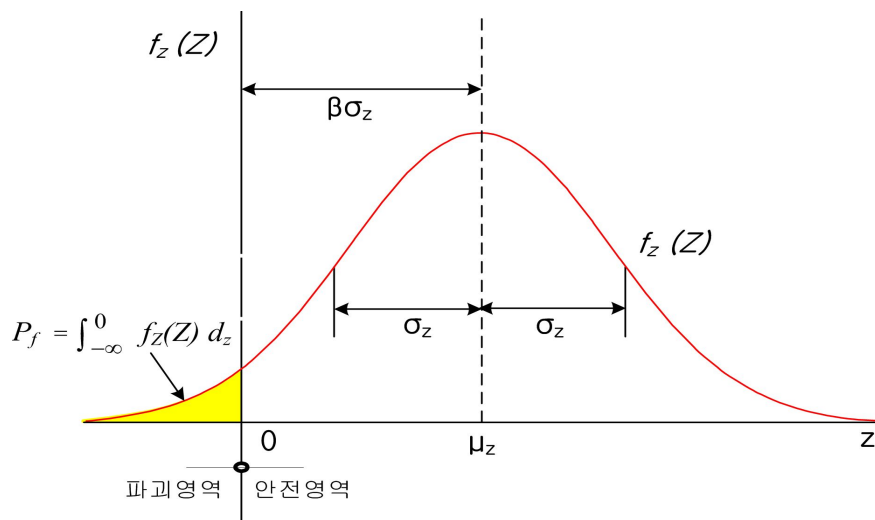


그림 3.2 파괴확률 P_f 의 분포

3.1.2.2 AFOSM의 방법

기본변수 X_i 가 비정규분포인 경우에는 결합밀도함수를 구하기가 어렵게 되고, X_i 의 엄밀한 확률분포도 알 수 없는 경우가 많다. 또한 X_i 의 확률분포를 안다고 하더라도 통계적 자료가 부족하여 모수의 결정이 어려운 경우도 많다. 그러므로 기본변수 X_i 의 확률분포 대신에 1, 2차 모멘트인 평균과 분산을 알면, 기본변수를 Gaussian 분포로 가정하여 파괴확률과 등가의 개념을 가진 신뢰성지수($\beta = -\phi^{-1}(P_f)$)를 사용하여 상대적인 구조신뢰성을 구하는 방법을 2차모멘트법이라고 한다.

AFOSM방법에서는 한계상태함수의 선형전개가 평균점에서 이루어지는 것이 아니라 파괴면 즉, $g(\cdot)=0$ 인 면상의 최확파괴면에서 이루어지게 된다. 따라서 실제 비선형 한계상태면에 보다 근접한 파괴확률을 구할 수 있을 뿐 아니라 한계상태함수의 표현방정식에 따라 해가 달라지는 MFOSM의 문제점을 극복할 수 있게 된다.

AFOSM방법은 Hasofer-Lind가 이와 같은 MFOSM방법의 문제점을 극복하고, Rackwitz-Fiessler가 등가정규분포 변환기법을 도입함으로써 비정규분포를 갖는 기본변수들의 비선형함수로 된 일반적인 한계상태함수까지도 정확하고 일관성 있는 해를 구할 수 있는 실용적인 신뢰성 해석방법으로 발전하게 되었다.

(1) Hasofer-Lind방법

Hasofer-Lind(1974)가 제안한 소위 AFOSM방법의 기본개념은 기본변수 $X=(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n)$ 의 비선형함수인 한계상태함수의 파괴면 $g(X)=0$ 을 무상관정규화 표준변수 $U=(U_1, U_2, U_3, \dots, U_n)^T$ 공간으로 변환시킨 후, 표준변수의 함수로 표현된 $g(U)=0$ 인 한계상태표면까지의 원점으로부터의 최소거리를 신뢰성지수(β)로 정의한 것이다.

그림 3.3에서는 두 개의 변수에 대한 신뢰성지수(β)를 도해적으로 보여 주고 있다.

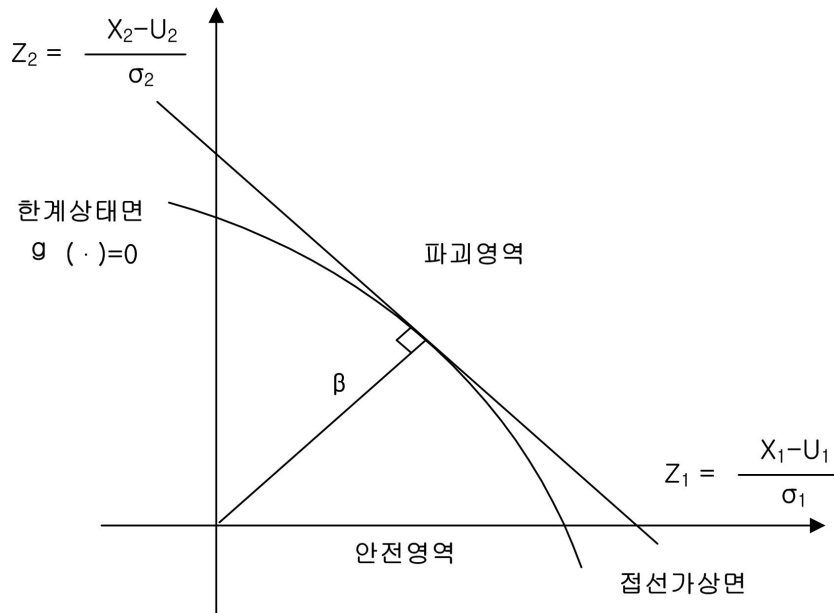


그림 3.3 표준화된 공간에서의 신뢰성지수 β

이때, U 공간으로의 변환을 표시하면 다음과 같다.

$$U = T[X - E(X)] \quad (3.8)$$

$$E(U) = 0 \quad (3.9)$$

$$C_U = TC_X T^T = I \quad (3.10)$$

여기서, $E(X)$ 는 X 의 기대치, $E(U)$ 는 무상관 표준화변수의 기대치, T 는 변환 매트릭스, C_U 는 U 의 공분산 매트릭스, C_X 는 X 의 공분산 매트릭스 그리고 I 는 단위 매트릭스를 나타낸다.

우선, 기본변수 X_i 사이에 상관계수가 없을 경우, 표준화변량 U_i 는 단순히 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$U_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (3.11)$$

여기서, U_i 의 평균(μ_{ui})은 0, 표준편차(σ_{ui})는 1을 나타낸다.

Hasofer-Lind의 신뢰성지수 β , 즉, 표준화공간 안에서 한계상태함수 $g(U) = 0$ 인 파괴면까지 최소거리는 다음과 같이 됨을 알 수 있다.

$$\beta = \min(U^T U)^{(1/2)} \quad (3.12)$$

또는 등가적으로 기본변수 공간에서 다음 식 (3.13)과 같이 표현된다.

$$\beta = [(x - E(X))^T C_X^{-1} (x - E(X))]^{(1/2)} \quad (3.13)$$

Shinozuka는 AFOSM 신뢰성해석에 의한 신뢰성지수 β 의 식 (3.12)는 근본적으로 최적화 문제에 해당되며, Lagrange 승계수법에 의해 등가적으로 유도할 수 있고, β 에 해당하는 설계점은 기본변수들을 정규변량으로 가정하였을 경우 최확 파괴점의 위치가 됨을 보여주었다.

따라서, 최확파괴점에서 한계상태방정식의 단위경사는 (-)방향이므로 각 좌표축에 대한 방향여현은 다음과 같다.

$$\alpha_i = - \frac{\partial g / \partial U_i}{[\sum (\partial g / \partial U_i)^2]^{(1/2)}} \quad (3.14)$$

$$U_i^* = -\alpha_i \beta \quad (3.15)$$

$$g(U_1^*, U_2^*, U_3^*, \dots, U_n^*) = 0 \quad (3.16)$$

대개의 경우 실용적인 계산을 위해서는 U 공간 대신에 X 공간에서 반복하여 시행하면 다음과 같이 된다.

$$X_i^* = \mu x_i + U_i^* \sigma x_i = \mu x_i + a_i \beta \sigma x_i \quad (3.17)$$

$$\alpha_i = - \frac{(\partial g / \partial X_i) a x_i}{[\sum (\partial g / \partial X_i)^2 a^2 x_i]^{(1/2)}} \quad (3.18)$$

$$g(X_1^*, X_2^*, X_3^*, \dots, X_n^*) = 0 \quad (3.19)$$

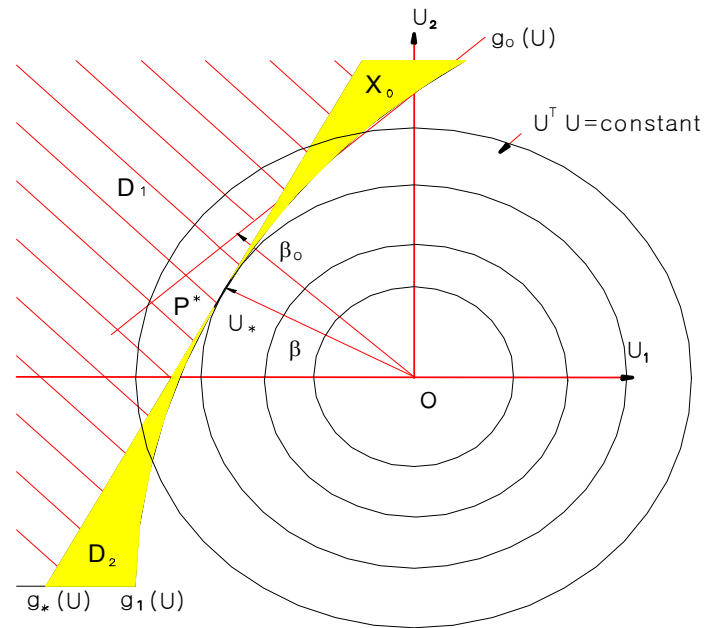


그림 3.4 U 의 성분들이 무상관일 때의 설계점 결정

(2) Rackwitz-Fiessler 방법

Hasofer-Lind의 AFOSM 방법은 변수 X_i 가 정규변량이고 함수 $g(\cdot)$ 가 선형인 경우에는 정확한 해를 구할 수 있지만, X_i 가 비정규변량이거나 $g(\cdot)$ 의 비선형이 심한 경우에는 근사해조차도 구할 수 없는 경우가 있을 수 있다.

Rackwitz-Fiessler 방법은 분포를 알고 있거나 근사적으로 가정할 수 있는 경우에 비정규분포 X_i 를 등가의 정규분포로 변환시켜 Hasofer-Lind의 AFOSM 방법을 사용할 수 있도록 하는 등가정규분포변환법을 발표하였다.

Rackwitz-Fiessler의 등가정규분포변환법은 식 (3.20)에서 식 (3.21)을 사용하기 이전에 최확과괴점 X_i 에서의 비정규분포 $F_{xi}(X_i^*)$ 값과 확률밀도함수 $f_{xi}(X_i^*)$ 값이 표준정규확률밀도함수 $\phi(U_i^*)$ 값과 같게 되도록 비정규변수를 등가의 정규분포로 변환하여 평균(μ_{xi}^N)과 표준편차(σ_{xi}^N)를 구하도록 하는데 기초개념을 두고 있다. 즉, 한계상태함수가 비정규함수인 경우 평균과 표준편차는 다음 식으로 나타나게 된다.

$$\mu_{xi}^N = X_i^* - \phi^{-1}[F_{xi}(X_i^*)]\sigma_{xi}^N \quad (3.20)$$

$$\sigma_{xi}^N = \frac{\phi[\phi^{-1}[F_{xi}(X_i^*)]]}{f_{xi}(X_i^*)} \quad (3.21)$$

(3) AFOSM 반복시행 알고리즘

진술한 방법을 이용한 신뢰성 해석방법을 요약하면 다음과 같다.

[1단계] 고려하고자 하는 한계상태함수를 정한다.

[2단계] 신뢰성지수 β 를 가정한다.

[3단계] 모든 i 에 대한 초기검사치 $X_i^* = X_i$ 를 설정한다.

[4단계] 위의 식 (3.20)과 식 (3.21)에 따라 비정규변수들에 대하여 등가의 정규분포평균(μ_{xi}^N)과 표준편차(σ_{xi}^N)를 계산한다.

[5단계] 추정점 X_i^* 에서 편미분 $\partial g/\partial X_i$ 를 계산한다.

[6단계] 단위구배벡터 α_i 를 계산한다.

$$\alpha_i = \frac{(\partial g/\partial X_i)\sigma_{xi}^N}{\left[\sum (\partial g/\partial X_i)\sigma_{xi}^N\right]^{(1/2)}}$$

[7단계] X_i^* 의 새로운 값을 계산한다.

$$X_i^* = \mu_{xi}^N - \alpha_i \beta \sigma_{xi}^N$$

그리고 α_i 가 수렴할 때까지 단계 4~7을 반복하여 시행한다.

[8단계] 고려하는 $g(X_1^*, X_2^*, X_3^*, \dots, X_n^*) = 0$ 에 대하여 β 를 계산한다.

그리고 연속적인 반복시행에 의해 β 의 차이가 허용한계 내에 들 때까지 단계 4~8을 반복 시행한다.

확률적 최적화 기준의 안전모수 ϕ , γ_i 를 보정하는데 사용되는 AFOSM 설계의 알고리즘은 해석시와는 반대로 한다.

[1단계] 고려하고자 하는 한계상태를 정한다.

[2단계] 목표신뢰성지수 β_0 를 가정한다.

[3단계] 모든 i 에 대해 초기검사치 X_i^* 를 결정한다.

[4단계] 위의 식 (3.20)과 식 (3.21)에 따라 비정규변수들에 대하여 등가의 정규분포 평균(μ_{xi}^N)과 표준편차(σ_{xi}^N)를 계산한다.

[5단계] 추정점 X_i^* 에서 편미분 $\partial g / \partial X_i$ 를 계산한다.

[6단계] 단위구배벡터 α_i 를 계산한다.

$$\alpha_i = \frac{(\partial g / \partial X_i) \sigma_{xi}^N}{\left[\sum (\partial g / \partial X_i) \sigma_{xi}^N \right]^{(1/2)}}$$

[7단계] X_i^* 의 새로운 값을 계산한다.

$$X_i^* = \mu_{xi}^N - \alpha_i \beta \sigma_{xi}^N$$

그리고 α_i 가 수렴할 때 까지 단계 4~7을 반복하여 시행한다.

[8단계] 고려하는 $g(X_1^*, X_2^*, X_3^*, \dots, X_n^*) = 0$ 에 대하여 $\gamma_i = X_i^* / X_i$ 로부터 ϕ 및 γ_i 를 계산한다.

3.1.3 몬테카를로 시뮬레이션 기법

몬테카를로 추출법은 시뮬레이션 테크닉의 일종으로 구하고자 하는 수치의 확률적 분포를 반복 가능한 실험의 통계로부터 구하는 방법이다. 확률변수에 의거한 방법이 기 때문에, 1949년 Metropolis Uram이 모나코의 유명한 도박의 도시 몬테 카를로의 이름을 본떠 명명하였다.

구조물의 신뢰성이란 내용기간 동안 설계목적상의 기능 및 안전성을 확보할 수 있는 능력, 즉 내용기간 동안 발생가능한 모든 재하환경으로 인한 악조건으로부터 파괴되지 않고 안전성을 확보할 수 있는 확률로서 정의할 수 있다. 확률적 개념에 의한 구조안전성의 척도인 구조물의 신뢰도(Reliability ; P_r)는 파괴확률 P_f 와 보확률 ($=1-P_f$)의 관계를 갖는다. 이론적으로 구조물의 파괴확률 P_f 는 난수발생절차를 이용한 몬테카를로 시뮬레이션(Monte Carlo Simulation; MCS)에 의한 신뢰성해석으로 신뢰성지수를 구할 수 있다. MCS에 의한 난수발생절차는 그림 3.5와 같이 된다.

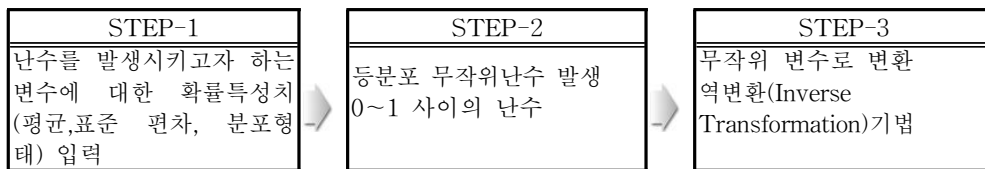


그림 3.5 MCS에 의한 난수발생절차

일반적으로 MCS는 다양한 신뢰성 해석기법들 중에서 개념적으로 용이하고 적용성이 뛰어나며 일관된 결과를 제공하는 것으로 알려져 있다. 이론적으로 파괴확률은 다음과 같이 그림 3.6과 같이 적분식으로 구할 수 있다.

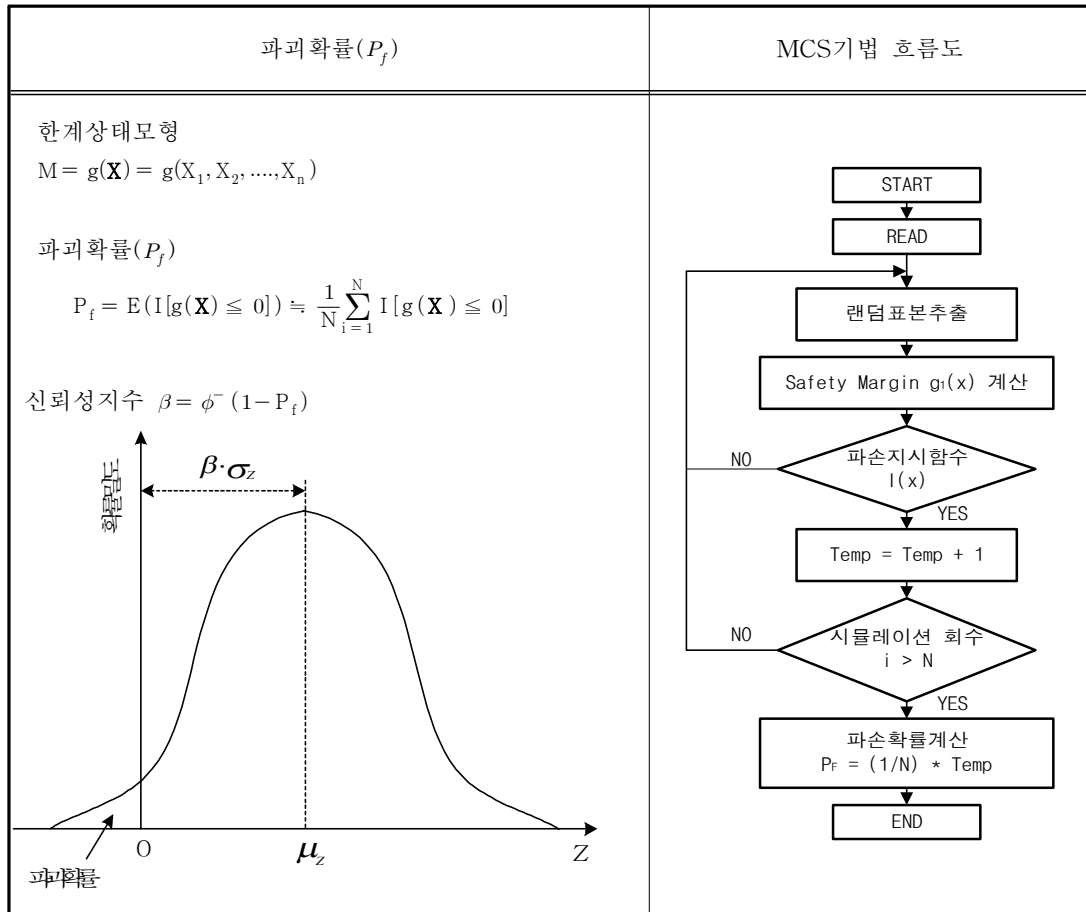


그림 3.6 MCS에 의한 파괴확률(P_f) 산정절차

이 때, 신뢰성지수와 파괴확률과의 관계는 다음 표 3.2와 같이 된다.

표 3.2 신뢰성지수 β 와 파괴확률 P_f 와의 관계

β	0	1	2	3	4	5
P_f	5.00e-01	1.59e-01	2.28e-02	1.35e-03	3.17e-05	2.87e-07

3.2 강관말뚝의 설계 극한지지력 산정방법

고강도 강관말뚝의 지지력 특성은 재료적 특성에 의해 일반적인 강관말뚝과는 구별되어야 하며 크게 방향성, 관입성, 폐색성, 시관경과효과로 분류할 수 있다. 강관말뚝의 지지력에 영향을 미치는 지반조건의 인자는 지반의 응력상태, 상대밀도, 토압계수와 마찰계수 등이다.

말뚝의 허용지지력 산정에 사용되는 안전율은 지지력 산정방법, 지반조건, 말뚝 설치방법, 시공정도에 따라 결정된다. 이론적 해석방법이나 경험적 해석방법 등에 의한 경우는 2.5~3이고, 재하시험을 수행하고 항복하중이 명확히 판정된 경우는 2, 그리고 재하시험을 수행하고 항복하중이 명확하게 판정되지 않은 경우는 2.5를 일반적으로 적용하고 있다.

강관말뚝의 지지력 산정방법으로는 크게 정역학적 지지력공식을 이용하는 방법, 현장관입시험(SPT, CPT, PMT)의 결과를 이용하는 방법, 반경험식을 이용하는 방법, 과동방정식을 이용하는 방법, 재하시험방법이 이용될 수 있으며, 가장 좋은 방법은 정재하시험이나 동재하시험 결과에 의해 각 경우의 조건을 반영하는 것이 바람직하다. 그러나 국내의 경우 지반조사 결과나 사전정보를 토대로 지지력을 예측하는 방법에 의존하는 경우가 많다.

강관말뚝의 지지력도 PHC말뚝과 같은 다른 말뚝과 마찬가지로 일반적인 지지력 공식으로 나타낼 수 있다.

각각의 국내 설계 기준에 제시된 외말뚝의 극한선단지지력의 일반적인 산정방법은 다음과 같다.

3.2.1 정역학적 지지력공식

설계 극한지지력 산정에 적용된 정역학적 지지력공식 의한 극한지지력은 식 (3.22)와 같다.

$$Q_u = (\sigma'_v + N_q + cN_c)A_p + \sum f_s A_s \quad (3.22)$$

여기서, σ'_v 는 말뚝 선단 깊이의 유효상재압(한계관입깊이=20B, B=말뚝직경), N_q

N_c 는 깊은기초의 지지력계수, c 는 말뚝지지층의 점착력, A_p 는 말뚝 선단 지지면적, A_s 는 말뚝 주면적, f_s 는 단위면적당 최대주면마찰력($\alpha C_u + K_s \overline{\sigma_v} \tan \sigma$), α 는 부착력 계수, C_u 는 주면지반 비배수전단강도, K_s 는 말뚝면에 작용하는 법선토압계수 ($=1.4(1 - \sin \phi)$), δ 는 말뚝과 주변 흙 사이의 마찰각(20°)이다.

사질토의 경우에는 $c=0$ 을 적용하여 식 (3.23)과 같이 선단지지력을 구한다.

$$q_p = \sigma'_v N_q \quad (3.23)$$

균질한 사질토 지반의 경우 말뚝의 관입깊이가 깊어지면 말뚝 선단부 위치에서의 유효상재압 σ'_v 는 직선적으로 증가하므로 단위면적당 극한선단지지력도 직선적으로 증가하여야 한다. 그러나 말뚝의 실제 극한선단지지력은 관입깊이가 깊어짐에 따라, 초기에는 직선 증가 구간이 나타나지만 어느 심도 이상이 되면 그 값이 한계에 도달하여 더 이상 증가하지 않는다. 이와 같이 말뚝의 극한선단지지력 도달에 필요한 최소관입깊이를 한계관입깊이(Critical Depth of Penetration)라 한다. 사질토 지반에서의 말뚝의 선단지지력을 개략적으로 추정할 때는 한계관입깊이를 $20B$ 로 가정하고 $D_f=20B$ 를 사용하여 식 (3.22)을 계산한다.

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

표 3.3 내부마찰각(ϕ)과 지지력계수(N_q)의 관계

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

주면마찰력은 다음 식 (3.24)에 의해 계산된다.

$$f_s = k_s \overline{\sigma}_v \tan \delta \quad (3.24)$$

여기서, $\overline{\sigma}_v$ = 말뚝측변 흙의 평균 유효상재압이며, 토압계수는 표 3.4, 식 (3.25)와 같다.

표 3.4 주변마찰력을 산정을 위한 토압계수(k_s)

말뚝 형태	k_s	
	느슨한 모래	촉촉한 모래
타입 H말뚝	0.5	1.0
타입치환말뚝	1.0	1.5
타입치환썰기형말뚝	1.5	2.0
타입사수말뚝	0.4	0.9
굴착말뚝(B≤1500mm)	0.7	

$$k_s = 1.4(1 - \sin \phi) \quad (3.25)$$

말뚝과 흙 사이의 마찰각(δ)은 표 3.5의 값을 적용한다.

표 3.5 말뚝 표면과 흙의 마찰각 δ

말뚝 재료	δ
강 말뚝	20°
콘크리트 말뚝	3/4 ϕ
나무 말뚝	3/4 ϕ

주변 마찰력 f_s 도 선단지지력과 마찬가지로 어느 정도 깊이까지는 직선적으로 증

가하지만 어느 깊이 이하에서는 그 증가를 멈추고 일정 값을 유지한다. 이 한계 깊이로서 $L_c=20B$ 를 사용한다.

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

$$q_p = C_u N_c \quad (3.26)$$

여기서, 지지력 계수 N_c 의 값은 기초의 폭, 형태 및 관입비에 영향을 받는다. 그림 3.7은 Skempton(1951)이 제안한 N_c 값인데, 말뚝기초의 경우 일반적으로 정방형 또는 원형단면이며 관입비 또한 4이상이므로, $N_c = 9$ 를 적용하였다.

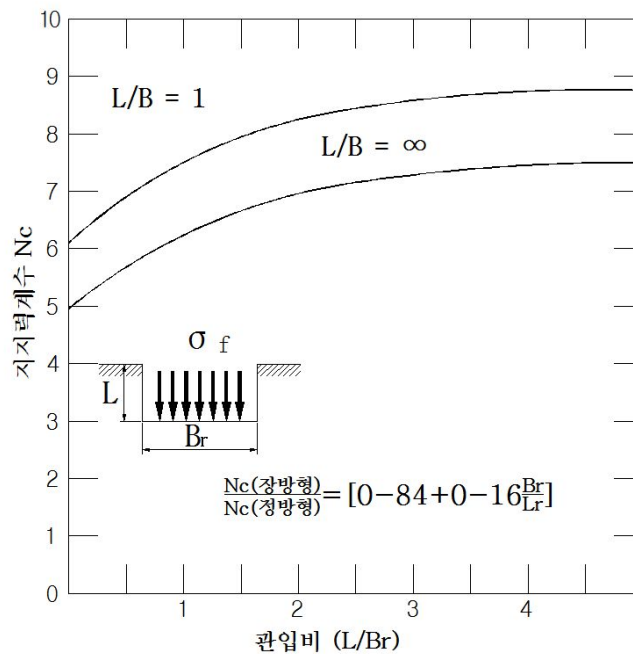


그림 3.7 지지력계수 N_c

점성토의 주면 마찰력은 α 계수법, β 계수법에 의해 산정되며(건설교통부, 2003) 본 논문에서는 비배수 조건에 대해 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.

$$f_s = C_u = \alpha c_u \quad (3.27)$$

여기서, C_u = 부착력, c_u =비배수 점착력, α =부착력 계수이다. α 값은 점토층의 굳기와 말뚝종류, 크기, 시공법, 지층상태 등에 따라 값이 달라진다. 그림 3.8에는 α 계수와 비배수 점착력 C_u 의 관계를 나타낸 몇 개의 곡선이 제시되어 있다. 육상말뚝에 대해서는 Woodward의 곡선을, 해상구조물을 위한 긴 장관말뚝에 대해서는 API의 곡선을 사용한다(Hunt, 1986).

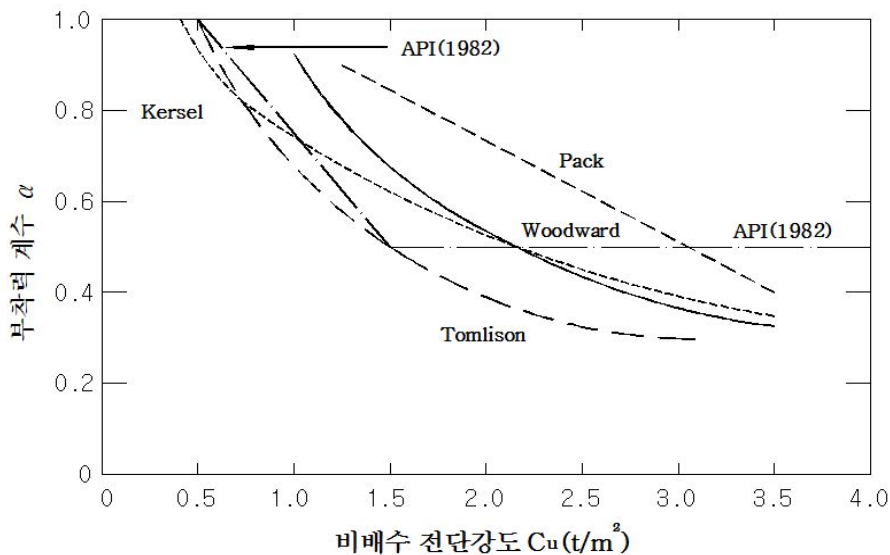


그림 3.8 타입말뚝의 부착력 계수

β 계수법(유효응력 해석법)은 말뚝 관입에 의하여 말뚝 주위 지반이 흐트러지며 과잉간극수압이 발생되지만 어느 정도 시간이 경과하면 과잉간극수압이 소산되면서 흐트러졌던 지반이 재 압밀된다. 말뚝을 시공한 후 과잉간극수압이 소산된 후 하중이 재하 되면 말뚝의 주면에 발생하는 마찰력은 주변지반의 배수전단강도로 표시된다. 따라서 주면마찰력은 식 (3.28)과 같다.

$$f_s = C'_r + K\overline{\sigma'_v} \tan\phi'_r \quad (3.28)$$

여기서, c'_r =교란된 점토가 재 압밀된 후의 점착력, ϕ'_r =교란된 점토가 재 압밀된 후의 배수전단 저항각, σ'_v =마찰력이 작용하는 지층의 평균 유효 상재압, $K=K_0=1-\sin\phi'_r$ (정규 압밀 점토), 또는 $K=K_0=(1-\sin\phi'_r)\sqrt{OCR}$ (과압밀점토), OCR=과압밀비이다. 그런데 c'_r 값은 일반적으로 0이므로 식 (3.29)와 같다.

$$\begin{aligned} f_s &= K\sigma'_v \tan\phi_r \\ &= \beta\overline{\sigma'_v} \quad \text{where, } \beta = K \tan\phi'_r \end{aligned} \quad (3.29)$$

3.2.2 Meyerhof 지지력공식

사질토 지반에 설치된 말뚝의 극한지지력은 표준관입시험의 결과인 N치를 이용한 경험식(Meyerhof, 1976)에 의하여 추정할 수 있으며 그 식은 다음과 같다.

$$Q_u = mN'_{60}A_p + n\overline{N'_{60}}A_s \quad (3.30)$$

여기서, Q_u =말뚝의 극한지지력, A_p =말뚝선단면적, A_s =사질토 지반에 묻힌 말뚝의 겉면적이며, N'_{60} 은 다음과 같다.

$$N'_{60} = C_N \times N_{60} \quad (3.31)$$

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

\overline{N}_{60} : 말뚝주면부 사질토 지반의 평균 N 값(표준관입시험에서 해머의 타격 에너지 효율을 실측하여 60%로 보정한 N 값)

식 (3.30)의 타입말뚝에 대한 m 과 n 은 다음 식으로 결정한다.

$$m = 3(L_b/B) \leq 30, \quad mN'_{60} \leq 1500tf/m^2 \quad (3.32)$$

$$n = \frac{1}{5}, \quad \text{여기서 } n\overline{N} \leq 10tf/m^2 \quad (3.33)$$

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

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

제4장 강관말뚝 기초의 신뢰성 해석 예 및 설계기준 제시

4.1 해석대상

신뢰성 이론을 이용한 타입 강관말뚝의 LRFD 설계기준을 제시하기 위해서는 지역적 가변성과 구조물 재료 자체의 변동성이 작은 하중계수와 달리 변동성이 크고 복잡한 양상을 보이는 지반 및 기초구조물 저항계수의 결정에는 불확실성을 정량화하기 위한 정확한 신뢰성 해석기법의 개발 뿐만 아니라 지반에 대한 실내·현장조사 자료 및 주요 설계변수에 대한 자료 축적이 선행되어야 한다.

본 연구에서는 LRFD 설계기준을 제시하고자 광양제철소를 중심으로 재하시험 16개 자료를 이용하여 적용하였다. 또한 시추조사를 비롯한 지반조사 시험을 수행하여 말뚝이 근입된 심도의 지층특성을 분석하였고 채취된 토질샘플을 이용하여 지반 물성치를 분석하였다. 하지만 본 연구에서는 광양지역에서 실시한 재하시험 16개의 자료는 신뢰성 해석을 위한 자료로서 충분하지 않다고 판단되어 건기원에서 신뢰성 해석 후 작성한 “LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구”에 사용된 신뢰성이 우수한 자료를 취합하여 신뢰성 해석을 위한 기초자료로 사용 하였다.

본 연구에서 직접 수행한 시험구간은 동광양지역 광양제철소 ○○○ TANK 신설공사 고강도말뚝, 5 소결 신설공사 고강도말뚝, 5 코크스 신설공사의 고강도말뚝, SNG 신설공사 고강도 말뚝, 기타 등을 이용하여 재하시험 16회, 동재하시험 16회를 시행하여 지층별 주변마찰력, 선단지지력을 분석하며, 또한 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 경험식을 이용하여 허용응력설계법인 안전율을 고려하여 지지력을 분석하였다.

신뢰성 해석을 하기위한 말뚝 직경, 지질, 길이에 대한 분류는 표 4.1과 같으며, 재하시험의 대부분이 설계지지력의 2배 하중만 가해지고 말뚝 변위량은 탄성압축량 정도의 크기만 발생하여 대부분의 항복지지력을 확인 할 수 없었다.

표 4.1 광양지역 말뚝 구분별 본수

직 경	말뚝수	말뚝길이	말뚝수	재 질	말뚝수
406mm	7	30m이하	1	SPS400	2
508mm	5	30m~40m	6	SPS490	4
711mm	3	40m~50m	6	SPS590	10
914mm	1	50m이상	3		
합계	16		16		16

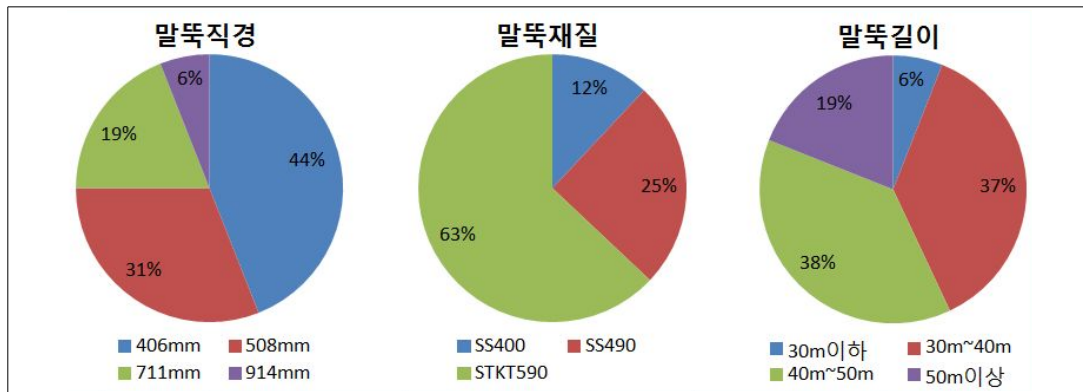


그림 4.1 광양지역 말뚝 직경, 재질, 길이에 따른 분류

재하시험 자료의 분석결과 말뚝 직경은 406mm~914mm에 걸쳐 분포하고 있으며, 말뚝길이 역시 30m미만(6%), 30~40m(37%), 40~50m(38%), 50m이상(19%)으로 분포하고 있다. 또한 재질별 분포 현황을 살펴보면 SPS400(12%), SPS490(25%), SPS590(63%)으로 분포하고 있다.

재하시험 자료의 분석은 하중-침하 데이터에 의한 측정 극한지지력 분석 및 지지력 공식에 의한 설계 극한지지력 평가하고 이들에 대한 통계 특성치 분석 및 신뢰도 해석으로 이루어진다. 지지력 공식에 의한 설계 극한지지력 평가를 위해서는 말뚝기초가 근입된 선단과 주변 지층에 대한 분석이 우선되어야한다. 본 논문에서는 직접 수행한 총 16개의 재하시험 자료에 대한 선단 및 지층 분석결과 단일 지층보다는 모

래질, 자갈질, 실트질 등 여러 가지 상이한 지층이 섞여 있는 혼합토 지층을 보였는데 이는 국내의 지반특성이 그대로 반영되었다.

건기연 보고서에서는 저항계수 산정을 위한 통계분석과 신뢰성 해석을 실시하기 위하여 수집된 현장재하시험, 지반조사 및 실내시험자료를 목록화하고, 검토 분석하였다. 2000여 이상 많은 자료 중 다양한 토목 구조물의 기초로서 범용화 되어 있으며 사용성이 높은 기초에 대한 분석을 실시하였다. 지역별 상이한 지층과 지반조건을 대변할 수 있는 충분한 양의 정도 높은 자료축적이 선행되어야만 정확성 높은 신뢰성 평가가 이루어질 수 있으므로 정도 높은 자료의 확보가 가장 중요한 업무 중의 하나이다. 따라서 건기연에서는 재하시험의 자료를 확보를 위해 연구목적의 보고서나 학위논문, 논문집 등에 보고된 자료를 수집하여 다양한 형태의 방대한 자료를 검토하였으며, 본 연구에서는 건기연에서 작성한 보고서의 자료중 신뢰도가 높은 자료 63개만을 선정하여 직접수행한 광양지역의 16개의 자료를 취합하여 신뢰성 분석 및 저항계수 산정을 실시하였다.

건기연 보고서의 신뢰도 높은 63개의 자료의 말뚝제원과 재하시험 지역에 대한 분류결과는 표 4.2 및 그림 4.1과 같다.

표 4.2 건기연 보고서 말뚝 직경별 본수

직 경	말뚝수	말뚝길이	말뚝수	지 역	말뚝수
406mm 이하	8	10m미만	20	경기·강원	13
508mm	36	10m~30m	23	충청도	2
609mm	16	30m 이상	20	경상도	35
609mm이상	3			전라도	8
				기타	5
합계	63		63		63

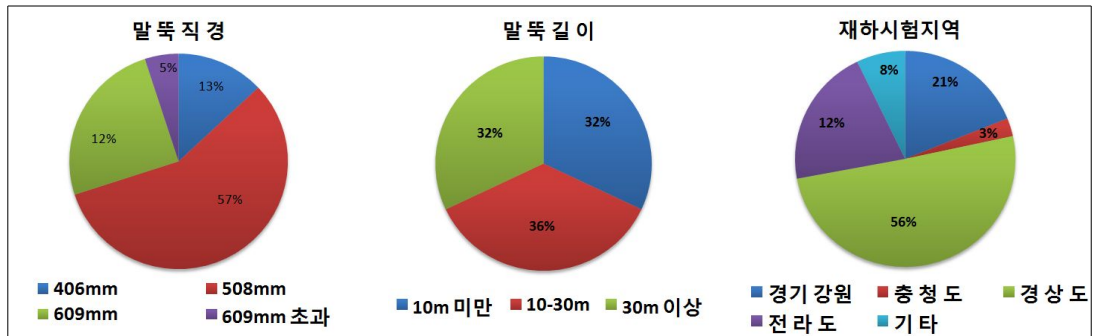


그림 4.2 건기연 보고서 말뚝 직경, 재질, 길이에 따른 분류

선정된 재하시험 자료의 분류 결과 말뚝의 직경은 406mm~812mm에 걸쳐 분포하고 있으며, 말뚝 길이 역시 10m 미만(32%), 30m 이상(31%)으로 고르게 분포하고 있다. 또한 재하시험 수행지역은 제주 지역을 제외한 전국 각지에 걸쳐 분포하고 있으며 그 중 경상도 지역이 56%로서 가장 많았고 그 뒤를 이어 경기·강원 지역(21%), 전라도 지역(13%), 기타(8%), 충청도지역(2%) 등 이었다. 기타지역이란 지역 구분을 정확히 알 수 없는 자료이다. 국내 전체의 전반적인 지반 특성을 고려한 통계 특성치 분석을 위해서 전국의 재하시험자료가 필요한 점을 고려할 때 선정된 자료의 지역 분포는 매우 양호한 것을 알 수 있었다.

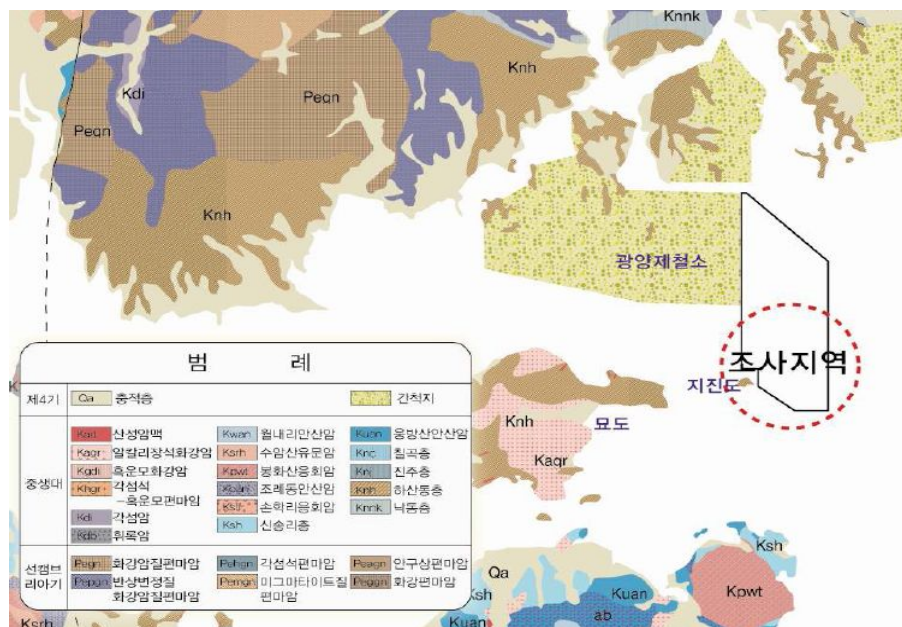
4.2 해석대상의 지형 및 지질

본 연구에서 직접 수행한 해석대상의 지질은 전남 광양시 금호동 일대로서 인근에 광양제철소, 묘도, 태인동, 금호동, 태인도 등이 위치하고 있으며 산계로는 북측으로 가야산(497.3m)과 서측으로 봉화산(246m), 구봉화산(427.7m)과 남측으로는 제석산(336m), 영취산(510m), 호랑산(402m)등 해안 인근에 고지형을 이루고 있고, 북측 산록계는 준산악지형에 해당하며 산록계는 북북서-남남서 방향의 배열을 가진다.

수계는 북동 측으로 섬진강과 수어천이 유입되며, 북서 측으로는 동천과 서천이 유입되고, 광양만 주위를 둘러싼 산에서 발원하는 소지류들이 광양만으로 흘러내리고 있다. 광양만의 남서부와 남동부에 위치하는 여수반도와 남해도에 의해 반폐쇄적인 만(bay)의 지형을 가지며, 크고 작은 섬들이 산재한다. 광양만의 서측과 북측은

수심이 5m 이하로 얇고 해저면 지형은 비교적 평탄한 편이며, 동측의 노랑해협에서 동서 측의 여수만 입구로 이어지는 부분은 수심이 20m 이상으로 깊다.

광역지질은 선캄브리아기의 화강편마암과 화강암질편마암을 백악기 하산동층의 퇴적암이 부정합으로 피복되어 분포되어 있다. 부분적으로 불규칙하게 백악기 산성암맥과 중성암맥이 관입하고 이들을 부정합의 관계로 제 4기 충적층이 피복되어 분포되어 있다. 세부적으로 편마암류는 결정편마암, 안구상 편마암, 우백질 화강편마암 및 화강편마암 등으로 구성되어 있다. 선캄브리아기의 편마암류를 부정합으로 피복, 역암에 함유된 역은 화성암, 규암 및 퇴적암으로 구성되어 있으며, 하산동층은 본 연구 지역의 구봉화산 일대에 넓게 분포하며 대부분 실트스톤과 적색 셰일이 우세하나 사암 및 역암이 협재되어 있다. 유천층군은 대부분 화산암류로서 서부 및 동남부에 분포하고 있다. 불국사 화강암류는 심성암 내지 반심성암의 화성암류로 구성되어 있으며, 변성암류 및 신동층군, 유천층군을 관입하고 있다. 충적층(4기층)은 불국사 화성암류 및 중생대 퇴적암층을 부정합으로 피복하고 있으며 지질과 지형적인 발달 상태에 따라 형성된 계곡부를 중심으로 발달된 하천을 따라 분포하고 있다.



a. 지질도



b. 지형도

그림 4.3 지질도 및 지형도

4.3 대상지반의 지반현황

본 연구에서 직접 수행한 광양지역의 지반특성은 생성, 풍화, 운반, 퇴적 과정과 생성 후 구성 광물의 변화, 응력, 함수비 등 지역 특성과 위치에 따른 변화를 보이며, 연직방향과 수평방향에 따른 물성의 변화를 보인다. 또한 시간적, 경제적 제한으로 인해 국부적인 조사·계측 및 실험만이 수행되었으며, 측정 장비와 방법, 조사자에 따른 차이 그리고 제반 실험 오차 등이 발생할 수 있다. 설계정수를 도출하는 해석 과정 중 발생 가능한 오차는 측정 자료의 부족이나 간접적 상관식을 이용한 모델 오차 등 신뢰성 분석기법과 그 적용에 있어서의 불확실성 등이다.

국내외 기준에서 확률변수로서 채택되고 있는 토질정수로는 표준관입시험에 의한 N치, 암반의 일축압축강도, 유효응력, 콘 관입저항치, 삼축압축시험에 의한 내부마찰각 등이다. 이러한 기초구조물의 주요 설계변수들에 대한 지반조사자료, 실내실험 및 현장 재하시험 자료의 데이터베이스 축적과 통계 특성치 규명을 통해 기초구조물의 저항계수 결정을 포함한 하중저항계수설계법 개발이 가능하다. 또한 축적된 자료는

기초구조물 이외의 지반구조물 설계를 위한 기초 자료로도 유용하게 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

기초구조물 주요 설계변수를 정하기 위해서 현장재하시험, 현장 지반조사 자료, 실내실험 자료를 수집 분석하였다. 지역 및 기초구조물의 특성을 대변할 수 있는 충분한 양의 정도 높은 자료 축적이 선행되어야만 정확한 신뢰성 평가가 이루어질 수 있으므로 저항계수의 결정에 있어 자료의 데이터베이스 구축은 가장 중요한 업무 중의 하나이다.

표 4.3과 표 4.4는 표준관입시험 분석결과 실트질 모래층은 부지조성 당시 인위적으로 매립·성토된 층으로 모든 시추공에서 확인되었으며 전 지역에 분포한다. 실트 섞인 세립 ~ 조립의 모래로 구성되며, 층후는 0.3 ~ 24.2m로 분포하며, 습윤 ~ 포화의 함수상태를 보인다. 색조는 암갈색 ~ 암회색의 색조를 띤다. N치는 2 ~ 27의 매우느슨 ~ 조밀한 상대밀도로 분석되었다.

실트질 점토층에서는 부분적으로 조개패 및 세립모래가 혼재되어 있으며, 층후는 3.0 ~ 24.3m로 분포한다. 색은 암회색의 색조를 나타내며, 습윤 ~ 젖음의 함수상태를 보인다. N치는 1 ~ 8의 매우연약 ~ 견고 한 연경도로 분석되었다.

실트질 모래층은 실트섞인 세립 ~ 조립의 모래로 구성되며, 층후는 0.5 ~ 28.0m로 분포하며, 습윤 ~ 포화의 함수상태를 보인다. 색조는 암갈색 ~ 암회색의 색조를 띤다. N치는 6 ~ 50의 매우느슨 ~ 조밀한 상대밀도로 분석되었다.

실트질 점토층에서의 층후는 1.5 ~ 21.3m로 분포한다. 색은 암회색의 색조를 나타내며, 습윤 ~ 젖음의 함수상태를 보인다. N치는 7 ~ 12의 매우연약 ~ 견고 한 연경도로 분석되었다.

모래자갈층에서는 1.4 ~ 14.5m로 분포한다. 색조는 암회색의 색조를 띠며, 젖음 ~ 포화의 함수상태를 보인다. N치는 12 ~ 64이상으로 느슨 ~ 매우조밀한 상대밀도로 분석되었다.

기반암에서의 연암은 암편 섞인 실트질 모래로 와해되며, 높은풍화 ~ 완전풍화상태를 보인다. 연암은 사암 및 셰일로 구성되며, 높은풍화 ~ 보통풍화 상태를 보이고, 약함 ~ 보통강함의 강도로 분석되었다.

표 4.3 광양지역 시추조사 결과

Bore Hole		시 추 조 사 (단위:m)							관입 깊이
		실트질 모래	실트질 점토	실트질 모래	실트질 점토	모래질 자갈	풍화대	계	
A	BH-1	13.1	3.0	6.3	3.8	7.4	1.4	35.5	34.0
	BH-2	13.1	3.0	6.3	3.8	7.4	1.4	35.5	34.8
	BH-3	13.8	10.6	0.5	-	10.3	0.3	35.5	35.2
	BH-4	13.8	10.6	0.5	-	10.3	0.3	35.5	35.0
B	BH-5	23.1	20.1	-	-	5.8	-	49	46.6
	BH-6	24.2	19.0	-	-	5.2	1.9	49.6	50.4
	BH-7	19.8	23.3	-	-	5.4	-	48.5	51.2
C	BH-8	23.0	24.3	-	-	2.2	-	49.5	52.5
	BH-9	23.0	24.3	-	-	2.2	-	49.5	49.0
D	BH-10	03.0	-	03.5	-	14.5	0.20	21.2	21.9
E	BH-11	10.2	09.0	14.7	21.3	1.4	-	48.5	47.4
	BH-12	10.2	09.0	14.7	21.3	1.4	-	48.5	47.4
F	BH-13	15.0	11.0	09.5	01.5	8.0	-	45.0	40.4
	BH-14	06.0	-	28.0	-	05.0	-	39.0	39.3
	BH-15	15.0	11.0	09.5	01.5	8.0	-	45.0	38.9
	BH-16	06.0	-	28.0	-	05.0	-	39.0	41.5

표 4.4 광양지역 N치 분석결과

Bore Hole		시 추 조 사 N치 결과							관입 깊이
		실트질 모래	실트질 점토	실트질 모래	실트질 점토	모래질 자갈	풍화암	계	
A	BH-1	9	3	6	7	64	100		34.0
	BH-2	9	3	6	7	64	100		34.8
	BH-3	2	1	29	-	50	50		35.2
	BH-4	2	1	29	-	50	50		35.0
B	BH-5	13	3	-	-	50	-		46.6
	BH-6	9	2	-	-	24	50		50.4
	BH-7	7	2	-	-	45	-		51.2
C	BH-8	8	3	-	-	60	-		52.5
	BH-9	8	3	-	-	60	-		49.0
D	BH-10	7	-	7	-	12	50		21.9
E	BH-11	14	1	20	11	48	-		47.4
	BH-12	14	1	20	11	48	-		47.4
F	BH-13	10	8	30	12	50	-		40.4
	BH-14	27	-	19	-	50	-		39.3
	BH-15	10	8	30	12	50	-		38.9
	BH-16	27	-	19	-	50	-		41.5

므로 저항의 공칭강도는 정재하시험에 의해 측정된 말뚝의 하중-침하곡선으로부터 지지력을 산정하였다. 또한 정재하시험의 하중-침하 곡선으로부터 측정 극한지지력을 평가하기 위해서 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)과 깊은 기초의 저항계수 결정에 관한 미국의 NCHRP 507 연구보고서 “Load and Resistance Factor Design(LRFD) For Deep Foundations” (Paikowsky 등, 2004) 등 다양한 국내외 설계기준에서 제안하는 방법을 적용하였다.

표 4.5 각 기준에 따른 참고문헌 및 제안자

기 준		참고 문헌 및 제안자(연도)
Davisson 기준		Davisson(1972)
Shape of Curve		NCHRP 연구보고서
DeBeer 기준		DeBeer(1970)
전침하량기준	$\Delta=25.4\text{mm}$ 기준	Terzaghi(1942)
	$\Delta=0.1B$ 기준	Terzaghi(1942)
s-log(t)		구조물기초 설계 기준

본 연구에서의 예측한 파일 한계상태설계법에서의 다양한 국내외 설계기준에서 제안하는 여섯 가지 방법을 적용하였다. Davisson기준, Shape of Curve기준(Paikowsky, 2004), DeBeer 기준, 전침하량 기준($\Delta=25.4\text{mm}$ 기준, $\Delta=0.1B$ 기준), S-log t. 여섯 가지 방법에 의한 참고문헌 및 제안자는 표 4.5와 같다.

Davisson 기준(Davisson, 1972)은 많은 재하시험 결과로부터 말뚝두부의 침하가 말뚝의 탄성변형과 선단지반의 탄성변형의 합보다 크면 파괴가 일어난다고 제안하였으며, 이 한계하중은 말뚝두부 하중에 대한 탄성압축량 직선을 산정한 후 이 직선에 말뚝직경에 따른 상수값을 더한 만큼의 평행이동선을 구하여 하중-침하량 곡선과의 교차점을 찾으면 된다. 말뚝의 탄성압축량 직선에 더해지는 상수 값은 말뚝직경에

따라 직경이 600mm 미만이면 $3.81+D/120(\text{mm})$, 직경이 600mm 이상인 말뚝은 $3.81+D/30(\text{mm})$ 이다.

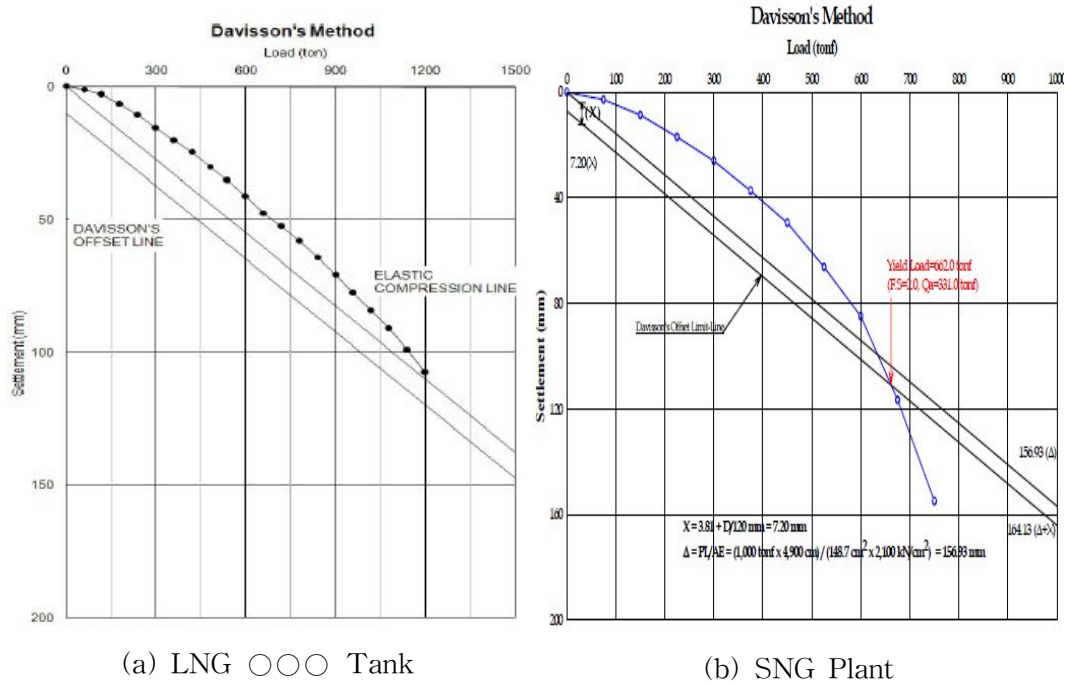


그림 4.5 Davisson 방법에 의한 분석결과

Shape of Curve 방법은 항복하중을 산정하는 방법 중의 하나인 P-S 곡선법 (Butler and Hoy, 1977)과 비슷한 방법으로써, 말뚝두부의 하중-침하량 곡선의 최소 곡률점 두 점의 접선 간 교점을 최소극한 지지력, 극한상태(핀칭파괴)를 보이는 점을 최대극한 지지력으로 하여, 그 범위를 파괴하중으로 나타낸다.

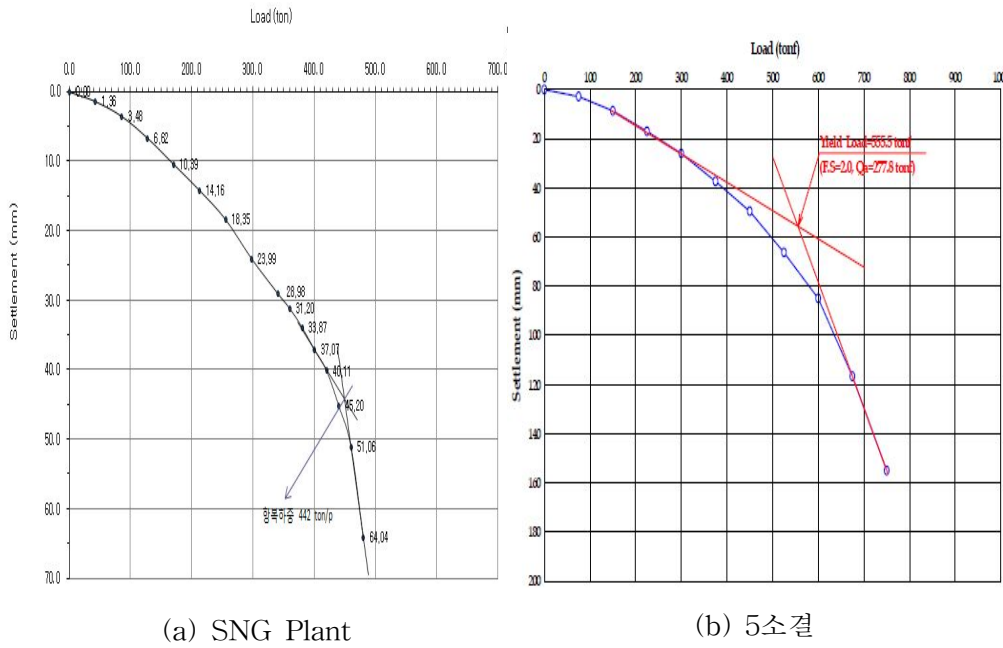


그림 4.6 Shape of Curve 방법의 의한 분석결과

De Beer(1968)의 방법은 국내에서 log P - log S 곡선법으로 알려진 방법으로 극한하중을 결정하는 방법은 다음과 같다. 대수 좌표를 이용하여 그림 4.7과 같이 하중-침하량 곡선을 그린다. 이때 결과치가 두개의 직선상에 나타나게 된다. 다음으로 두 직선의 교차점이 항복하중으로 정의된다. 이 방법은 시험 속도가 느린 완속재하 시험법에 적용하도록 제안되었다.

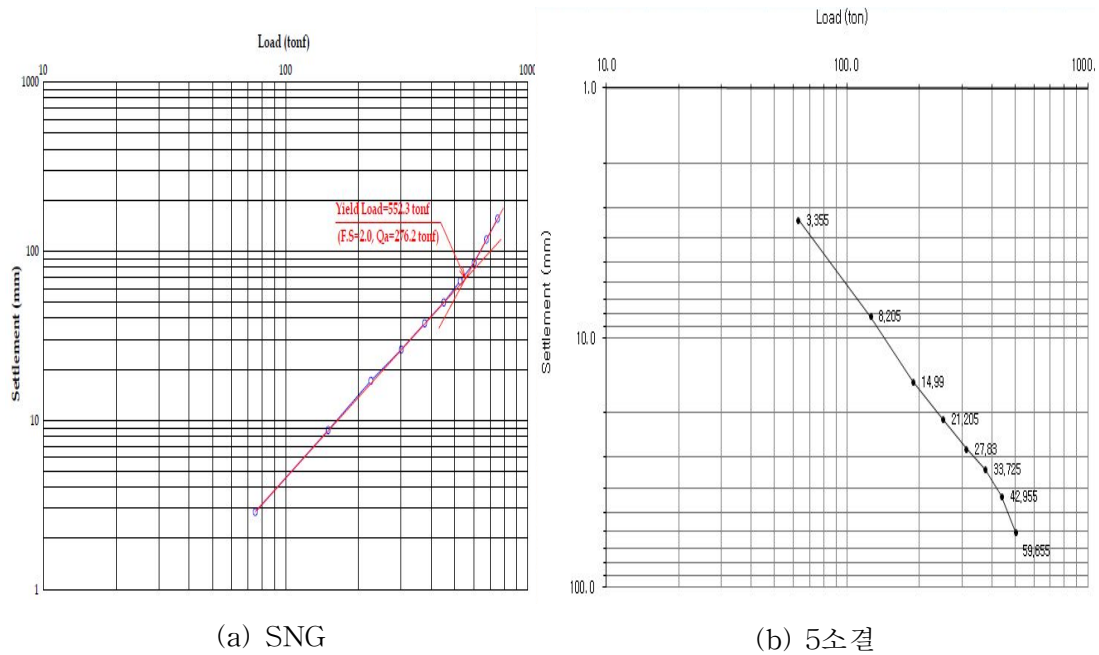
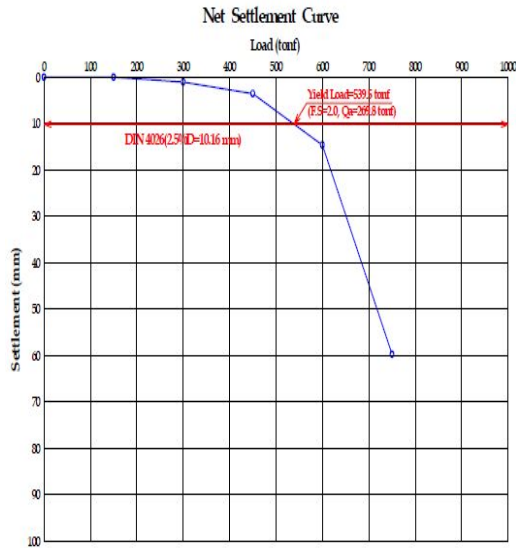


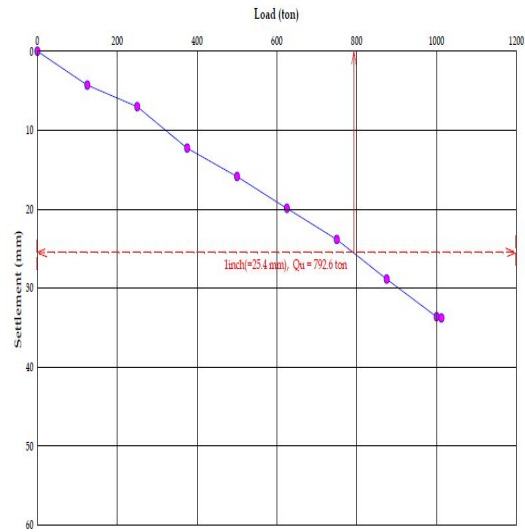
그림 4.7 DeBeer 방법(1970)에 의한 분석결과

전침하량 기준 방법 $\Delta=25.4\text{mm}$ 방법, $\Delta=0.1B$ 방법에서는 전 침하량 기준으로 파괴하중을 결정하는 방법은 Terzaghi(1943)가 제안한 말뚝두부에서의 전침하량이 25.4mm, $0.1B$ (B =말뚝직경)일 때의 말뚝두부 하중을 말뚝의 극한하중으로 정의하는 방법이다.

이외에도 싱가포르 지하철 설계기준, 일본 토질공학회 기준, 러시아의 기준 등 광범위한 기준들이 있다. 그러나 전침하량의 절대값만으로 말뚝의 설계하중을 결정하는 것은 말뚝의 길이와 재료특성으로부터 결정되는 탄성압축량 값의 영향을 고려할 수 없기 때문에 장대말뚝의 경우 적용이 곤란한 문제가 있다. 또한 지반조건과 말뚝의 시공방법에 따라 선단지지력 또는 주변마찰력의 비율이 상이하게 되고 이에 따라 말뚝의 하중-침하량 거동이 결정되는 점을 감안할 때 전침하량 기준에 의한 말뚝의 설계하중 결정은 이를 고려할 수 없다는 단점이 있다. 따라서 전침하량 기준에 의한 말뚝 설계하중 결정은 극히 제한적인 경우에 국한하여 적용할 수 있으며, 반드시 다른 해석결과와 비교하는 과정이 필요하다.

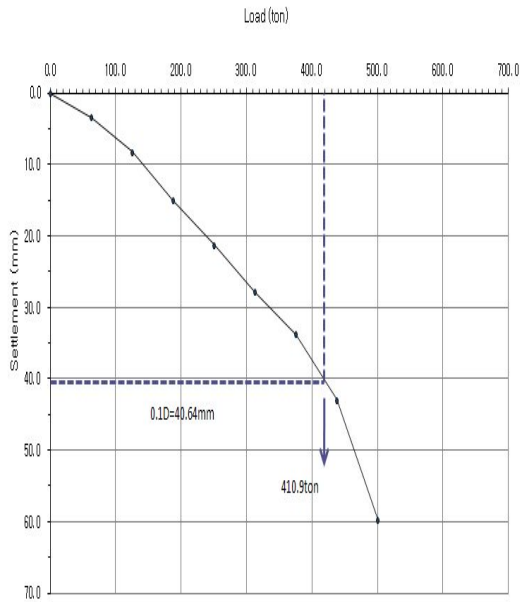


(a) SNG

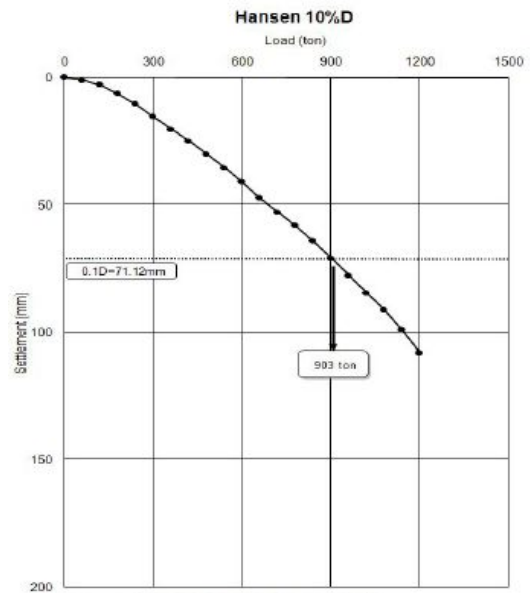


(b) 사일로 신설

그림 4.8 $\Delta=25.4$ mm 방법에 의한 분석결과



(a) 5소결



(b) LNG

그림 4.9 $\Delta=0.1B$ 방법에 의한 분석결과

표 4.6 전 침하량기준(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 협서성 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	

S- log t 분석법에 의한 극한하중 산정방법은 각 재하단계에 대하여 경과시간을 대수눈금(log t)에, 말뚝두부의 침하량(s)을 산술눈금에 그린다. 각 하중단계의 관계선이 직선이 되지 않는 점의 하중을 항복하중으로 한다.

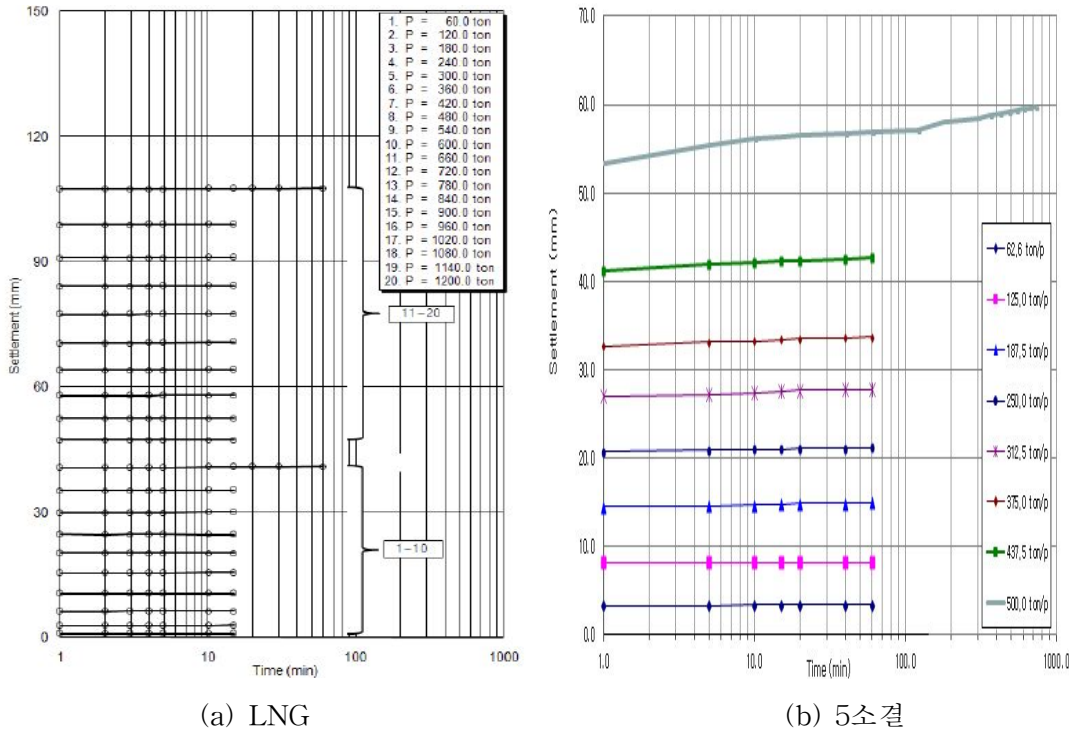


그림 4.10 S- log t 분석결과

이상에서 설명한 극한지지력 산정 방법들은 크기효과(Scale Effect)를 고려하기 위하여 말뚝이 탄성침하량 곡선을 약 20°로 맞춘 후 동일한 그래프 상에 도시하여 극한 하중을 확인하였다. 본 연구에서 직접 수행한 광양지역 16개 재하시험 자료의 측정 극한지지력을 산정한 결과는 표 4.7과 같다.



(a) SNG 신설공사



(b) SILO 신설공사



(c) LNG 탱크 신설공사



(d) 5소결 신설공사

그림 4.11 광양지역 정재하시험(사하중) 전경사진

표 4.7 광양지역 극한지지력 측정값

번호	말뚝정보		선단 N 치	재하시험에 의한 극한지지력(kN)						
	직경 (mm)	길이 (m)		Davisson Criterion	Shape of Curve	DeBeer Criterion	D=25.4 mm	D=0.1 B	S-Log(t)	평균
1	406.4	9.5	64	4625.6	4331.6	4116.0	3028.2	4125.8	4312	4089.9
2	508.0	12.7	64	5880.0	5027.4	5096.0	4047.4	5468.4	5390	5151.5
3	406.4	9.0	50	4018.0	3341.8	2842.0	2381.4	3145.8	4018	3291.2
4	406.4	12.0	50	4900.0	4106.2	4116.0	2812.6	4106.2	4287	4054.8
5	914.4	16.0	50	5292.0	5292.0	5292.0	-	-	5292	5292.0
6	711.2	12.0	50	11760.0	11760.0	11760.0	4312.0	8849.4	11760	10033.6
7	711.0	16.0	45	3694.6	3694.6	3694.6	-	-	2165	3312.4
8	508.0	12.0	60	2646.0	2646.0	2646.0	-	-	2646	2646.0
9	406.0	12.0	60	1960.0	1960.0	1960.0	-	-	1960	1960.0
10	711.2	12.0	50	9917.6	9917.6	9917.6	7767.5	-	9917	9487.6
11	406.4	12.0	48	6487.6	5443.9	5412.5	2940.0	3910.2	-	4838.8
12	508.0	12.0	48	7457.8	6316.1	5833.9	3430.0	5292.0	-	5666.0
13	406.4	9.0	50	4692.2	3920.0	4018.0	1666.0	2940.0	-	3447.2
14	406.4	12.0	50	6517.0	6174.0	5056.8	2744.0	4410.0	-	4980.4
15	508.0	9.0	50	6166.1	4704.0	5292.0	2744.0	5096.0	-	4800.4
16	508.0	12.0	50	6311.2	5880.0	5341.0	2940.0	5488.0	-	5192.0

정재하시험을 통해 얻은 하중-침하 곡선으로부터 산정한 말뚝의 측정 극한지지력은 각 기준마다 상이한 결과를 나타내었으며 적용 자료수도 달랐다. 따라서 말뚝 측정 극한지지력을 산정하는 다양한 기준들 중 대표적으로 적용할 수 있는 하나의 기준을 선정하기 위해서 여러 가지 기준들에 의해 산정된 값의 평균값과 각 지지력 결정법에 의한 결과를 비교하고 통계분석을 수행하였다. 본 연구에서 직접 수행한 광양지역의 16개 자료에 대한 각 지지력 결정법의 k_{sx} (측정 극한지지력 평균/각 방법에 의한 측정 극한지지력)의 평균과 표준편차, 적용가능 재하시험의 자료 수를 각각 표 4.8에 나타내었다.

표 4.8 광양지역 각 기준에 따른 평균과 표준편차

기준		유효자료수	k_{sx} 평균	k_{sx} 표준편차	비교
Davisson 기준		16	0.857434645	0.092730811	
Shape of Curve		16	0.942671579	0.067737478	
DeBeer 기준		16	0.964617802	0.076444105	
전침하량 기준	$\Delta=25.4\text{mm}$ 기준	12	1.641062056	0.332254506	
	$\Delta=0.1B$ 기준	11	0.979433133	0.049403966	
S-Log(t)		10	1.006647165	0.206439499	

k_{sx} = 평균 측정 극한지지력 / 각 방법에 의한 측정 극한지지력

Davisson 방법(1972)의 분석결과 광양지역 총 16개의 자료 중 16개 자료에 대해서 극한지지력을 확인할 수 있었으며, k_{sx} (평균 측정지지력/Davisson 방법에 의한 극한지지력)의 평균은 0.86, 표준편차는 0.093으로 나타났으며 평균값이 1.0보다 작음으로써 타 방법에 비해서 지지력을 과대평가 하는 것으로 나타났다. Shape of Curve 방법은 총 16개의 자료 중 16개 자료가 적용가능 하였으며 k_{sx} (평균 측정지지력/Shape of Curve 방법)의 평균은 0.94, 표준편차는 0.068이었다. DeBeer 방법(1970)은 총 16개의 자료 중 16개 자료가 적용가능 하였으며 k_{sx} (평균 측정지지력/DeBeer 방법)의 평균은 0.96, 표준편차는 0.076이었다. 전체 침하량을 기준으로 하는 방법 중

$\Delta=25.4\text{mm}$ 기준의 경우 총 16개의 자료 중 12개만이 극한지지력 확인이 가능하였고 k_{sx} (평균 측정 극한지지력/ $\Delta=25.4\text{mm}$ 방법에 의한 극한지지력)의 평균은 1.64, 표준편차는 0.332로서 타 방법에 비해서 평균값과의 큰 분산성을 나타내었다. $\Delta=0.1\text{B}$ 기준에서는 광양지역 총 16개중 11개만이 극한지지력 확인이 가능하였고 k_{sx} (평균 측정 극한지지력/ $\Delta=0.1\text{B}$ 방법에 의한 극한지지력)의 평균은 0.98, 표준편차 0.049로서 평균값이 1.0에 근접하기 때문에 다른 방법들에 비해서 전체적으로 평균적인 값을 산정한다는 것을 알 수 있다.

S-log(t) 방법으로 극한지지력이 확인 가능한 자료는 10개이었다. k_{sx} (평균 측정극한 지지력/S-log(t) 방법에 의한 극한지지력)의 평균은 1.01, 표준편차는 0.26으로 분석되었다.

말뚝기초의 측정 극한지지력을 산정하기 위한 대표적인 기준을 선정하기 위해서 이상에서 설명한 바와 같이 여섯 가지 지지력 결정법에 대한 결과의 통계특성과 적용성을 비교 분석하였다.

Shape of Curve 방법은 주관적 판단여부가 지지력 결정에 지대한 영향을 미치는 방법의 특성상 부적합한 것으로 판단되어 제외하였고, DeBeer 방법(1970)과 전침하량 기준 ($\Delta=25.4\text{mm}$, $\Delta=0.1\text{B}$), S-log(t)은 적용 가능한 유효 자료의 수가 적으므로 제외하였다. Davisson 방법(1972)은 반복 가능한 과정을 통해 객관적인 수치를 얻을 수 있는 방법으로서 자료의 분산성이 낮았으며, 가장 많은 자료에 적용이 가능하여 뛰어난 적용성을 보였다. 따라서 본 연구에서는 말뚝의 측정 극한지지력을 결정하기 위한 대표적인 기준으로서 Davisson방법(1972)을 선정하였다.

건기연 보고서에서는 위에서 설명한 극한지지력 산정 방법들은 크기 효과를 고려하기 위하여 말뚝의 탄성침하량 곡선을 약 20° 로 맞춘 후 동일한 그래프상에 도시하여 극한하중을 확인하였다. 63개 재하시험 자료의 측정 극한지지력을 산정한 결과는 표 4.9와 같다.

표 4.9 건기연 보고서 극한지지력 측정값

(* T-석박사학위논문, R-재하시험보고서, J-학술연구논문)

번호	말뚝정보		선단 N 치	재하시험에 의한 극한지지력(kN)						
	직경 (mm)	길이 (m)		Davisson Criterion	Shape of Curve	DeBeer Criterion	D=25.4 mm	D=0.1B	S-Log(t)	평균
T-1	508	18.8	55	5292	5125	4537	5292	-	-	-
T-2	508	34.0	27	1529	1666	1813	1530	1931	-	1488
T-3-1	609	11.7	26	2254	2234	2176	2499	2744	-	2342
T-3-2	508	8.6	26	2254	2234	2176	2499	2744	-	1597
T-3-3	609	7.4	43	2352	2087	2558	2450	2646	-	2215
T-4	508	7.3	31	2352	2205	2146	-	-	-	2381
T-5	508	6.5	52	960	960	882	1568	-	-	1058
T-6-1	609	22.9	10	1991	1823	1666	2019	2519	-	2078
T-6-2	609	25.8	65	3332	3332	2793	2881	3900	-	3489
T-7	508	7.3	32	220	2136	2087	2666	-	-	2303
T-8-1	508	41.3	N/A	-	3489	-	4116	-	-	-
T-8-2	7111	22.2	N/A	2646	2205	-	-	-	-	3058
T-8-3	508	19.1	N/A	4998	5547	-	5782	-	-	5459
T-8-4	406	9.5	N/A	2597	-	-	-	-	-	2862
T-9	609	7.7	N/A	1264	2258	2744	2156	3038	-	1539
T-10-1	813	54.6	4	6086	-	-	5243	-	-	6625
T-10-2	16092	33.0	63	16092	16092	16092	15494	-	-	16092
T-11	406	21.2	60	-	1568	-	-	-	-	-
T-12	508	28.0	N/A	2528	2254	1695	2450	-	-	2668

표 4.9 계속

번호	말뚝정보		선단 N 치	재하시험에 의한 극한지지력(kN)						
	직경 (mm)	길이 (m)		Davisson Criterion	Shape of Curve	DeBeer Criterion	D=25.4 mm	D=0.1 B	S-Log(t)	평균
R-1''	508	33.0	64	4018	3724	2940	3263	2920	-	4067
R-2''	508	24.0	11	6341	6439	6003	5243	6419	-	6488
R-3-1''	609	36.5	13	5145	5655	4018	3871	5998	-	5596
R-3-2''	508	24.0	60	3038	3381	-	3038	3920	-	3410
R-3-3''	609	30.0	60	6664	6292	-	4900	7281	-	6889
R-4-1	609	13.1	52	7311	7644	8095	7448	-	-	7840
R-4-2	609	19.8	53	7203	6997	6272	6566	-	-	7678
R-4-3	609	30.3	56	7399	7605	6047	5321	8291	-	7948
R-5-1''	609	42.4	27	7056	6723	6125	4116	7507	-	7869
R-5-2''	609	57.4	54	4802	6272	5934	3136	4998	-	6448
R-6-1''	609	24.5	46	6860	6135	6321	5135	8232	-	7219
R-6-2''	609	23.3	37	4929	4959	4900	4332	6938	-	5488
R-7	508	31.4	25	1323	1240	1225	1352	1470	-	1343
R-8''	609	58.0	32	3538	3994	3984	2254	3812	-	3704
R-9''	508	17.0	5	4880	4696	4508	4508	-	-	4802
R-10''	508	9.5	44	2960	3018	2646	3283	-	-	2607
R-11''	406	9.5	47	3156	3018	2646	3283	-	-	3028
R-12''	609	57.1	17	7585	3185	2842	3234	-	-	7703
R-13-1	508	7.0	72	1558	1851	-	-	-	-	1725
R-13-2	508	7.8	72	1999	1777	-	-	-	-	-
R-14-1	406	8.0	71	1377	-	1211	-	-	-	1453

표 4.9 계속

번호	말뚝정보		선단 N 치	재하시험에 의한 극한지지력(kN)						
	직경 (mm)	길이 (m)		Davisson Criterion	Shape of Curve	DeBeer Criterion	D=25.4 mm	D=0.1 B	S-Log(t)	평균
R-14-2	508	6.8	71	1397	1427	-	-	-	-	1515
R-15	508	11.9	65	1264	1132	758	-	-	-	1362
R-16	508	6.9	12	1294	825	-	-	-	-	1440
R-17-1	508	6.0	80	1166	1063	-	-	-	-	1274
R-17-2	1548	6.4	47	1184	-	-	-	-	-	1651
R-17-3	508	5.0	44	2332	1989	-	-	-	-	2512
R-18	508	5.7	70	1303	1367	1128	-	-	-	1385
R-19"	508	13.0	60	3009	3117	1977	3291	-	-	3136
R-20"	508	33.0	79	5586	4697	4594	-	-	-	-
R-21"	508	47.0	64	4145	3820	3352	3432	3432	-	4240
R-22"	508	35.5	66	6370	3538	-	-	-	-	-
R-23"	813	46.0	50	5439	4645	4606	4606	-	-	5635
R-24"	406	30.0	4	750	747	744	766	786	-	753
R-25"	406	30.0	69	630	994	928	1083	1229	-	785
R-26"	406	12.0	5	1325	1292	1261	1335	-	-	1325
R-27"	508	12.0	15	805	848	801	875	916	-	813
J-1-1	508	12.0	52	2323	2254	2156	2499	2862	-	2412
J-1-2	508	39.0	56	2038	1960	1744	2205	2614	-	2107
J-1-3	508	39.0	60	2185	2313	1852	2577	-	-	2450
J-2-1	508	39.0	60	4243	3920	-	3744	-	-	4371
J-2-2	508	39.0	60	4900	4459	-	3949	-	-	4920
J-2-3	508	38.5	N/A	-	3557	2597	3920	-	-	-
J-3	406	9.5	33	2891	2254	-	-	-	-	-

건기연 보고서에 따르면 정재하시험을 통해 얻은 하중-침하 곡선으로부터 산정한 말뚝의 측정 극한지지력은 각 기준마다 상이한 결과를 나타내었으며 적용 자료 수도 달랐다. 따라서 말뚝 측정 극한지지력을 산정하는 다양한 기준들 중 대표적으로 적용할 수 있는 하나의 기준을 선정하기 위해서 여러 가지 기준들에 의해 산정된 값의 평균값과 각 지지력 결정법에 의한 결과를 비교하고 통계분석을 수행하였다. 건기연 보고서 63개 자료에 대한 각 지지력의 결정법의 평균과 표준편차, 적용가능 재하시험의 수를 각각 표 4.10에 나타내었다.

표 4.10 건기연 보고서 각 기준에 따른 평균과 표준편차

기 준		유효자료수	k_{sx} 평균	k_{sx} 표준편차	비 고
Davisson 기준		60	1.012	0.130	
Shape of Curve		60	1.025	0.110	
DeBeer 기준		44	1.103	0.138	
전침하량 기준	$\Delta=25.4\text{mm}$ 기준	46	1.064	0.209	
	$\Delta=0.1B$ 기준	25	0.872	0.088	과대평가
S-Log(t)		-	-	-	

k_{sx} = 평균 측정 극한지지력 / 각방법에 의한 측정 극한지지력

Davisson 방법(1972)의 분석결과 총 63개의 자료 중 60개 자료에 대해서 극한지지력을 확인할 수 있었으며, k_{sx} (평균 측정지지력/Davisson 방법에 의한 극한지지력)의 평균은 1.012 표준편차는 0.130으로 나타났으며 평균값이 1.0에 근접하기 때문에 다른 방법들에 비해서 전체적으로 평균적인 값을 나타내는 것을 알 수 있다.

k_{sx} (평균 측정지지력/Shape of Curve 방법)의 평균은 1.025, 표준편차는 0.110이었다. Davisson 방법과 마찬가지로 타 방법에 비해서 평균 측정 극한지지력과 근접한 자료의 수가 많았다. DeBeer 방법(1970)은 총 63개의 자료 중 44개 자료가 적용가능 하였으며 k_{sx} (평균 측정지지력/DeBeer 방법)의 평균은 1.103, 표준 편차는 0.138이었다. 전체 침하량을 기준으로 하는 방법 중 $\Delta=25.4\text{mm}$ 기준의 경우 총 63개의 자

료중 46개만이 극한지지력 확인이 가능하였고, k_{sx} (평균 측정 극한지지력/ $\Delta=25.4\text{mm}$ 방법에 의한 극한지지력)의 평균은 1.064, 표준편차는 0.209로서 타 방법에 비해서 평균값과의 큰 분산성을 나타내었다. $\Delta=0.1\text{B}$ 기준에서는 총 63개중 25개만이 극한 지지력 확인이 가능하였고 k_{sx} (평균 측정 극한지지력/ $\Delta=0.1\text{B}$ 방법에 의한 극한지지력)의 평균은 0.872, 표준편차 0.088로서 평균값이 1.0에 근접하기 때문에 다른 방법들에 비해서 전체적으로 평균적인 값을 산정한다는 것을 알 수 있다.

말뚝기초의 측정 극한지지력을 산정하기 위한 대표적인 기준을 선정하기 위해서 이상에서 설명한 바와 같이 여섯 가지 지지력 결정법에 대한 결과의 통계특성과 적용성을 비교 분석하였다.

Shape of Curve 방법은 주관적 판단여부가 지지력 결정에 지대한 영향을 미치는 방법의 특성상 부적합한 것으로 판단되어 제외하였고, DeBeer 방법(1970)과 전침하량 기준 ($\Delta=25.4\text{mm}$, $\Delta=0.1\text{B}$), S-log(t)은 적용 가능한 유효 자료의 수가 적으므로 제외하였다. Davisson 방법(1972)은 반복 가능한 과정을 통해 객관적인 수치를 얻을 수 있는 방법으로서 자료의 분산성이 낮았으며, 가장 많은 자료에 적용이 가능하여 뛰어난 적용성을 보였다. 이에 건기연 보고서에서도 본 연구에서 직접 수행한 광양 지역 자료의 측정 극한지지력을 결정하기위한 대표적인 기준으로 Davisson방법(1972)을 선정하였다.

4.5 지지력 공식에 의한 극한지지력 산정

분석대상 자료에 대한 설계 지지력을 산정하기 위해서 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에서 제안하고 이는 두 가지 정역학적 설계법인 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하였다. 말뚝 제원과 지반 조건 등은 정재하 시험과 동일하게 적용하였다. Meyerhof 경험식은 보정하지 않은 N치 결과를 적용하였는데, 이는 국내 실무에서 표준관입시험 N치로부터 말뚝의 지지력을 추정하는 경우 일반적으로 N치의 보정이 행하여지지 않고 있으며, 시험장비, 에너지효율 측정 및 해석법에 따라 그 편차가 큰 것으로 알려져 있기 때문이다(한국지반공학회, 1997). 설계 지지력 산정에 적용된 정역학적 지지력공식 및 Meyerhof 경험식은 각각 식 (4.1), 식 (4.2)와 같다.

$$Q = (\sigma'_v N_q + c N_c) A_p + \sum f_s A_s \quad (4.1)$$

여기서, σ'_v 는 말뚝 선단 깊이의 유효상재압(한계관입깊이=20B, B=말뚝직경), N_q , N_c 는 깊은 기초의 지지력계수, c 는 말뚝지지층의 점착력, A_p 는 말뚝 선단 지지면적, A_s 는 말뚝 주변 면적, f_s 는 단위면적당 최대주변마찰력($=\alpha c_u + K_s \sigma'_v \tan \delta$), α 는 부착력계수, c_u 는 주변지반 비배수전단강도, K_s 는 말뚝면에 작용하는 범선토압계수($=1.4(1-\sin \phi)$), δ 는 말뚝과 주변 흙과의 마찰각($=20^\circ$)이다.

$$Q_u = m N'_{60} A_p + n \overline{N}_{60} A_s \quad (4.2)$$

여기서, $m = 3(L_b/B) \leq 30$, $m N'_{60} \leq 1500 tf/m^2$ 이다.

Davisson 기준으로 산정한 측정 지지력과 정역학적 지지력공식, Meyerhof 경험식으로 산정한 설계 지지력을 비교분석하였다.

지반 물성치 결정에서는 내부마찰각, 범선토압계수, 점성토의 비배수전단강도로 나누어지며, 내부마찰각에서는 정역학적 지지력 공식에 의한 말뚝기초의 극한지지력은 N치, 내부마찰각 등 지반 특성에 크게 의존하므로 지반조건 및 물성치에 대한 정확한 평가가 우선시되어야 한다. 특히, 사질토에 근입된 말뚝의 경우 내부마찰각에 따라 현저한 지지력의 차이를 보이기 때문에 내부마찰각은 매우 중요한 설계 변수가 되는 것으로 분석되었다. 본 논문에서는 지반조사 결과에서 확인된 내부마찰각을 적용하였고, 지반조사 결과에서 확인되지 않은 경우 실제 시추공에서 측정된 표준관입시험 N치의 경험식을 적용하여 충분한 검토를 거친 후 합리적인 내부마찰각을 산정하였다.

위와 같이 본 연구에서 직접수행한 광양지역의 지반조사 및 실내실험을 통해 측정된 말뚝의 지반물성치는 표 4.11과 같으며, 지반 물성치를 이용하여 정역학적 지지력 및 N치를 이용한 Meyerhof 지지력 산정결과는 표 4.12와 같이 산정하였다. 지하수위는 시추를 통한 지반조사를 통해 얻어진 결과이며 포화단위중량은 문헌조사 및 실제 실내실험을 통해 얻어진 값을 적용하였다.

표 4.11 광양지역 지반물성치 현황

번호	선단 지층	선단부 N치	포화단위중량 (kN/m^3)		내부마찰각 (Degree)		점착력 (g/cm^2)	지하수위 (m)
			주면	선단	주면	선단		
1	사질토	64	16.0~19.0	19.0	16.0~19.0	35	64~117.7	-1.5이내
	사질토	64	16.0~19.0	20.0	16.0~19.0	35	64~117.8	-1.5이내
	사질토	50	14.0~20.0	20.0	14.0~20.0	40	29	-1.5이내
	사질토	50	18.0~20.0	20.0	18.0~20.0	40	29	-1.5이내
2	사질토	50	16.0~18.0	18.0	16.0~18.0	35	64	-1.5이내
3	사질토	50	17.0~20.0	20.0	17.0~20.0	33	47.8	-1.5이내
4	사질토	45	18.0~19.0	19.0	18.0~19.0	36	47.8	-1.5이내
5	사질토	60	17.0~19.0	19.0	17.0~19.0	33	64	-1.5이내
6	사질토	60	17.0~19.0	20.0	17.0~19.0	34	65	-1.5이내
7	사질토	50	18.0~20.0	20.0	18.0~20.0	38	N/A	-1.5이내
8	사질토	48	16.5~21.0	21.0	16.5~21.0	34	29~193.9	-1.5이내
	사질토	48	16.5~21.1	21.0	16.5~21.0	34	29~193.9	-1.5이내
9	사질토	50	16.0~19.0	19.0	16.0~19.0	36	129.6~173.5	-1.5이내
	사질토	50	16.0~17.5	17.5	16.0~17.5	40	N/A	-1.5이내
	사질토	50	16.0~19.0	19.0	16.0~19.0	36	129.6~173.5	-1.5이내
	사질토	50	16.0~17.5	17.5	16.0~17.5	40	N/A	-1.5이내

표 4.12 광양지역 지지력 산정

번호	선단 지층	선단부 N치	대표지지력 (kN)	설계지지력(kN)	
			Davisson	N치경험식	정역학공식
1	사질토	64	4626	4182	3773
	사질토	64	5880	5823	5283
	사질토	50	4018	2893	5677
	사질토	50	4900	3303	6324
2	사질토	50	5292	13811	19228
3	사질토	50	11760	8013	10213
4	사질토	45	3694	7428	14776
5	사질토	60	2646	4541	6452
6	사질토	60	1960	3141	4721
7	사질토	50	9918	6840	7120
8	사질토	48	6488	4251	7060
	사질토	48	7458	5885	9459
9	사질토	50	4692	4436	6007
	사질토	50	6517	4254	6081
	사질토	50	6166	6162	8314
	사질토	50	6311	5935	9102

건기연에서 작성한 보고서에 따르면 위에서 설명한 공식들 지반조사, 실내실험을 통해 측정된 말뚝의 지반물성치는 표 4.13과 같다. 지하수위는 시추를 통한 지반조사를 통해 얻어진 결과이며 포화단위중량은 문헌조사 및 실제 실내실험을 통해 얻어진

값을 적용하였다. 총 63개의 자료 중 Davisson 방법(1972)으로 극한지지력을 확인할 수 없는 자료 3개(T-8-1, T-11, J-2-3)와 표준관입시험 N치를 비롯한 지반조사 자료가 불충분하여 설계지지력을 확인할 수 있는 자료 3개(T-8-2, T-8-3, T-8-4)는 제외하였다.

표 4.13 건기연 보고서 지반물성치 현황 (* T-석박사학위논문, R-재하시험보고서, J-학술연구논문)

번호	선단 지층	선단부 N치	포화단위중량 (kN/m^3)		내부마찰각 (Degree)		점착력 (g/cm^2)	지하수위 (m)
			주면	선단	선단			
T-1	암반	50/5	18.1~20.0	23.0	44		N/A	-1.5m이내
T-2	퇴적토	27	18.1~20.1	20.1	38		N/A	-1.5m이내
T-3-1	사질토	26	18.1	18.1	38		N/A	-1.5m이내
T-3-2	풍화토	26	20.1	20.1	38		N/A	-6.4m
T-3-3	사질토	43	18.1	18.1	40		N/A	-1.5m이내
T-4	풍화토	31	18.1	20.1	39		N/A	-2.2m
T-5	암반	50/2	18.1	20.0	44		N/A	-1.5m이내
T-6-1	점토	10	18.1~22.1	18.6	N/A		146.7	-1.5m이내
T-6-2	사질토	50/2	18.1	20.0	44		N/A	-1.5m이내
T-7	사질토	32	19.4~22.1	20.1	44		163.0	-1.5m이내
T-9	사질토	37	18.6	21.1	41		163.0	-1.5m이내
T-10-1	점토	4	16.7~18.6	18.6	N/A		78.7~92.4	-1.5m이내
T-10-2	암반	50/13	18.1~20	20.0	44		N/A	-1.5m이내
T-12	사질토	50/10+	22.1	22.1	44		N/A	-1.5m이내
R-1''	사질토	50/14	18.1~20.1	20.1	44		92.4	-3.2m이내
R-2''	사질토	11	18.1~20.1	20.1	31		29.0	-1.5m이내
R-3-1''	점토	13	18.1~18.6	18.1	N/A		29.0	-3.0m
R-3-2''	암반	50/10	18.1~20.1	24.5	44		78.7	-4.1m

표 4.13 계속

번호	선단 지층	선단부 N치	포화단위중량 (kN/m^3)		내부마찰각 (Degree)	점착력 (g/cm^2)	지하수위 (m)
			주면	선단	선단		
R-3-3"	암반	50/10	18.1~22.1	24.5	44	78.7	
R-4-1	암반	50/2	18.1~22.1	20.0	44	71.5	
R-4-2	암반	50/3	18.1~22.1	20.0	44	71.5	-1.5m이내
R-4-3	암반	50/6	18.1~22.1	20.0	44	105.4	-1.7m
R-5-1"	사질토	18.1~22.1	18.1~18.6	18.1	38	47.8~78.7	-1.7m
R-5-2"	사질토	50/4	18.1~22.1	22.1	44	60.0	-1.7m
R-6-1"	사질토	46	18.1~23	22.1	43	N/A	-1.5m이내
R-6-2"	사질토	37	18.1~22.1	22.1	41	64.0	-1.5m이내
R-7	점토	25	18.1~20.1	18.6	N/A	141.1~294.4	-1.5m이내
R-8"	사질토	32	18.1~22.1	20.1	40	29.0	-4.0m
R-9"	점토	5	18.1~18.6	18.6	N/A	88.2	-4.5m
R-10"	풍화토	44	20.1	20.1	39	N/A	-1.9m
R-11"	풍화토	47	18.1~18.6	20.1	39	N/A	-1.5m이내
R-12"	사질토	17	18.1~18.6	18.1	34	78.7~223.0	-2.8m
R-13-1	풍화토	50/22	20.1	20.1	44	N/A	-5.2m
R-13-2	풍화토	50/22	18.1~20.1	20.1	44	N/A	-5.2m
R-14-1	풍화토	50/22	18.1~20.1	20.1	44	N/A	-5.8m
R-14-2	풍화토	50/21	18.1~20.1	20.1	44	N/A	-1.5m이내
R-15	풍화토	50/15	18.1~22.1	22.1	44	N/A	-1.5m이내
R-16	사질토	12	18.1~1.6	18.1	32	85.7	-5.5m
R-17-1	풍화토	50/30	18.1~22.1	22.1	44	N/A	-6.1m
R-17-2	풍화토	47	18.1~20.1	20.1	44	N/A	-4.5m
R-17-3	풍화토	44	18.1~20.1	20.1	43	N/A	-4.5m
R-18	암반	50/20	18.1~20.1	25.0	44	N/A	-5.0m

표 4.13 계속

번호	선단 지층	선단부 N치	포화단위중량 (kN/m^3)		내부마찰각 (Degree)	점착력 (kN/m^2)	지하수위 (m)
			주면	선단	선단		
R-19"	풍화토	50/10+	18.1~20.1	20.1	44	N/A	-1.5m이내
R-20"	사질토	50/29	18.1~19.4	22.1	44	240.7~388.1	-1.5m이내
R-21"	사질토	50/14	18.1~22.1	22.1	44	349.0	-1.5m이내
R-22"	사질토	50/16	18.1~21.1	20.1	44	198.9~442.3	-3.0m
R-23"	사질토	50	16.7~18.1	20.1	41	N/A	-1.5m이내
R-24"	점토	4	16.7~19.4	16.7	N/A	47.8~78.7	-3.7m
R-25"	풍화토	50/19	16.7~18.1	20.1	36	N/A	-6.0m
R-26"	점토	5	18.1	18.1	N/A	24.5~49.0	-3.8m
R-27"	사질토	15	16.7	18.1	32	18.6~113.7	-1.5m이내
J-1-1	암반	50/2	18.1~20.0	20.0	44	N/A	-1.5m이내
J-1-2	암반	50/6	20.0~20.1	20.0	44	N/A	-3.2m
J-1-3	암반	50/10-	20.0~20.1	20.0	44	N/A	-9.5m
J-2-1	점토	50/10+	18.1~18.6	18.6	44	141.1~484.9	-1.5m이내
J-2-2	점토	50/10+	18.1~18.6	18.6	44	141.1~484.9	-1.5m이내
J-3	사질토	33	20.1	20.1	40	N/A	-1.5m이내

결정된 지반물성치와 말뚝제원을 이용하여 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 경험식을 적용하여 설계 극한지지력을 산정하였다. 총 63개의 자료 중 위에서 언급한 6개의 자료를 제외한 57개의 자료를 대상으로 하였으며, 57개의 모든 자료에 대해서 적용성이 높고 객관적, 정량적 기준을 제시할 수 있는 선단부 N치로써 자료를 재분류하였다. 표준관입시험의 N치 50은 지반조사 및 말뚝 설계·시공 실무에서 경질 지반의 기준 조건으로서 인식되고 있으므로 N치 50을 기준으로 자료를 두 가지로 분류하였다. 선단부 N치 50미만($N < 50$)자료는 27개, 50이상($N \geq 50$) 자료는 30개였다.

4.6 저항편향계수 산정

본 연구에서 직접 수행한 광양지역의 16개 시료와 적용성이 높고, 객관적, 정량적 기준을 제시 할 수 있는 건기연 보고서의 57개 자료를 통하여 선단부 N치를 재분류 하였다. 표준관입시험의 N치 50은 지반조사 및 말뚝설계 시공 실무에서 경질 지반의 기준 조건으로서 인식되고 있으므로 N치 50을 기준으로 자료를 두 가지로 분류 하였다. 광양지역 자료는 선단부 N치 50미만($N < 50$)자료는 3개, 50이상($N \geq 50$) 자료는 13개, 건기연 보고서 자료는 선단부 N치 50미만($N < 50$)자료는 26개, 50이상($N \geq 50$) 자료는 31개로 분석되었다. 또한, 광양지역의 목표신뢰성지수 및 저항계수가 건기연 보고서의 57개 자료만을 비교하기엔 부족하다고 판단되어, 광양지역의 자료와 건기연이 자료를 취합하여 분석하였다.

광양지역 자료 16개와 건기연 보고서 자료 57개로 산정된 측정 지지력과 설계 지지력을 이용하여 항타강관말뚝에 대한 저항편향계수를 산정하였다. 저항편향계수는 측정지지력과 설계지지력의 비(측정 지지력/설계지지력)로 정의되며, 지반의 공간적 불확실성, 조사결과의 한계, 설계 및 해석모델의 불확실성 등 저항의 불확실성을 정량화 대변하는 값이다(Goble, 1999). 저항편향계수의 평균은 지지력에 대한 설계공식의 평균적인 내재적 보수성을 확인할 수 있는 값이며, 그 값이 커지면 설계식의 보수성이 증가하여 신뢰성지수가 높아지는 경향을 나타낸다. 저항편향계수의 변동계수는 평균에 대한 표준편차의 비로써 정의되며 자료의 분산정도를 평가하는 값이다. 저항편향계수의 변동계수가 작을수록 자료의 변동성이 낮아지고 신뢰성지수가 높아진다(Paikowsky, 2004).

표 4.14, 표 4.15는 광양지역 16개 자료, 표 4.17, 표 4.18은 건기연에서 작성한 보고서의 57개 자료로써 표 4.14, 표 4.17은 N치 50미만($N < 50$) 지지력이며, 표 4.15, 표 4.18은 N치 50이상($N \geq 50$) 지지력으로 분석된 측정 지지력과 설계 지지력 및 저항편향계수 산정 결과이다. 분석된 측정지지력과 설계신뢰성분석에 적용되는 통계분석의 신뢰성 있는 결과도출을 위하여 일반적인 저항편향계수 범위 [평균 \pm (2 \times 표준편차)]를 벗어난 값은 통계해석에서 제외하는 것이 합리적이므로(Paikowsky, 2004), 이를 고려하여 저항편향계수의 통계 특성치를 산정하였다.

저항편향계수는 측정극한지지력과 설계 극한지지력의 비(측정 극한지지력/설계극한지지력)로 정의되며, 지반의 공간적 불확실성, 조사결과의 한계, 설계 및 해석모델

의 불확실성 등 저항의 불확실성을 정량화하고 대변하는 값이다. 저항편향계수를 결정하기 위해 재하시험으로부터 산정된 설계 극한지지력을 비교 분석하고, 이들 자료의 통계분석을 수행하였다. 설계 극한지지력과 Davisson 기준에 의한 측정 극한지지력을 비교하여 저항편향계수를 산정한 결과이다.

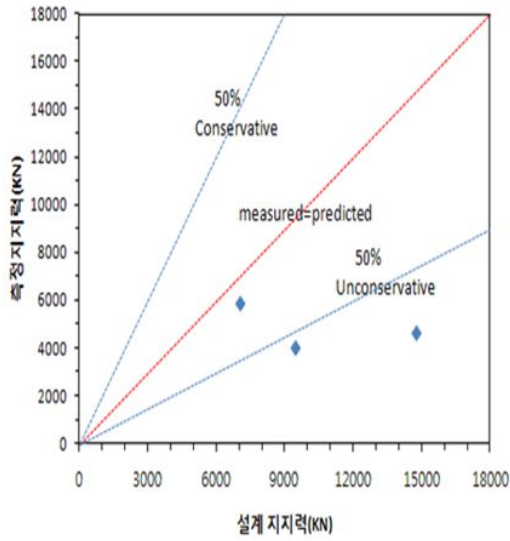
표 4.14 광양지역 선단부 N치 50미만(N<50) 지지력

번호	말뚝제원		측정지지력 (Davisson) (kN)	설계지지력		저항편향계수		선단부 N치
	직경 (mm)	길이 (m)		정역학 공식 (kN)	Meyerhof 경험식 (kN)	정역학 공식	Meyerhof 경험식	
7	711.0	16.0	4625.6	14776	7428	0.31	0.62	45
11	406.4	12.0	5880.0	7060	4251	0.83	1.38	48
12	508.0	12.0	4018.0	9459	5885	0.42	0.68	48

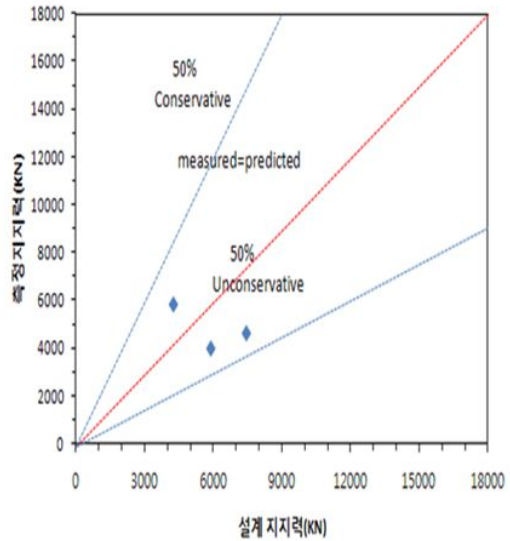
표 4.15 광양지역 선단부 N치 50이상(N≥50) 지지력

번호	말뚝제원		측정지지력 (Davisson) (kN)	설계지지력		저항편향계수		선단부 N치
	직경 (mm)	길이 (m)		정역학 공식 (kN)	Meyerhof 경험식 (kN)	정역학 공식	Meyerhof 경험식	
1	406.4	9.5	4625.6	3773	4182	1.23	1.11	64
2	508.0	12.7	5880.0	5283	5823	1.11	1.01	64
3	406.4	9.0	4018.0	6545	2949	0.61	1.36	50
4	406.4	12.0	4900.0	6540	3041	0.75	1.61	50
5	914.4	16.0	5292.0	19228	13811	0.28	0.38	50
6	711.2	12.0	11760.0	10213	8013	1.15	1.47	50
8	508.0	12.0	2646.0	6452	4541	0.41	0.58	60
9	406.0	12.0	1960.0	4721	3141	0.42	0.62	60
10	711.2	12.0	9917.6	7120	6840	1.39	1.45	50
13	406.4	9.0	4692.2	6007	4436	0.78	1.06	50
14	406.4	12.0	6517.0	6081	4254	1.07	1.53	50
15	508.0	9.0	6166.1	8314	6162	0.74	1.00	50
16	508.0	12.0	6311.2	9102	5935	0.69	1.06	50

그림 4.12와 그림 4.13은 본 연구에서 직접 실시한 광양의 자료를 정역학적 지지력 공식과 N치를 이용한 경험식을 적용하여 산정한 말뚝의 설계 극한지지력과 Davisson 방법(1972)으로 산정한 측정 극한지지력의 분포이다. 재하시험으로 얻어진 측정 극한지지력에 대하여 50% 큰 지지력을 나타내는 경계선과 50% 작은 지지력을 나타내는 경계선을 함께 도시하여 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식에 의한 설계 극한지지력의 경향성을 비교하였다.

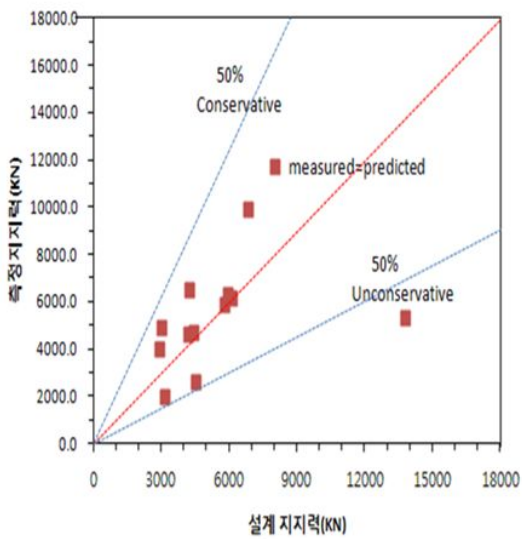


(a) 정역학적 지지력 공식

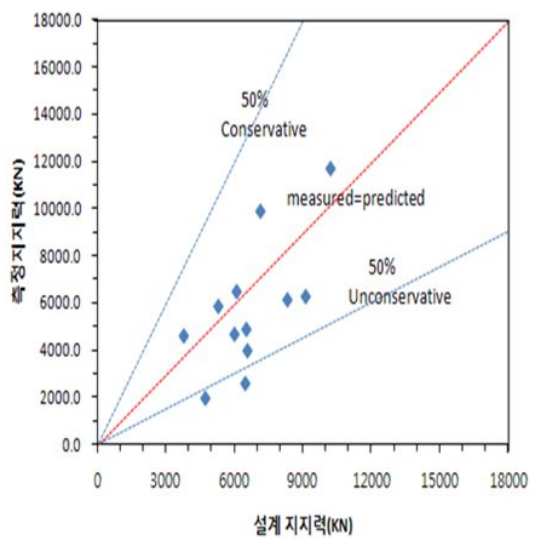


(b) Meyerhof 공식

그림 4.12 광양지역 N<50의 측정지지력과 설계지지력 비교



(a) 정역학적 지지력 공식



(b) Meyerhof 공식

그림 4.13 광양지역 N ≥ 50의 측정지지력과 설계지지력 비교

표 4.16 광양지역 선단부 N치에 의한 저항편향계수의 통계특성치

구 분		선단부 N치 50 미만		선단부 N치 50 이상	
		정역학공식	Meyerhof식	정역학공식	Meyerhof식
저항편향 계수	평 균	0.8290	1.066	0.7600	1.0050
	표준편차	0.3268	0.3483	0.3716	0.4343
	변동계수	0.3943	0.3265	0.4889	0.4322

본 연구에서 직접 수행한 광양지역의 총 16개의 자료에 대한 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식의 저항편향계수 통계특성치 분석결과는 표 4.16과 같다. 선단부 N치 50미만($N < 50$)인 경우 정역학적 지지력공식은 저항편향계수의 평균값이 1.0에 근접한 값을 보였고 Meyerhof 경험식은 1.0보다 커서 설계지지력을 보수적으로 평가하는 경향을 알 수 있다. 선단부 N치가 50 이상($N \geq 50$)인 경우 정역학적 지지력공식은 저항편향계수의 평균값이 1.0보다 작게 나타나 측정 지지력에 비해서 다소 지지력을 과대평가하는 경향을 나타내어 신뢰성지수가 낮게 평가될 것을 예상할 수 있다. Meyerhof 경험식은 선단부 N치가 50이상($N \geq 50$)인 경우에서도 측정지지력에 비해서 설계 지지력을 보수적으로 평가하는 경향을 나타내었다. Meyerhof 경험식의 경우 선단지지력과 주변마찰력에 대한 각각의 상한 값이 있으므로, 말뚝의 전체 설계지지력이 일정 수준 이하로 제한되기 때문인 것으로 판단된다. 변동계수는 선단부 N치 50 기준 두 가지 경우 모두 Meyerhof 경험식보다 정역학적 지지력공식이 더 크게 나타나 공식의 내재적 보수성에 의해 신뢰성지수 증가할 수 있는 요인과 높은 변동계수에 따른 불확실성의 증가로 인해 신뢰성지수가 감소될 수 있는 요인이 공존함을 확인하였다.

건기연에서는 결정된 지반물성치와 말뚝제원을 이용하여 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 경험식을 적용하여 설계 극한지지력을 산정하였으며, 57개의 모든 자료에 대해서 적용성이 높고 객관적, 정량적 기준을 제시할 수 있는 선단부 N치로써 자료를 재분류 하였다. 표준관입시험의 N치 50은 지반조사 및 말뚝 설계·시공 실무에서 경질 지반의 기준 조건으로서 인식되고 있으므로 N치 50을 기준으로 자료를 두가지로 분류하였다. 선단부 N치 50미만($N < 50$) 자료는 27개, 50이상($N \geq 50$) 자료

는 30개였다. 이상에서 설명한 선단부 N치 50기준 두 분류($N < 50$, $N \geq 50$)의 설계 극한지지력 산정 결과는 다음과 같다.

연구기간 동안 분석된 총 57개의 항타강관말뚝 신뢰성 분석자료에 대해서 측정 극한지지력과 설계 극한지지력을 비교하여 저항편향계수 분석을 실시하였다. 앞서 설명한 바와 같이 재하시험에 의한 측정 극한지지력은 Davisson 방법(1972)을 적용하였고 설계 극한지지력은 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에서 제안하고 있는 정역학적 지지력 공식과 N치를 이용한 Meyerhof 경험식(Meyerhof, 1976)을 적용하였다.

표 4.17과 표 4.18은 총 57개 자료에 대한 극한지지력 및 저항계수를 선단부 N치 50미만($N < 50$), 50이상($N \geq 50$)으로 구분하여 분류하였다.

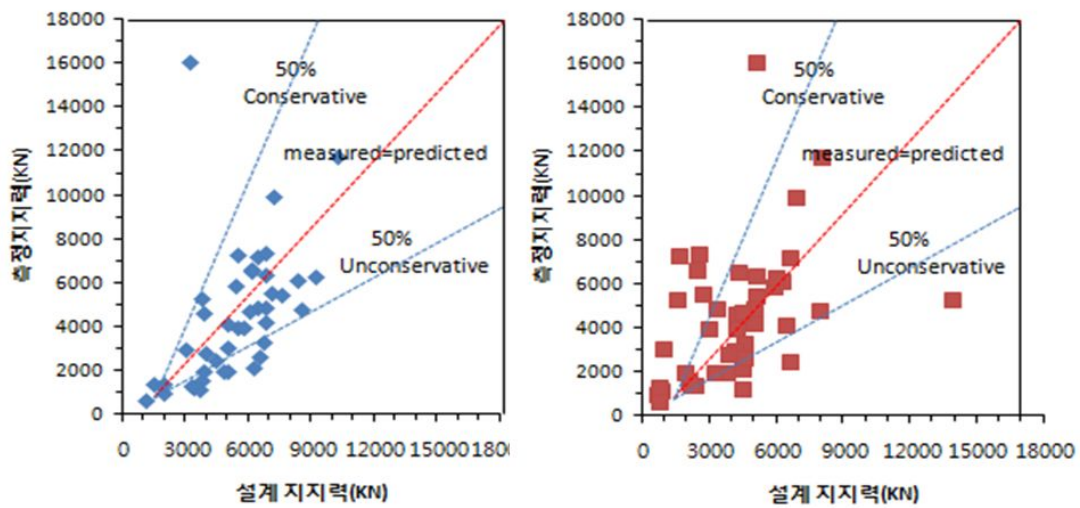
표 4.17 건기연 보고서 선단부 N치 50미만 지지력 (* T-석박사학위논문, R-제하시험보고서, J-학술연구논문)

번호	말뚝제원		측정 지지력 (Davis son) (kN)	설계지지력		저항편향계수		선단부 N치
	직경 (mm)	길이 (m)		정역학 공식 (kN)	Meyer hof 경험식 (kN)	정역학 공식	Meyer hof 경험식	
T-2	508.0	30.0	1529	3569	3929	0.43	0.39	27
T-3-1	609.0	11.7	2254	3039	2691	0.74	0.84	26
T-3-2	508.0	9.6	1470	3016	1991	0.49	0.74	26
T-3-3	609.0	7.4	2087	2998	4314	0.70	0.48	43
T-4	508.0	7.3	2352	2231	1471	1.05	1.60	31
T-6-1	609.0	22.9	1911	1250	2417	1.53	0.79	10
T-7	508.0	7.3	2205	2621	2390	0.84	0.92	32
T-9	609.0	7.7	1264	5383	1789	0.23	0.71	37
T-10-1	813.0	54.6	6086	6129	2181	0.99	2.79	4
R-2''	508.0	24.0	6341	1317	587	4.81	10.8	11
R-3-1''	609.0	36.5	5145	2267	1575	2.27	3.27	13
R-5-1''	609.0	42.4	7056	6288	4767	1.12	1.48	27
R-6-1''	609.0	24.5	6860	5266	5797	1.30	1.18	46
R-6-2''	609.0	23.3	4929	5779	1364	0.85	3.61	37
R-7	508.0	31.4	1323	1785	1702	0.74	0.78	25
R-8''	609.0	55.0	3538	8613	7072	0.41	0.50	32
R-9''	508.0	17.0	4880	1027	612	4.75	7.97	5
R-10''	508.0	9.5	2960	3565	2140	0.83	1.38	44
R-11''	406.0	9.5	3165	1698	635	1.86	4.98	47
R-12''	609.0	57.1	7585	5416	3467	1.40	2.19	17
R-16	508.0	6.9	1294	966	274	1.34	4.72	12
R-17-2	1548.0	6.4	1548	3186	1607	0.49	0.96	47
R-24''	406.0	30.0	750	1299	541	0.58	1.39	4
R-26''	406.0	30.0	1325	1456	525	0.91	2.52	5
R-27''	508.0	30.0	1325	1194	1265	0.00	0.00	15
J-3	406.0	9.5	2891	1657	1641	1.74	1.76	33

표 4.18 건기연 보고서 선단부 N치 500이상 지지력 (* T-석박사학위논문, R-제하시험보고서, J-학술연구논문)

번호	말뚝제원		측정 지지력 (Davis son) (kN)	설계지지력		저항편향계수		선단부 N치
	직경 (mm)	길이 (m)		정역학 공식 (kN)	Meyer hof 경험식 (kN)	정역학 공식	Meyer hof 경험식	
T-1	508	15.5	5292	3693	1513	1.43	3.50	55
T-5	508.0	6.5	960	1896.8	608.2	0.51	1.58	52
T-6-2	609.0	25.8	3332	6683	4471	0.50	0.75	65
T-10-2	16092.0	33.0	16092	3153	5078	5.10	3.17	63
T-12	508.0	28.0	2528	4333	6541	0.58	0.39	60
R-1''	508.0	33.0	4018	5425	4158	0.74	0.97	64
R-3-2''	508.0	24.0	3038	4933	869	0.62	3.50	60
R-3-3''	609.0	30.0	6664	6106	2362	1.09	2.82	60
R-4-1	609.0	13.1	7311	5378	1600	1.36	4.57	52
R-4-2	609.0	19.8	7203	6401	6546	1.13	1.10	53
R-4-3	609.0	30.3	7399	6756	2478	1.10	2.99	56
R-5-2''	609.0	57.4	4802	8460	7893	0.57	0.61	54
R-13-1	508.0	7.0	1558	3665	2027	0.43	0.77	72
R-13-2	508.0	7.8	1999	3800	1875	0.53	1.07	72
R-14-1	406.0	8.0	1377	1438	2334	0.96	0.59	71
R-14-2	508.0	6.8	1397	1875	2129	0.75	0.66	71
R-15	508.0	11.9	1264	3355	4456	0.38	0.28	65
R-17-1	508.0	6.0	1166	3569	784	0.33	1.49	80
R-18	508.0	5.7	1303	3230	656	0.40	1.99	70
R-19''	508.0	13.0	3009	2900	4038	1.04	0.75	60
R-20''	508.0	33.0	5586	7019	2607	0.80	2.14	79
R-21''	508.0	47.0	4145	4923	6340	0.84	0.65	64
R-22''	508.0	35.5	6370	6776	5054	0.94	1.26	66
R-23''	813.0	46.0	5439	7546	5084	0.72	1.07	50
R-25''	406.0	9.0	630	1038	696	0.61	0.91	69
J-1-1	508.0	12.0	2823	3848	3791	0.73	0.74	52
J-2-2	508.0	39.0	2008	4987	3688	0.40	0.54	56

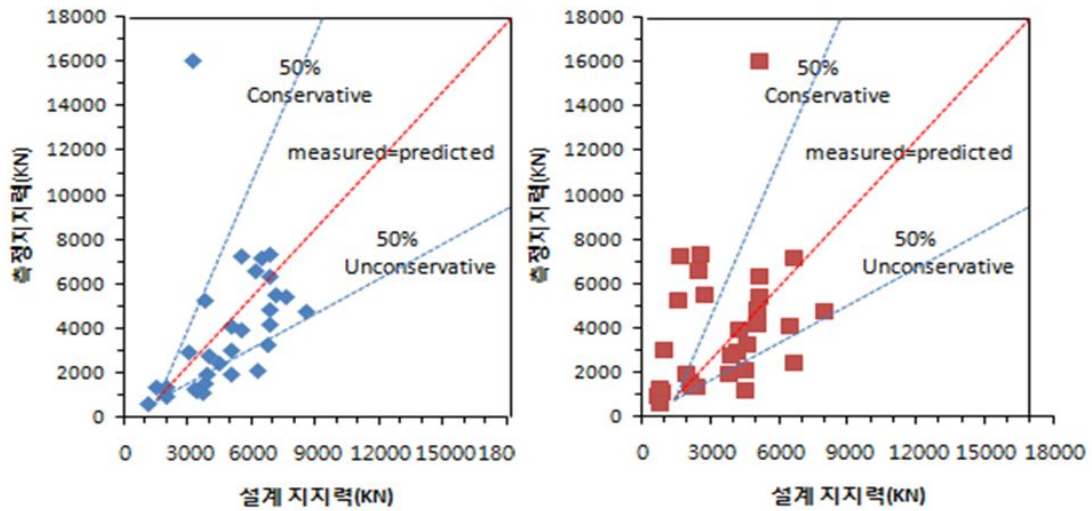
그림 4.14와 그림 4.15는 건기연에서 작성한 보고서의 57개의 데이터를 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 경험식을 적용하여 산정한 말뚝의 설계 극한지지력과 Davisson 방법(1972)으로 산정한 측정 극한지지력의 분포이다. 재하시험으로 얻어진 측정 극한지지력에 대하여 50% 큰 지지력을 나타내는 경계선과 50% 작은 지지력을 나타내는 경계선을 함께 도시하여 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식에 의한 설계 극한지지력의 경향성을 비교하였다.



(a) 정역학적 지지력공식

(b) Meyerhof 공식

그림 4.14 건기연 보고서 선단부 $N < 50$ 의 측정지지력과 설계지지력 비교



(a) 정역학적 지지력공식

(b) Meyerhof 공식

그림 4.15 건기연 보고서 선단부 $N \geq 50$ 의 측정지지력과 설계지지력 비교

그림 4.14의 결과, $N < 50$ 자료의 경우 정역학적 지지력공식이 Meyerhof식에 비해 더 많은 자료 수가 측정 극한 지지력의 $-50\% \sim +50\%$ 범위 내에 분포하는 것을 확인할 수 있으며 Meyerhof 경험식은 정역학적 지지력공식에 비해 지지력을 보수적으로 평가하는 자료 수가 많은 것을 알 수 있다. 또한 두 지지력공식 모두 측정 극한지지력과 일정한 경향성을 보이지 않았다.

그림 4.15의 결과, $N \geq 50$ 자료의 경우 역시 정역학적 지지력공식이 Meyerhof 공식에 비해 많은 자료 수가 측정 극한지지력의 $\pm 50\%$ 범위 내에 분포하고 있지만, 다소 지지력을 과대평가하는 경향이 있음을 알 수 있다. 또한 두 지지력공식 모두 측정 극한지지력과 일정한 경향성을 보이지 않았다.

표 4.19 건기연 보고서 선단부 N치에 의한 저항편향계수의 통계특성치

구 분		선단부 N치 50 미만		선단부 N치 50 이상	
		정역학공식	Meyerhof식	정역학공식	Meyerhof식
저항 편향 계수	평 균	0.9750	1.7500	0.7260	1.3170
	표준편차	0.4980	1.3200	0.2980	0.9790
	변동계수	0.5108	0.7543	0.4105	0.7434

건기연에서 보고한 57개 자료를 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식의 저항편향계수 통계특성치 분석결과는 표 4.19와 같다. 선단부 N치 50미만($N < 50$)인 경우 정역학적 지지력 공식은 광양지역 16개 자료에 비해 다소 높으나 1.0에 거의 근접한 값을 보였고, Meyerhof 경험식은 1.0보다 높아 보수적으로 평가하는 경향을 알 수 있다. 선단부 N치가 50 이상($N \geq 50$)인 경우 정역학적 지지력공식은 저항편향계수의 평균값이 1.0보다 작게 나타나 측정지지력에 비해 다소 지지력을 과대하는 경향을 나타내어 신뢰성지수가 낮게 평가될 것을 예상할 수 있다. Meyerhof 경험식은 선단부 N치가 50이상($N \geq 50$)인 경우에서도 측정지지력에 비해서 설계지지력을 보수적으로 평가하는 경향이 광양지역 16개 자료를 분석한 것과 거의 동일하게 경향을 나타냈다. 변동계수는 선단부 N치 50 기준 두 가지 경우 모두 Meyerhof 경험식보다 정역학적 지지력공식이 더 크게 나타나 공식의 내재적 보수성에 의해 신뢰성지수가 증가할 수 있는 요인과 높은 변동계수에 따른 불확실성의 증가로 인해 신뢰성지수가 감소될 수 있는 요인이 공존함을 확인하였다.

다음은 본 연구에서 직접 실시한 광양지역 16개의 자료와 건기연에서 수행한 57개의 자료를 취합한 자료를 ‘전체자료’라 명칭하고 저항편향계수의 평균과 표준편차, 변동계수는 표 4.20과 같다.

표 4.20 전체 선단부 N치에 의한 저항편향계수의 통계특성치

구 분		선단부 N치 50 미만		선단부 N치 50 이상	
		정역학공식	Meyerhof식	정역학공식	Meyerhof식
저항편향 계수	평균	0.9192	1.6032	0.7597	1.2562
	표준편차	0.5193	1.2631	0.3083	0.8253
	변동계수	0.5650	0.7879	0.4059	0.6570

본 연구에서 직접 실시한 광양지역의 저평편향계수는 건기연에서 분석한 저항편향계수대비 선단부 N치 50미만($N < 50$)의 정역학공식에서는 85%, Meyerhof식은 61%로 모두 과소평가되었으며, 선단부 N치 50이상($N \geq 50$)의 정역학공식에서는 105%, Meyerhof식은 76%로 정역학공식은 과대평가되었으나, Meyerhof식은 과소평가되었다. 또한 광양지역과 건기연의 자료를 취합한 전체자료의 저항편향계수에서도 선단부 N치 50이상($N \geq 50$)에서 정역학적 공식을 제외하고는 광양지역의 저항편향계수가 과소평가 된 것을 알 수 있었다. 건기연의 보고서에서는 우리나라 여러 지역에 분포한 말뚝에 대한 분석결과이며 본 연구에서 직접 실시한 말뚝은 광양 일부지역에 대한 결과로써 위와 같은 차이가 발생하는 것으로 판단된다.

4.7 강관말뚝기초의 신뢰성 평가

4.7.1 신뢰성 해석 프로그램 개발

Form 방법의 기본 개념과 해석적 절차는 Ditlevsen(1973), Hasofer 와 Lind(1974), Rackwitz 와 Fiessler(1978), 그리고 Ellingwood 등(1980)에 의해 MVFOSM 방법을 개선하기 위해 개발되었으며 그 기본적인 이론은 앞서 설명한 바와 같다. Form 해석에서는 한계상태함수가 파괴 곡선상의 한 점에서 선형화된다. 만약 한계상태함수가 선형이고 모든 불특정 변수가 상호 독립이며 정규 분포를 이루면 Form 방법은 MVFOSM 방법과 동일한 신뢰성지수를 준다. 그러나 일반적인 경우에는 비선형성을 보인다. 본 연구에서는 불특정 변수들이 대수정규분포를 따르고 한계상태함수가 비선형이라는 점을 고려하였고 Rackwitz와 Fiessler(1978)가 개발한 반복알고리즘을 Form의 해석 기법을 채택하였다. 이 알고리즘의 반복계산 수행을 원활하게 하기 위해 MATLAB에서 실행 가능한 신뢰성 해석 프로그램을 개발하였다. 신뢰성지수를 계산하기 위해서 프로그램화된 Form 해석의 단계별 절차는 및 프로그램은 그림 4.16, 그림 4.17과 같다.

```

1 % 지역별 MVFOSM에 의한 신뢰성지수 산정 프로그램
2 % Optimum Safety Indices based on Expected Total Cost Minimization
3 %
4 %function xx = bbetaopt4(xx0)
5 %lamdaQ1=1.023; lamdaQ2=1.088; % piles in sand
6 %or1=0.201; or2=0.287;
7 %oR=sqrt((lamdaQ1.^2+or1.^2+lamdaQ2.^2+or2)./(lamdaQ1+lamdaQ2).^2);
8 %ooR=sqrt((lamdaQ1.^2+or1.^2+lamdaQ2.^2+or2)./(lamdaQ1+lamdaQ2));
9 %RR=lamdaQ1+lamdaQ2;
10 %xx0=2.0; om=oR; od=0.10; oi=0.205; %정역학적 지지력공식(전체지역)
11 %lamdaR=RR; lamdaQL=1.2; lamdaQD=1.05; %정역학적 지지력공식
12
13 %function f = bbetaopt4(xx)
14 %xx0=2.0; om=0.18; od=0.10; oi=0.29;
15 %xx0=2.0; om=0.16; od=0.08; oi=0.287;
16 %xx0=2.0; om=0.177; od=0.10; oi=0.29;
17 - method=2; % method=1 : 하중비, method=2 : 안전율
18 - data=1;
19 - if data == 1
20 -     xx0=2.0; om=0.515; od=0.10; oi=0.20; %정역학적 지지력공식(전체지역:N<50)
21 -     lamdaR=1.01; lamdaQL=1.15; lamdaQD=1.05;
22 -     xx010=2.0; om10=0.3943; od10=0.10; oi10=0.20; %정역학적 지지력공식(광양지역:N<50)
23 -     lamdaR10=0.829; lamdaQL10=1.15; lamdaQD10=1.05;
24 - elseif data == 2

```

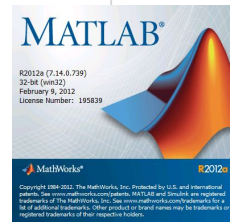


그림 4.16 FORM 신뢰도 해석 프로그램

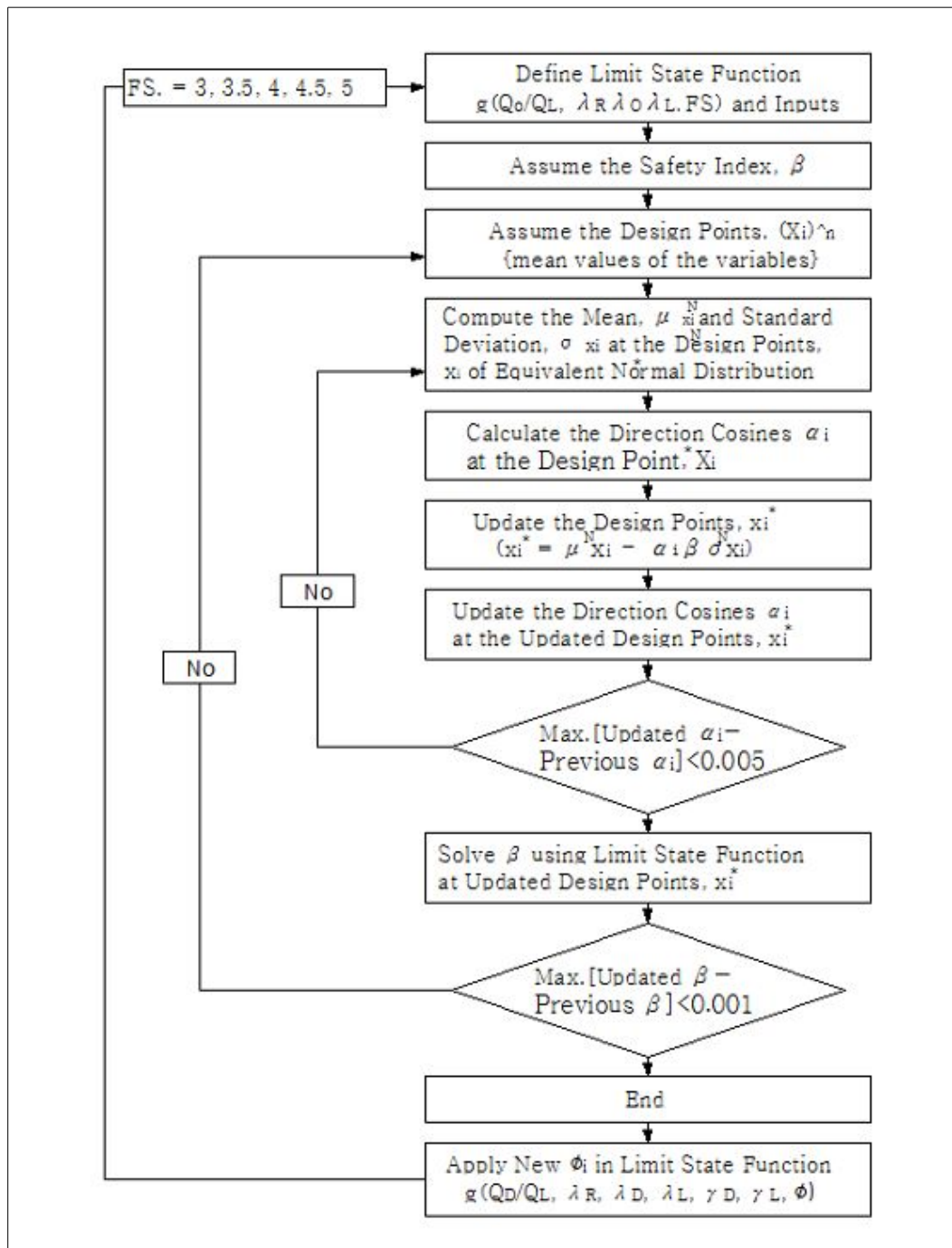


그림 4.17 FORM 신뢰도 해석 알고리즘

기초구조물에 대한 목표 신뢰성지수에 대응되는 저항계수의 산정을 위해 개발된 MCS에 기초한 신뢰성 해석 절차 및 프로그램은 그림 4.18, 그림 4.19와 같다.

```

1 % 지역별 MCS에 의한 신뢰성지수 산정 프로그램
2 % Optimum Safety Indices based on Expected Total Cost Minimization
3 % 광양지역
4
5 %method=2; % method=1 : 하중비, method=2 : 안전율
6 %FS=3.0; lo=0.58;
7 %FS=3.5; lo=0.58;
8 %FS=4.0; lo=0.58;
9 - FS=4.5; lo=0.58;
10 %FS=5.0; lo=0.58;
11 - data=2;
12 - if data == 1
13 -     xx0=2.0; om=0.515; od=0.10; ol=0.20; %정역학적 지지력공식(전체지역)
14 -     lamdaR=1.01; lamdaqL=1.15; lamdaqD=1.05; %정역학적 지지력공식
15 -     xx010=2.0; om10=0.515; od10=0.10; ol10=0.20; %정역학적 지지력공식(여수지역)
16 -     lamdaR10=1.01; lamdaqL10=1.15; lamdaqD10=1.05; %정역학적 지지력공식
17 - elseif data == 2
18 -     xx0=2.0; om=0.3943; od=0.10; ol=0.20; % 정역학적 지지력공식(광양지역 :N<50)
19 -     lamdaR=0.829; lamdaqL=1.15; lamdaqD=1.05; %
20 -     xx010=2.0; om10=0.3265; od10=0.10; ol10=0.20; % Meyerhof 경험식(광양지역 :N<50)
21 -     lamdaR10=1.066; lamdaqL10=1.15; lamdaqD10=1.05;
22 -     %lamdaR10=1.975; lamdaqL10=1.15; lamdaqD10=1.05; %
23 - elseif data == 3
24 -     xx0=2.0; om=0.4889; od=0.10; ol=0.20; % 정역학적 지지력공식(광양지역 :N>50)

```

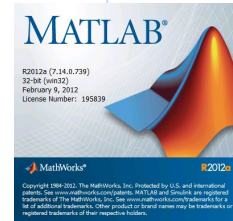


그림 4.18 MCS 신뢰도 해석 프로그램

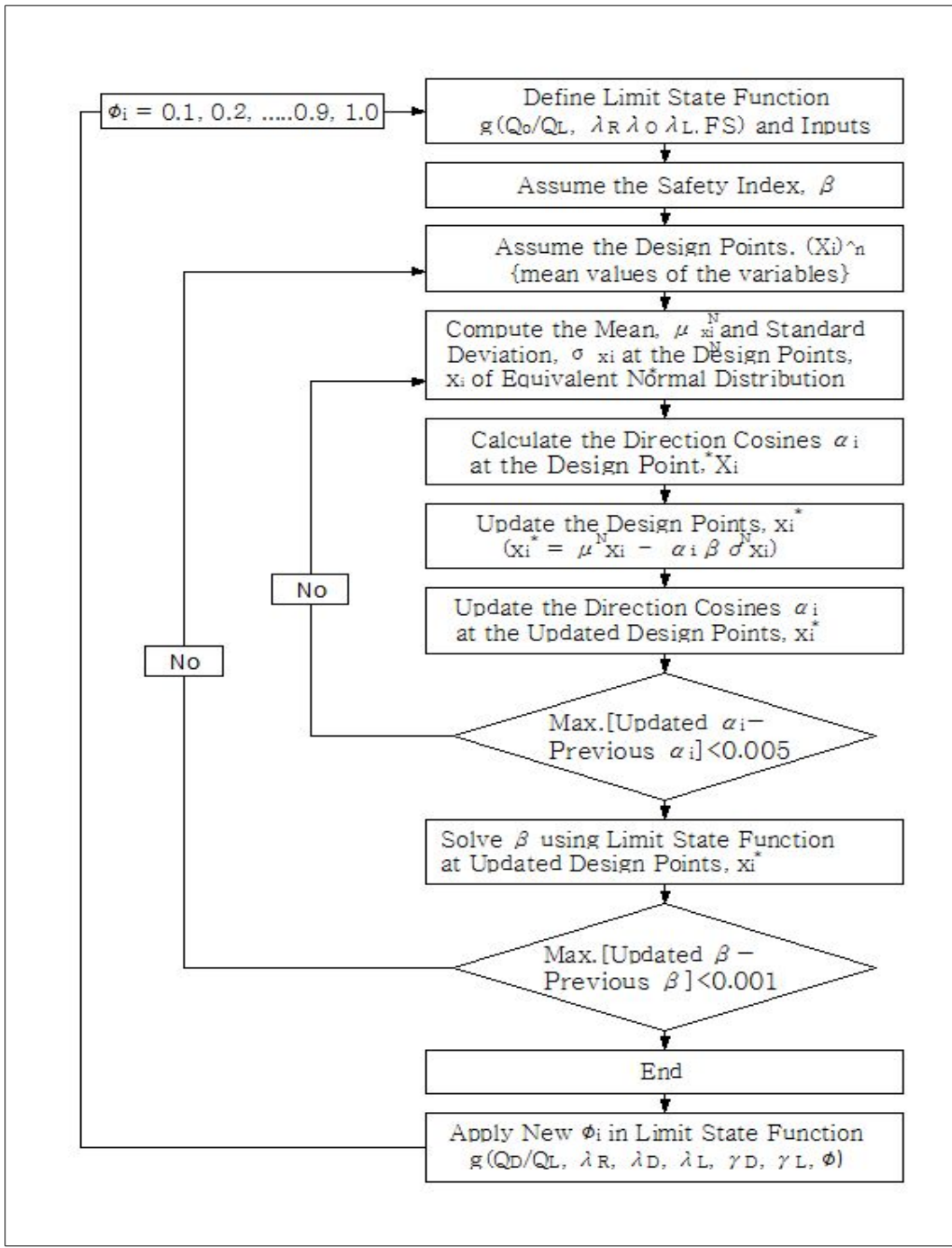


그림 4.19 MCS 신뢰도 해석 알고리즘

저항계수 산정에 있어 현재 국내 실무에서 적용되고 있는 설계법에 대한 신뢰성 해석과 목표 신뢰성지수 결정 그리고 허용응력설계법의 안전율과의 보정 작업은 필수적이다. 기초구조물 설계와 시공 및 지반 불확실성에 대한 제반 신뢰도 수준에 적합한 저항계수를 사정하고 파괴확률과 전력적인 신뢰도 수준에 근거한 설계법을 개발하는 것이 LRFD 설계법의 목적일 뿐만 아니라 기존의 설계법에서 새로운 설계법의 개발과 설계기준의 제정으로 인한 혼란을 완하시키기 위함이다.

다양한 신뢰성 해석 기법에 대해서는 전술한 바와 같으며 본 연구에서는 국제적으로 가장 널리 사용되고 정확성이 우수한 것으로 인식되고 있는 일차신뢰도기법(FORM) 방법과 몬테카를로 시뮬레이션(MCS) 방법을 적용하여 신뢰성 해석을 실시하였다. 하중에 대한 통계 특성치는 미국 AASHTO LRFD 교량설계기준(2007)에서 제안하고 있는 교량구조물의 하중 조합 Case 1에 적용되는 사하중과 활하중의 하중계수들을 적용하여 저항계수를 산정하도록 하였다. 본 연구에서는 저항편향계수 분석시 구분하였던 광양지역 16개 자료와 건기연 분석한 자료 57개, 광양지역과 건기원의 자료를 취합한 자료를 각각 신뢰도 분석을 실시하고 그 결과를 비교 분석하였다.

4.7.2 일계신뢰성해석기법에 의한 신뢰성 평가

건설교통부의 도로교설계기준(2001)과 구조물기초설계기준(2003)에서 명시한 바와 같이 국내 허용응력 설계법에 의한 항타강관말뚝의 축방향 지내력 산정에서는 통상적으로 안전율 3.0을 적용하고 있으며 일부 주요 구조물의 경우 더 큰 안전율이 적용되기도 한다. 본 연구에서는 안전율 3.0~5.0을 적용하여 일계신뢰성해석기법에 의해 신뢰성지수를 산정하였고 그 결과는 표 4.21과 같다.

표 4.21 광양지역 일계신뢰성해석기법에 의한 신뢰성지수 산정결과

구 분	선단부 N치 50 미만(N<50)		선단부 N치 50 이상(N≥50)	
	정역학공식	Meyerhof식	정역학공식	Meyerhof식
3.0	2.0253	3.2092	1.4222	2.2909
3.5	2.4183	3.6726	1.7481	2.6536
4.0	2.7587	4.0740	2.0305	2.9678
4.5	3.0590	4.4281	2.2795	3.2449
5.0	3.3276	4.7449	2.5023	3.4929

선단부 N치 50미만(N<50)의 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 신뢰성지수는 2.025~3.327을 나타내었고 Meyerhof 경험식은 같은 조건에서 신뢰성지수 3.209~4.745를 나타내었다. 신뢰성지수 2.0은 파괴확률 약 2.3%에 해당하는 값이며 항타말뚝의 적합한 신뢰성지수 값으로서 Barker이나 Paikowsky등 다수의 연구자들이 제안한 바 있다. 그러나 광양지역의 항타말뚝 지지력에 대한 데이터가 충분히 보안될 때까지는 두 가지 지지력공식 모두 안전율 3.0~3.5일 때 신뢰성지수 2.5가 적합하다고 사료된다.

선단부 N치 50이상(N≥50)의 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 신뢰성지수는 1.422~2.502를 나타내었고 Meyerhof 경험식은 같은 조건에서 신뢰성지수 2.290~3.493를 나타내었다. 이는 선단부 N치 50 미만(N<50)의 자료들에 비해 다소 낮은 결과이며, 신뢰성지수 2.5에 해당하는 안전율은 두 가지 지지력공식 모두 3.0~3.5로 평가되었다. 선단부 N치 50 미만(N<50)의 경우와 50이상(N≥50)의 경우 모두 Meyerhof 경험식의 신뢰성지수가 정역학적 지지력공식의 신뢰성지수보다 크게 나타났다. 이는 두 지지력 공식의 저항편향계수 평균 및 변동계수 값의 차이에 따른 복합적인 영향에 기인하는 것으로 판단된다.

4.7.3 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰성 평가

일계신뢰성해석기법에서 적용한 동일한 하중편향계수 및 저항편향계수 특성치와 사하중에 대한 활하중비(L/D)를 적용하여 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰성 평가를 실시하였다. 표 4.22는 안전율 3.0~5.0에 대한 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률 및 대응 신뢰성지수 산정결과이다.

표 4.22 광양지역 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률-신뢰성지수 산정결과

구 분	선단부 N치 50 미만(N<50)				선단부 N치 50 이상(N≥50)			
	정역학공식		Meyerhof식		정역학공식		Meyerhof식	
	파괴 확률(%)	신뢰성 지수	파괴 확률(%)	신뢰성 지수	파괴 확률(%)	신뢰성 지수	파괴 확률(%)	신뢰성 지수
3.0	0.875	2.3757	0.162	2.9434	2.945	1.8887	1.198	2.2575
3.5	0.285	2.7840	0.046	3.3131	1.080	2.2970	0.481	2.5887
4.0	0.071	3.1898	0.012	3.3617	0.412	2.6416	0.189	2.8954
4.5	0.029	3.4399	0.005	3.8895	0.175	2.9194	0.082	3.1479
5.0	0.013	3.6512	0.001	4.2635	0.071	3.1898	0.027	3.4592

선단부 N치 50미만(N<50)의 경우 정역학적 지지력공식의 파괴확률은 0.875~0.013%, Meyerhof 경험식은 0.162~0.001%로 산정되었고, 선단부 N치 50이상(N≥50)의 경우에 대한 정역학적 지지력공식의 파괴확률은 2.945~0.071%, Meyerhof 경험식은 1.198~0.027%로 산정되었다. 선단부 N치 50 이상(N≥50)에 대한 Meyerhof 경험식의 경우 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률 및 대응 신뢰성지수와 일계신뢰성해석기법에 의한 신뢰성지수를 비교한 결과 두 신뢰성 해석기법에 의한 결과는 역학적으로 유사함을 확인하였다. 그리고 선단부 N치 50 미만(N<50)에 대한 Meyerhof 경험식의 파괴확률 및 대응 신뢰성지수가 높게 나타남은 정역학적 지지력공식의 저항편향계수의 변동계수(=0.39) 보다 낮은 변동계수(=0.32)로 산정하였기 때문이다.

표 4.23 광양지역 신뢰성 해석기법에 의한 파괴확률 및 신뢰성지수 분석 결과

구 분	일계신뢰성해석기법				몬테카를로 시뮬레이션기법			
	정역학적 지지력공식		Meyerhof 경험식		정역학적 지지력공식		Meyerhof 경험식	
	파괴확률 (%)	신뢰성 지수	파괴확률 (%)	신뢰성 지수	파괴확률 (%)	신뢰성 지수	파괴확률 (%)	신뢰성 지수
3.0	3.950	1.7564	0.137	2.9955	1.481	2.1748	0.343	2.7031
3.5	1.690	2.1223	0.031	3.4230	0.446	2.6146	0.126	3.0203
4.0	0.736	2.4393	0.007	3.7934	0.166	2.9358	0.034	3.3966
4.5	0.328	2.7189	0.002	4.1200	0.038	3.3661	0.008	3.7739
5.0	0.149	2.9690	0.001	4.4122	0.013	3.6512	0.006	3.8450

표 4.23은 선단부 N치에 관계없이 16개 데이터에 의한 전체적 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식의 저항편향계수 통계 특성치를 적용하여 일계신뢰성해석기법과 몬테카를로 시뮬레이션기법의 파괴확률과 대응 신뢰성지수를 비교한 결과이다. 일계신뢰성해석기법인 경우 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식의 신뢰성지수를 비교하면, 정역학적 지지력공식의 신뢰성지수가 Meyerhof 경험식의 신뢰성지수보다 적은 값이고 몬테카를로 시뮬레이션기법인 경우 정역학적 지지력공식의 신뢰성지수가 Meyerhof 경험식의 신뢰성지수보다 큰 값을 나타내었다. 이는 몬테카를로 시뮬레이션기법에서 100,000번의 횟수로 산정한 신뢰성지수 값이 평균과 변동계수의 통계특성치에 민감함을 보여 주고 있기 때문이다. 따라서 몬테카를로 시뮬레이션기법으로 신뢰성지수를 산정하기 위해서는 보다 정확한 데이터의 통계치(평균 및 변동계수)와 시뮬레이션 횟수를 조정함이 필요하다.

표 4.24는 안전율 3.0~5.0에 대한 건기연에서 수행한 57개 자료를 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률 및 대응 신뢰성지수 산정결과이다.

표 4.24 건기연 보고서 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률-신뢰성지수 산정결과

구 분	선단부 N치 50 미만(N<50)				선단부 N치 50 이상(N≥50)			
	정역학공식		Meyerhof식		정역학공식		Meyerhof식	
안전율	파괴확률 (%)	신뢰성 지수	파괴확률 (%)	신뢰성 지수	파괴확률 (%)	신뢰성 지수	파괴확률 (%)	신뢰성 지수
3.0	0.0371	1.785	0.0232	1.992	0.0632	1.528	0.0542	1.605
3.5	0.0181	2.094	0.0133	2.216	0.0286	1.902	0.0334	1.833
4.0	0.0089	2.368	0.0079	2.416	0.0130	2.226	0.0212	2.029
4.5	0.0045	2.609	0.0048	2.592	0.0060	2.514	0.0138	2.204
5.0	0.0024	2.817	0.0030	2.743	0.0027	2.777	0.0091	2.36

선단부 N치 50미만(N<50)의 경우 정역학적 지지력공식의 파괴확률은 0.037~0.002%, Meyerhof 경험식은 0.023~0.003%로 산정되었고, 선단부 N치 50이상(N≥50)의 경우에 대한 정역학적 지지력공식의 파괴확률은 0.063~0.003%, Meyerhof 경험식은 0.054~0.009%로 산정되었다. 분석결과 일관된 경향을 나타내고 있지 않다. 일반적으로 저항편향계수의 평균값이 높을수록 그리고 변동계수가 작을수록 높은 신뢰성지수가 산정된 것으로 판단된다. 따라서 각 설계식에 대한 저항편향계수의 평균값과 변동계수가 다양하고, 이들의 복합적인 상호작용으로 두 지지력 설계식의 신뢰성지수에 명확한 경향을 파악하기 어렵다.

표 4.25는 안전율 3.0~5.0에 대한 본 연구에서 직접 수행한 광양지역 16개 자료와 건기원에서 수행한 57개 자료를 취합한 전체자료를 광양지역의 결과와 비교분석하기 위해 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률 및 대응 신뢰성지수를 산정한 결과이다.

표 4.25 전체 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률-신뢰성지수 산정결과

구 분	선단부 N치 50 미만(N<50)				선단부 N치 50 이상(N≥50)			
	정역학공식		Meyerhof식		정역학공식		Meyerhof식	
안전율	파괴확률 (%)	신뢰성 지수	파괴확률 (%)	신뢰성 지수	파괴확률 (%)	신뢰성 지수	파괴확률 (%)	신뢰성 지수
3.0	0.0405	1.7445	0.1228	1.1609	0.0129	2.2283	0.0698	1.4771
3.5	0.0215	2.0229	0.0994	1.2848	0.0034	2.7031	0.0485	1.6597
4.0	0.0111	2.2866	0.0821	1.3911	0.0009	3.1240	0.0331	1.8363
4.5	0.0059	2.5159	0.0674	1.4954	0.0003	3.4799	0.0244	1.9694
5.0	0.0036	2.6917	0.0587	1.5658	0.0001	3.7740	0.0179	2.0983

선단부 N치 50미만(N<50)의 경우 정역학적 지지력공식의 파괴확률은 0.041~0.004%, Meyerhof 경험식은 0.123~0.059%로 산정되었고, 선단부 N치 50이상(N≥50)의 경우에 대한 정역학적 지지력공식의 파괴확률은 0.013~0.0001%, Meyerhof 경험식은 0.069~0.018%로 산정되었다.

앞서 기술한 바와 같이 본 연구에서 향타강관말뚝의 설계법에 대한 신뢰성분석은 자료의 세분화 분류기준에 따라 수행하였고, 그 결과 다음과 같이 비교분석 하였다.

선단부 N치 50 미만(N<50)의 자료에 대하여 정역학적 지지력 공식의 MCS 기반 신뢰성 해석을 수행한 결과는 표 4.26과 같다.

표 4.26 선단부 N<50 정역학공식 비교

구분	선단 N치 50 미만(N<50) / 정역학공식					
	광양지역 자료		건기연 자료		전체 자료	
안전율	파괴 확률 (%)	신뢰성 지수	파괴 확률 (%)	신뢰성 지수	파괴 확률 (%)	신뢰성 지수
3.0	0.875	2.376	0.0371	1.785	0.0405	1.745
3.5	0.285	2.784	0.0181	2.094	0.0215	2.023
4.0	0.071	3.190	0.0089	2.368	0.0111	2.287
4.5	0.029	3.440	0.0045	2.609	0.0059	2.516
5.0	0.013	3.651	0.0024	2.817	0.0036	2.692

정역학적 지지력공식의 경우 안전율 3.0~5.0에 대하여 광양지역 자료의 신뢰성지수는 2.376~3.651, 건기연 자료의 신뢰성지수는 1.785~2.817, 광양지역 자료와 건기연 자료를 취합한 전체 자료는 1.745~2.692이었다. 광양지역 자료의 신뢰성지수는 건기연 자료에 비해 23%이상 크게 나타났고, 전체 자료의 신뢰성지수에 비해 약 35% 이상 크게 나타났다.

선단부 N치 50 미만(N<50)의 자료에 대하여 N치 경험식의 MCS 기반 신뢰성 해석을 수행한 결과는 표 4.27과 같다.

표 4.27 선단부 N<50 Meyerhof식 비교

구 분	선단부 N치 50 미만(N<50) / Meyerhof식					
	광양지역 자료		건기연 자료		전체 자료	
	파괴확률 (%)	신뢰성 지수	파괴확률 (%)	신뢰성 지수	파괴확률 (%)	신뢰성 지수
3.0	0.162	2.9434	0.0232	1.992	0.1228	1.1609
3.5	0.046	3.3131	0.0133	2.216	0.0994	1.2848
4.0	0.012	3.3617	0.0079	2.416	0.0821	1.3911
4.5	0.005	3.8895	0.0048	2.592	0.0674	1.4954
5.0	0.001	4.2635	0.0030	2.743	0.0587	1.5658

선단 N치 50미만(N<50)에서 Meyerhof식의 신뢰성지수 분석결과 광양지역의 신뢰성지수는 2.943~4.264, 건기연 자료의 신뢰성지수는 1.992~2.743, 전체자료의 신뢰성지수는 1.161~1.566로 산정되었으며, 정역학공식에 대한 신뢰성지수와 전반적으로 유사한 경향을 나타내고 있으나, 광양지역 자료를 제외한 자료의 신뢰성지수 값이 가장 낮게 산정되어 저항편향계수의 산정에 핵심적인 재하시험, 현장조사 및 실내시험의 합리적 수행, 정확한 지지력 평가 및 엄격한 자료의 관리가 필요한 것으로 사료된다.

선단부 N치 50 이상($N \geq 50$)의 자료에 대하여 정역학 공식의 MCS 기반 신뢰성 해석을 수행한 결과는 표 4.28과 같다.

표 4.28 선단부 $N \geq 50$ 정역학공식 비교

구 분	선단부 N치 50 이상($N \geq 50$) / 정역학공식					
	광양지역 자료		건기연 자료		전체 자료	
	파괴확률 (%)	신뢰성 지수	파괴확률 (%)	신뢰성 지수	파괴확률 (%)	신뢰성 지수
3.0	2.945	1.889	0.0632	1.528	0.0129	2.228
3.5	1.080	2.297	0.0286	1.902	0.0034	2.703
4.0	0.412	2.642	0.0130	2.226	0.0009	3.124
4.5	0.175	2.919	0.0060	2.514	0.0003	3.480
5.0	0.071	3.190	0.0027	2.777	0.0001	3.774

정역학적 지지력공식의 경우 안전율 3.0~5.0에 대하여 광양지역자료의 신뢰성지수는 1.889~3.190, 건기연 자료의 신뢰성지수는 1.528~2.777, 광양지역과 건기연 자료를 취합한 전체 자료의 신뢰성지수는 2.228~3.774이었다. 여기서, 선단부 N치 50미만($N < 50$) 자료와 N치 50이상($N \geq 50$) 자료의 신뢰성지수를 결과를 살펴보면 광양지역 자료의 경우 안전율 4.0에서 신뢰성지수는 3.190과 2.642로 차이를 나타내고 있다. 이는 신뢰성 해석시 기반조건이 다른 자료에 대한 분류의 필요성을 간접적으로 입증하는 것으로 판단된다.

선단부 N치 50이상($N \geq 50$)의 자료에 대하여 Meyerhof식의 MCS 기반 신뢰성 해석을 수행한 결과는 표 4.29와 같다. Meyerhof식의 경우 안전율 3.0~5.0에 대하여 광양지역자료의 신뢰성지수는 2.258~3.459, 건기연 자료의 신뢰성지수는 1.605~2.360, 광양지역의 자료와 건기연의 자료를 취합한 전체 자료의 신뢰성지수는 1.477~2.098로서 정역학적 지지력공식에 대한 신뢰성지수의 결과와 전반적으로 유사한 경향을 나타내고 있다.

표 4.29 선단부 N ≥ 50 Meyerhof식 비교

구분	선단부 N치 50 이상(N ≥ 50) / Meyerhof식					
	광양지역 자료		건기연 자료		전체 자료	
안전율	파괴 확률 (%)	신뢰성 지수	파괴 확률 (%)	신뢰성 지수	파괴 확률 (%)	신뢰성 지수
3.0	1.198	2.258	0.0542	1.605	0.0698	1.477
3.5	0.481	2.589	0.0334	1.833	0.0485	1.660
4.0	0.189	2.895	0.0212	2.029	0.0331	1.836
4.5	0.082	3.148	0.0138	2.204	0.0244	1.969
5.0	0.027	3.459	0.0091	2.360	0.0179	2.098

광양지역 자료, 건기연 자료 그리고 광양지역과 건기연 자료를 취합한 전체 자료에 대한 정역학적 지지력공식과 Meyerhof식을 이용한 신뢰성지수 결과를 살펴보면, 뚜렷하고 일관된 경향을 나타내고 있지 않다. 일반적으로 저항편향계수의 평균값이 높을수록 그리고 변동계수가 작을수록 높은 신뢰성지수를 가질 것으로 기대된다. 따라서 각 자료별 설계식에 대한 저항편향계수의 평균값과 변동계수가 다양하고, 이들의 복합적인 상호작용으로 두 지지력 설계식의 신뢰성지수에 명확한 경향을 파악하기 어렵다. 단 본 연구에서 직접 실시한 광양지역의 16개의 자료에 대하여 설계식간의 신뢰성을 개략적으로 다음과 같이 평가할 수 있다. N치가 50미만(N < 50)인 경우에는 Meyerhof식의 신뢰도 수준이 정역학적 지지력공식보다 전체적으로 약간 높게 나타나는데, 이는 Meyerhof식의 저항편향계수의 평균이 약 1.5배로 보수성을 나타내지만 변동계수의 차이로 인해 불확실성에 의한 신뢰도 수준이 상당부분 반감된 것으로 판단된다. 그러나 N치가 50이상(N ≥ 50)인 경우에는 Meyerhof식의 저항편향계수 평균이 정역학적 지지력공식의 약 1.5배로 상대적인 보수성을 내포하고 있으며 높은 변동성이 신뢰수준에 보다 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다.

4.7.4 강관말뚝기초의 목표 신뢰성지수 결정

목표 신뢰성지수는 해당 강관말뚝에 대해 요구되는 수준의 안전율 또는 파괴확률을 대변하는 값으로서 LRFD설계법을 개발하는데 있어 가장 중요한 업무 중의 하나이며, 여러가지 요인들의 불확실성뿐만 아니라 지반공학의 체계적이고 일관된 기술수준, 지역특성과 기초구조물의 특성을 고려한 목표 신뢰성지수가 제안되어야 한다. Meyerhof는 구조물기초의 적정 파괴확률로서 $10^{-3} \sim 10^{-4}$ (즉, 신뢰성지수 3.0~3.6)을 제안하였으며, Wu 등이 보고한 항만구조물 기초의 신뢰성지수는 2.0~3.0이고, Barker(1991) 등은 일반적인 항타말뚝의 적정 신뢰성지수로 2.5~3.0을 제안하였다. Paikowsky(2002)는 깊은기초에 대한 LRFD 저항계수 산정연구를 통해 항타말뚝의 신뢰성지수로서 2.0~2.5를 제안하였다.

본 연구를 통해 광양지역 강관말뚝기초의 정재하시험 및 지반조사 자료를 대상으로 일계신뢰성해석기법과 몬테카를로 시뮬레이션기법을 적용하여 분석한 신뢰성지수는 앞서 설명한 바와 같이 통상적으로 적용되는 안전율의 범위에서 정역학적 지지력공식의 경우 1.75~2.97, Meyerhof 경험식의 경우 2.99~4.41를 나타냈으며, Meyerhof 경험식의 신뢰성지수가 높게 나타남은 저항편향계수의 변동계수의 값이 정역학적 지지력공식의 변동계수의 값 보다 작기 때문이다.

본 연구에서 개발한 신뢰성해석기법으로 산정한 정역학적 지지력공식의 신뢰성지수(1.75~2.97)는 Barker 등 및 미국의 깊은기초에 대한 LRFD의 신뢰성수준과 유사하게 나타났다. 강관말뚝의 경우 대형 기초구조물에 비해서 상대적으로 중요도가 낮은 구조물에 해당되며, 주로 무리말뚝으로 시공되기 때문에 Meyerhof 경험식의 신뢰성지수보다는 상대적으로 낮은 정역학적 지지력공식의 신뢰성지수인 2.5의 값을 목표신뢰성지수로 제안함이 타당하다고 본다.

4.7.5 저항계수 산정

목표 신뢰성지수(β_0)는 해당 사질토의 항타말뚝에 대해서 요구되는 수준의 안전율 또는 파괴확률을 대변하는 값으로서, 신뢰성설계법을 개발하는데 있어 가장 중요한 업무 중의 하나로서 여러 가지 요인들의 불확실성뿐만 아니라 지반공학의 체계적이고 연관된 기술수준, 지역특성과 기초구조물의 특성을 고려한 목표 신뢰성지수가 제

안되어져야 하는데 Barker 등은 일반적인 향타말뚝의 적정 신뢰성지수로 2.5~3.5 제안하였지만 본 연구에서는 직접 수행한 광양자료, 건기원에서 수행한 자료, 광양자료와 건기원 자료를 취합한 전체 자료에 대해 신뢰성지수 2, 2.33, 2.5에 따른 저항계수를 계산하고 그 결과를 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식을 이용하여 산정하였다.

본 연구에서 직접 수행한 광양지역의 신뢰성지수에 따른 저항계수 산정 결과는 표 4.30과 같다.

표 4.30 광양지역 신뢰성지수에 따른 저항계수 산정결과

구 분	선단부 N치 50 미만(N<50)		선단부 N치 50 이상(N≥50)	
신뢰성지수	저항계수		저항계수	
	정역학공식	Meyerhof식	정역학공식	Meyerhof식
2.0	0.672	0.930	0.553	0.780
2.33	0.635	0.875	0.525	0.731
2.5	0.602	0.612	0.485	0.691

표 4.30 분석 결과 목표 신뢰성지수 2.0, 2.33, 2.5 대해서 직접 수행한 광양지역의 저항계수는 선단부 N치 50 미만(N<50)인 경우가 선단부 N치 50 이상(N≥50)인 경우보다 크게 나타났으며, 정역학적공식 보다 Meyerhof식에서의 저항계수가 약 30% 내외로 크게 산정되었다.

다음은 건기원에서 수행한 57개의 자료는 저항계수 산정프로그램을 이용하여 선단부 N치 50미만($N < 50$), N치 50이상($N \geq 50$) 자료를 분류하여 정역학적 지지력공식, Meyerhof 경험식의 저항계수를 산정하였으며, 산정결과는 표 4.31과 같다.

표 4.31 건기연 보고서 신뢰성지수에 따른 저항계수 산정결과

구 분	선단부 N치 50 미만($N < 50$)		선단부 N치 50 이상($N \geq 50$)	
신뢰성지수	저항계수		저항계수	
	정역학공식	Meyerhof식	정역학공식	Meyerhof식
2.0	0.436	0.481	0.387	0.372
2.33	0.372	0.385	0.351	0.296
2.5	0.342	0.345	0.327	0.268

표 4.31 분석결과 목표 신뢰성지수 2.0, 2.33, 2.5에 대해서 건기연 보고서의 저항계수는 선단부 N치 50 미만($N < 50$)인 경우가 선단부 N치 50 이상($N \geq 50$)인 경우보다 크게 나타났으며, 선단부 N치 50 미만($N < 50$)에서는 Meyerhof식이 정역학공식보다 크게 산정되었으나, 선단부 N치 50 이상($N \geq 50$)에서는 정역학공식의 저항계수가 크게 산정되었다.

다음은 본 연구에서 직접 수행한 광양지역 16개 자료와 건기연에서 수행한 57개의 자료를 취합한 전체자료의 저항계수 산정결과는 표 4.32와 같다.

표 4.32 전체 신뢰성지수에 따른 저항계수 산정결과

구 분	선단부 N치 50 미만(N<50)		선단부 N치 50 이상(N≥50)	
신뢰성지수	저항계수		저항계수	
	정역학공식	Meyerhof식	정역학공식	Meyerhof식
2.0	0.611	0.821	0.608	0.749
2.33	0.741	0.552	0.570	0.671
2.5	0.684	0.537	0.545	0.643

전체 신뢰성지수에 따른 저항계수 산정결과 목표신뢰성지수 2.0, 2.33, 2.5에 대해서 저항계수는 선단부 N치 50미만(N<50)인 경우가 N치 50이상(N≥50)인 경우보다 정역학 공식에서 크게 산정되었고 선단부 N치 50미만(N<50)에서는 Meyerhof식이 크거나 작게 산정되었으나, 선단부 N치 50이상(N≥50)에서는 Meyerhof식이 크게 산정되었다. 이는 하중 조합식 $U=1.15L+1.05D$ 를 통해 산정한 값이며, 저항편향계수 및 변동계수 값의 차이에 따른 복합적인 영향이 기인한 것으로 판단된다.

제5장 결 론

본 연구에서는 광양제철소를 중심으로 지반특성과 현행 설계·시공 실무를 고려한 기초구조물 하중저항계수설계법 개발을 위하여 항타강관말뚝에 대한 신뢰성지수를 기반으로 저항계수를 산정하였다. 광양지역 16개의 정재하시험 및 지반조사, 실내시험 자료를 수집하여 말뚝의 측정 지지력을 산정하였으며, 수집된 자료를 효율적으로 분류하고 기존의 경험식 등을 이용하여 설계 지지력을 산정하였다. 이들 자료에 대해서 정확하고 적용성이 높은 신뢰도 해석기법인 일계신뢰성 해석기법과 몬테카를로 시뮬레이션 기법을 적용하여 신뢰성분석을 실시하였고, 적합한 수준의 목표 신뢰지수를 결정하여 신뢰성 기반의 저항계수를 산정한 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 구축된 자료를 바탕으로 신뢰성 분석을 위해 선정된 재하시험 자료에 대해서 측정 극한지지력을 산정하였다. 측정 극한지지력 산정은 Davisson 방법, 25.4mm 방법, 0.1B 방법, Shape of curve 방법, DeBeer 방법, 그리고 S-log(t) 방법 등 6가지 방법을 적용하였고, 이들 기준에 의해 산정된 측정 극한지지력에 대해서 통계 특성을 분석하여 대표 기준으로 적용할 방법을 선정하였다. 산정결과 객관적인 수치를 얻을 수 있고 적용성이 높으며, 편차가 작은 Davisson 방법이 말뚝의 측정 극한지지력을 결정하기 위한 대표 방법으로 선정되었다.
2. 광양지역 재하시험 결과로부터 측정 지지력을 산정하였고 국내 설계 실무에 주로 적용되는 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식을 적용하여 설계 지지력을 산정하여 두 지지력의 비교·분석을 통해 저항편향계수를 산정하였다. 선단부 N치 50 미만($N < 50$), N치 50 이상($N \geq 50$)에서 정역학적 지지력공식의 저항편향계수는 평균 0.829, 0.760이며, Meyerhof 경험식은 평균 1.066, 1.005이다. Meyerhof 경험식이 자료의 변동성이 낮고, 보수성이 크게 평가되었다.
3. 저항편향계수의 통계 특성을 이용하여 일계신뢰성 해석기법 및 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰성 분석을 수행하였다. 통상적인 구조물기초 안전율 수준인 3.0~5.0에 대해서 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰성지수를 산정한 결과

정역학적 지지력공식은 2.175~3.651, Meyerhof 경험식은 2.703~3.845이었다. 두 가지 지지력 공식 모두 선단부 N치 50 미만($N < 50$)의 자료가 선단부 N치 50 이상($N \geq 50$)의 자료보다 신뢰성수준이 높게 평가되었다. 몬테카를로 시뮬레이션에 의해 파괴확률을 산정하고 대응 신뢰성지수를 일계신뢰성 해석기법 결과와 비교한 결과 두 신뢰성 해석기법에 의한 해석 결과는 유사함을 확인하였다.

4. 일계신뢰성 해석기법과 몬테카를로 시뮬레이션에 의해 분석된 신뢰성 해석 결과 및 구조물 요구 안전도, 현행 설계·실무관행, 기초구조물 전체 시스템의 안정성, 국제적 신뢰도 요구 수준, 경제성 등을 종합적으로 고려하여 이에 부합하는 항타강관말뚝의 목표 신뢰성지수를 분석한 결과 광양지역에서 기초설계 시 정역학적 지지력 공식의 신뢰성지수인 2.5값을 목표 신뢰성지수로 제안함이 타당할 것으로 판단된다.
5. 광양지역의 자료를 신뢰성해석 기법에 의한 항타강관말뚝 저항계수를 산정한 결과, 선단부 N치 50미만($N < 50$)인 경우 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식의 저항계수는 목표 신뢰성지수 2.0, 2.33, 2.5에 대해서 0.672~0.602, 0.930~0.612, 선단부 N치 50이상($N \geq 50$)인 경우 두 지지력 공식의 저항계수는 각각 0.553~0.485, 0.780~0.691으로 산정되었다.
6. 광양지역의 재하시험 자료를 비교 분석하기 위해 실시한 건기연 자료의 저항계수는 선단부 N치 50미만($N < 50$)인 경우 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식의 저항계수는 목표 신뢰성지수 2.0, 2.33, 2.5에 대해서 0.436~0.342, 0.481~0.345, 선단부 N치 50이상($N \geq 50$)인 경우 두 지지력 공식의 저항계수는 각각 0.387~0.327, 0.372~0.268으로 산정되었다.
7. 광양지역의 자료와 건기연 자료를 취합한 전체자료의 저항계수는 선단부 N치 50미만($N < 50$)인 경우 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식의 저항계수는 목표 신뢰성지수 2.0, 2.33, 2.5에 대해서 0.611~0.684, 0.821~0.537, 선단부 N치 50이상($N \geq 50$)인 경우 두 지지력 공식의 저항계수는 각각 0.608~0.545, 0.749~

0.643으로 산정되었다.

국제적 기술표준으로 정립되고 있는 신뢰성 기반의 하중저항계수 설계법에 대비하여 본 연구를 통해 국내특성을 고려한 항타강관말뚝의 저항계수가 제안되었고 하중저항계수설계법의 토대가 마련되었다. 본 연구 결과는 향후 다양한 기초구조물 및 지반구조물의 하중저항계수설계법 개발을 위한 자료로서 그 활용성이 있을 것이다.

참 고 문 헌

1. 건설교통부(2001), 도로설계기준, 대한토목학회
2. 건설교통부(2003), 구조물기초설계기준해설, 지반공학회
3. 광기석, 박재현, 최용규, 허정원(2006), “LRFD 설계를 위한 항타강관말뚝의 저항 편향계수 산정”, 대한토목학회, 제26권, pp. 343~350
4. 김대호, 이준환(2005), “CPT결과를 이용한 항타말뚝 지지력 평가를 위한 저항계수 산정” 한국지반공학회논문집, 제21권, 10호, pp. 113~122
5. 양우식(1992), “FOSM METHOD를 이용한 사면의 신뢰도 해석”, 경희대학교 대학원 박사논문
6. 이증빈, 신형우(1992), “하중계수에 기초한 최적신뢰성 해석모델 개발”, 한국 전산구조 공학회 학술발표 논문집, 제5권, pp. 134~139
7. 이증빈(1990), “신뢰성이론에 의한 말뚝기초의 안정해석”, 한국전산구조공학회 학술발표 논문집, 제3권, pp. 85~90
8. 조효남, 정태송, 전재명(1983) “신뢰성이론에 의한 R.C옹벽의 안정해석 및 설계기준”, 대한토목학회논문집, 제3권, 35호, pp. 77~86
9. 안종필, 홍원표, 이우현, 남정만(1991), “교대 기초말뚝의 안정”, 대한토질공학회지, 대한토질공학회, 제7권, 2호, pp. 67~79
10. 안종필, 홍원표(1994), “측방유동을 받는 연약지반의 변형거동에 관한 연구”, 한국지반공학회지, 한국지반공학회, 제10권, 2호, pp. 25~40
11. 안종필, 박상법, 김규덕(2008), “측방유동을 받는 교대 기초말뚝의 안정성에 관한 연구”, 대한토목학회 정기학술대회논문집, pp. 1972~1975
12. 심태섭, 주승완(2000), “점추정법에 의한 암반사면의 안정해석 모델”, 대한지질공학회, Vol. 10, No. 2, pp. 107~114
13. 박재현, 김동욱, 광기석, 정문경, 김준영, 정충기(2010), “베이지안 이론을 이용한 타입강관말뚝의 신뢰성 평가”, 한국지반공학회논문집, 제26권, 7호, pp. 161~170
14. 한국건설기술연구원(2008), LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구, pp. 32~132
15. American Association of State Highway and Transportation Official(1996),

- Standard Specifications for Highway Bridges : 16th Edition, AASHTO, Washington, D.C
16. American Association of State Highway and Transportation Officials(2004), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Third Edition, AASHTO, Washington, D.C
 17. American Association of State Highway and Transportation Officials(2005, 2006), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Third Edition, 2005, 2006, Interim Revisions AASHTO, Washington, D.C
 18. American Association of State Highway and Transportation Officials(2007), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Fourth Edition, AASHTO, Washington, D.C
 19. Baecher, G.B.(1987), Statistical Analysis of Geotechnical Data. Final Report No. 1, USACE Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
 20. Barker, R.M., Duncan, J.M., Rojiani, K.S., Ooi, P.S.K., Tan, C.K., Kim, S.C.(1991), NCHRP Report 343 : Manual for the Design of Bridge Foundation. TRB, National Research Council, Washington DC
 21. Broms, B. Pandey P.C., Goh. A.(1987), "The Lateral Displacement of Piles from Embankment Loads", Proc, of JSCE, No.388, III-8 Geotechnical engineering, December, pp. 1~11
 22. Butler, H.D, Hoy, H.E.(1977), Users Manual for the Texas Quick Load Method for Foundation Load Testing. FHWA, Office of Development, Washington. D.C.
 23. Canadian Geotechnical Society(1985), Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM), 2nd Edition Canadian Geotechnical Society Technical Committee on Foundation Ottawa
 24. Chou. T.(1991), "Optimum Safety Indices Based on Expected Total Cost Minimization", Journal of Structural Engineering (in Japanese), Vol. 37, pp. 543~555
 25. Cornell, C.A.(1969), "A Probability-Based Structural Code", Proceeding of The

- American Concrete Institute, Vol. 66, No.12, pp. 974~985
26. D'Appolonia, D. J. Lambe, T. W. & Poulos, H. G.(1971), Evaluation of Pore Pressures Beneath an Embankment, J. Soil Mech. Found. ASCE, Vol. 97, No. SM6, pp. 881~897
 27. Das, B.M.(1984), "Principles of Foundation Engineering, Brooks/Cole Engineering Division", Monterey, California, pp. 101~206
 28. Davisson, M.(1972), "Proceedings, Soil Mechanics Lecture Series on Innovations In Foundation Construction", "High Capacity Piles", Illinoissection, chicago
 29. DeBeer, E.(1970), "Proefondervindelijke Bijdrage Tot De Studie Van het Grandesdraagvermogen Van Zand Onder Funderinger Op Staal", English version, Geotechnique, Vol. 20, No. 4, pp. 387~411
 30. Dongwook Kim, Moonkyung Chang, and Kiseok Kwak(2011), "Resistance Factor Calculations for LRFD of Axially Loaded Driven Piles in Sands", KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 15, No. 7, pp. 1185~1196
 31. DeBeer, E.E. Wallays, M.(1972), "Forces Induced in the Piles by Unsymmetrical Surcharges on the Soil Around the pile", Proc. of 5th ICSMFE, Paris, pp. 325~332
 32. Detlevsen, O.(1973), "Structural Reliability and the Invariance Problem, Research Report, NO. 22, Solid Mechanics Division University of Waterloo", Waterloo, Canada
 33. Ellingwood, B and Kanda, J.(1991), "Formulation of Load Factors Based on Opium Reliability", Structural Safety, Vol. 9, Elsevier, pp. 197~210
 34. Ellingwood, B. MacGregor J.G., Galambos V. and Cornell C.A.(1982), "Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice" Journal of the Structural, ASCE, Vol. 108, No. ST5, May, pp. 959~977
 35. Ellingwood, B. MacGregor, J.G., Galambos T.V. and Cornell C.A.(1982), "Reliability Based Load Combinations", Journal of the Structural Div., ASCE, Vol. 108, No.ST5. May, pp. 978~997

36. Enright, M.P, Frangopol, D.M(1998), "Service-life Prediction of Deteriorating Concrete Bridges", Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 3, pp. 309 ~317
37. Eurocode 7 (1993), Geotechnical Design, General Rules, European Committee for Standardization, Prestandard, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
38. Frangopol, D.M, and Enright, M.P(1998), "Probability Analysis of Resistance degradation of Reinforced Concrete Bridge Beams under Corrosion", Engineering Structures, Elsevier, Vol. 20, pp. 960~971
39. Frangopol, D.M, and Enright, M.P(1999), "Reliability-based Condition Assessment of Deteriorating Concrete Bridges Considering Load Redistribution, Structural Safe", Elsevier, Vol. 21, pp. 159~195
40. Frangopol, D.M, Lin, K-Y, and Estes, A.C.(1997), "Life-Cycle Cost Design of Deteriorating Structures", Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No.10, October, pp. 1390~1401
41. Freudenthal, A.M(1947), "The Safety of Structures", Trans. ASCE, Vol. 112, pp. 125~180
42. Freudenthal, A.M(1956). "Safety and the Probability of Structure Failure", Trans. ASCE, Vol. 121, pp. 1337~1375
43. Gharaibeh, E.S, Frangopol, D.M., and Onoufriou, T.(2002), "Reliability based Importance Assessment of Structural Members with Applications to Complex Structures", Computer and Structures, Elsevier, pp. 1113~1131
44. Goble, G(1999), "Geotechnical Related Development and Implementation of Load and Resistance Factor Design(LRFD) Methods", National Academy press, Washington D.C
45. Hansen, B.(1953), Earth Pressure Calculation, Danish Technical Press, Copenhagen, Denmark
46. Hansofer A.M., Lind, N.C.(1974), "Exact and Invariant Second Moment Code Format", Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 100, pp. 111 ~121
47. Hines, J(1997), "Fuzzy and Neural Approaches in Engineering", Wiley Inter ·

Science

48. Hunt, R.E.(1986), "Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation", McGraw-Hill Book, co., NewYork
49. Ito, T. Matsui, T.(1975), "Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles", Soils and Foundations, Vol. 15, No. 4, pp. 43~59
50. J.Cornell, C.A.(1971), "A First-order Reliability Theory for Structural Design", in Structural Reliability and Codified Design, S.M. Study, No. 3, Soli Mechanics, Univ. of Waterloo. Ontaril, pp. 87~111
51. Kanda. J, and Adachi, T.(2001), "Influence of Probability Distribution of Load on Optimum Reliability", Reliability Engineering and System Safety, Elsevier Vol. 73, pp. 197~204
52. Kong, J.S, Frangopol, D.M.(2003), "Life-Cycle Reliability-Based Maintenance Cost Optimization of Deteriorating Structures with Emphasis on Bridges", Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 6, pp. 818~828
53. Kim, D., Bica, A., Salgado, R., Prezzi, M. and Lee, W.(2009), "Load Testing of a Closed-ended Pipe Pile Driven in Multilayerd Soil, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 35, No. 4, pp. 463~473
54. Lee, W., Kim, D., Salgado, R., Zaheer, M.(2010), "Setup of Driven Piles in Layered Soil", Japanese Geotechnical Society, Vol. 50, NO. 5, pp. 585~598
55. Lind, N.C. and Hasofer, A.M.(1974), "Exact and Invariant Second-Moment Code Format", Journal of the Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 100, No. 1, pp. 11~121
56. Lumb, P.(1996), "The Variability of Natural Soils", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, No. 2, pp. 74~97
57. Matsui, T. Hong, W.P. Ito, T.(1982), "Earth Pressures on Piles in Arow Due to Lateral Soil Movements", Soils and Foundations, Vol. 22, No. 2, pp. 71~81
58. Matsuo, M., Kuroda, K.(1974), "Probabilistic Approach to the Design of Embankments." Soils Found, Vol. 14, No. 1, pp. 1~17
59. Meyerhof, G.(1970), "Safety Factors in Soil Mechanics", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, No. 4, pp. 349~355

60. Meyerhof, G.(1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, No, 3, pp. 195~228
61. Oshima, T, Mikami, S., Tamba, I., and Ikeda, K(2002), "Asset Evaluation of Each Bridge Member and Analysis of Bridge Health Index(BHI)", Journal of Structural Engineering (in Japanese), Vol. 59, No. 703, pp. 53~65
62. Oteo, C.S.(1977), "Horizontally Loaded Piles". Deformation Influence", Proc. of 9th. CSMFE. Specialty Session 10, Tokyo, pp. 101~106
63. Rackwitz, R., Fiessler, B.(1978), "Structural Engineer", Vol. 33, No, 5, pp. 141~149
64. Paikowsky S.G.(2004), "Load and Resistance Factor Design(LRFD) for Deep Foundations", NCHRP Report 24-17 Transportation Research Board Washington D.C., p. 76
65. Parker, R.M. Duncan, J.M. Rojiani, K.S. Ooi, P.S.K., Tan, C.K. , NCHRP Report 343; Manual for the Design of Bridge Foundations. TRB, National Research Council , Washington D.C.
66. Pugsley, A.(1995), "Report on Structural Safety", Structural Engineer, Vol. 33, No, 5, pp. 141~149
67. Poulos, H.G.(1971), "Behavior of Laterally Loaded Piles", I-Single Piles, ASCE, Vol. 97, No. SM5, pp. 711~731
68. Schultze, R.E., Hutson J.L., Cass, A. (1985), "Hydrological Characteristics and Properties of Soil in Southern Africa". Soil Retention Models. Water S.A, Vol. 11, pp. 129~136
69. Sinozuka. M(1983), "Basic analysis of Structural Safety", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol, 109, No. 3, pp. 721~740
70. Sissingh, H.A.(1971), "Analytical technique of the Pw Method", Used for the Assessment of the Phosphate Status of Arable Soils in the Netherlands, Plant Soil, Vol. 34, pp. 483~486
71. Skempton, A.W.(1951), "The Bearing Capacity of Clay", Proc. Building Research Congrass, pp. 180~189

72. Sugiyama, T, Saksi, T, Fujino, Y. and Ito, M.(1982), “Decisions on Reliability Lever and Safety Factor for Structural Design”, Proc. of JSCE. No 327, Nov., pp. 1~28
73. Sugiyama, T, and Fujio, Y.(1988), “Optimal Allocation of the Safety Factors in A Long Span Suspension Bridge Design”, Proc. of JSCE, No. 398, pp. 167~175
74. Takashi, N(2001), “Reliability Based Design Way for Caisson Type Breakwaters”, Journal of The Japan Society of Civil Engineering, No. 689, pp. 173~182
75. Takashi, N.(2003), “Reliability Based Design Method for Flexural Design of Caisson Type Breakwaters”, Journal of The Japan Society of Civil Engineering, No. 696, pp. 173~184
76. Tavenas, F. Mieussens, C. Bourges, F.(1979), “Lateral Displacements in Clay Foundations under Embankments”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 16, pp. 532~550
77. Tavenas, F. Leroueil, S.(1980), “The Behaviour of Embankments on Clay Foundations, Canadian Geotechnical Journal”, Vol. 17 pp. 236~260
78. Terzaghi, K.(1942), “Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons”, New York
79. Tobutt, D.C.(1982), “Monte Carlo Simulation Methods for Slope Stability”, Computer and Geoscience, Vol. 8, pp.199-208
80. Tschebotarioff, G.P.(1962), Chapter 5 on Retaining Structures in Foundation Engineering(Editor Leonards), McGraw-Hill, New York, pp. 486~496
81. Vanmarke, E. H(1977), “Reliability of Earth slopes”, J. Geotech Engng Div, ASCE 103(GT11)
82. Wu, T.H., Kraft, L.M.(1967), “The Probability of Foundation Safety”, J. Soil Mech Found, ASCE, Vol. 93, pp. 213~231
83. Xue, J. F. and Gavin, K.(2007), “Simultaneous Determination of Critical Slip Surface and Reliability Index for Slopes” , J. Geotech Engng., Vol. 133, No 7, pp. 878~886

84. Yucemen, M.S., and E.H. Vanmarcke (1983), "3-D Seismic Reliability Analysis of Earth Slopes," Fourth International Conference of Applications of Statistics and Probability, Italy, pp. 197~208

감사의 글

조금은 남들보다 늦은 나이에 시작하였지만, 미흡하나마 박사 학위라는 소중한 결실을 맺게 되었습니다. 본 논문이 완성되기까지 학문적으로 깊은 관심 속에 세심하게 지도해 주시고, 또 인간적으로 너그러운 배려와 따뜻한 애정으로 지도해 주신 김대현 교수님께 진심으로 감사의 말씀을 드립니다. 김대현 교수님의 헌신적인 지도편달이 없었으면 본 박사논문이 완성되지 못하였을 것입니다.

아울러 고(故)안종필 교수님에게도 감사의 말씀을 드리고 싶습니다. 석사 과정을 수료하고, 박사 과정을 수료하는 동안 내내 친자식처럼 아껴주시고, 많은 조언과 포기하지 않는 심성을 길러주심이 제가 이 자리까지 오게 된 밑거름이 되었습니다. 이 글을 통해서나마 감사의 말씀을 전해 드립니다.

또한 여러 가지로 부족하고 미흡했던 논문을 바쁘신 시간을 할애하여 수차례의 심사를 통해 보다 좋은 논문이 될 수 있도록 다듬어주시고 수정해주시며, 늘 애정 어린 조언과 진심 어린 충고를 해주셨던 조선대학교 토목공학과 박길현 교수님, 김운중 교수님, 김성홍 교수님, 박정웅 교수님, 이원희 교수님, 박상준 교수님께 이 자리를 빌려 깊은 감사의 말씀을 드립니다.

인생의 선배로써 또 학교, 직장의 선배로써 부족한 저를 이끌어 주시고 가르쳐 주시며, 아낌없는 지원과 배려로 제가 서있는 이 자리의 원동력이 되어주신 심양모 사장님께도 꼭 감사의 말씀을 전하고 싶습니다.

그리고 지금 맺는 결실의 원인이 되어주신 박주원 박사님, 김규덕 박사님께도 감사를 전하며, 부족한 나를 항상 자랑스럽게 생각해주고 사랑하는 내 친구 김일구 박사님, 서재우 선생에게 고마움을 전합니다. 또한 본 논문이 있기까지 본인의 생업을 뒤로 하고 많은 시간과 노력을 할애해준 임재춘 박사님에게도 고마움을 전하며, 든든한 버팀목이 되어주신 박상범 박사님, 박경호 박사님, 유덕찬 박사님, 안기문 박사님, 이정욱 박사님, 김석호 부장님, 박병길 선배님, 박용훈 선배님, 이증빈 교수님, 그리고 지반산악회 선. 후배님들 감사합니다. 학위 과정동안 같은 길을 걸으며 기쁨과 아픔을 함께하고 서로 의지하며 동고동락한 동반자인 허홍균 후배님 고맙습니다.

특히 본 박사 과정동안 언제 찾아도 항상 변함없는 모습으로 맞아주신 조선대학교 토목공학과 토질연구실 선·후배님들께도 감사의 말씀을 드립니다. 힘들어도 서로 의지하며 꾀꿉하게 신념과 용기를 잃지 말자고 다짐하던 토질연구실 선·후배들 한명 한명이 저에게 큰 위안이 되었고, 특히 많은 날을 밤새우면서 항상 웃음을 잃지 않고 본 논문이 완성될 수 있도록 보탬이 되어준 석사과정의 전상주 후배의 노력은 이 논문과 함께 항상 기억될 것입니다. 박경호 후배님, 정신규 후배님, 이태광 후배님을 비롯하여 모든 토질연구실 식구들의 진심된 응원에 다시 한 번 깊은 감사를 드립니다.

또한 이 자리에 오르기까지 힘들고 지칠 때면 말동무가 되어주고 술동무가 되어주었던 소중한 나의 벗들, 언제 불러도 마치 제 일인마냥 달려 나와 준 정경태, 정회광, 김기준, 이상엽, 그리고 양순길, 이창배, 정양기, 이경옥 에게도 이 자리를 빌려 고맙다는 말을 전하고 싶습니다.

저를 낳아주시고 이 자리에 설 수 있도록 한결같은 사랑으로 보살피 주신 부모님 은혜에 깊은 감사를 드리며, 어머니 안정숙 여사님 고맙습니다. 이 박사학위를 고난의 세월에 대한 보상으로 드립니다. 딸, 아들 잘 보살피면서도 항상 곁에서 응원하고 지켜봐준 나의 반려자 백인자 부인 사랑합니다.

이 작은 결실을 새로운 출발의 계기로 삼겠습니다. 여기서 만족하지 않고 겸손한 자세로 더욱 노력하고 연구하는 모습을 보이겠으며, 좀 더 가치 있는 삶을 살아가겠습니다. 감사합니다.

2013년 8월

김 현 태