T00308B3

GOPV1200956815

건설교통 R&D정책 · 인프라사업 최종보고서

R&D/05기반구축A14-01

Construction & Transportation R&D Report

LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구

2008. 06.

주관연구기관 / 한국건설기술연구원
협동연구기관 / 서 울 대 학 교
위탁연구기관 / 전 남 대 학 교
Koram Research Group

국 토 해 양 부
한국건설교통기술평가원

제 출 문

국토해양부장관(한국건설교통기술평가원장) 귀하

본 보고서를 "LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구"의 최종보고서(안)으로 제출합니다.

2008 . 6.

주관연구기관 : 한국건설기술연구원
원장직무대행 우 효 섭
협동연구기관 : 서울대학교
총장 이 장 무

■ 총 괄 연 구 책 임 자	/ 책임연구원	곽 기 석	과제 총괄
■ 주관연구기관 참여연구원	/ 책임연구원	정 문 경	해석/검증
	/ 선임연구원	박 재 현	해석/설계
	/ 연구원	이 주 형	DB 구축/검증
	/ 교수	허 정 원	위탁연구책임자
	/ President	Kyung Jun Kim	위탁연구책임자
■ 협동연구기관 참여연구원	/ 교수	김 명 모	협동연구책임자
	/ 교수	최 용 규	현장실험/해석
	/ 교수	권 오 균	현장실험/해석
	/ 교수	김 성 렬	해석
	/ 박사과정	정 성 준	DB 구축/해석

요 약 문

Ⅰ. 제 목

LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구

Ⅱ. 연구개발의 목적 및 필요성

■ 연구개발의 목적

본 연구의 최종목표는 국내의 특성을 고려한 지반저항계수를 결정하여 다양한 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초)의 하중저항계수설계법(LRFD)을 개발하는 것이며, 세부적인 연구내용은 다음과 같다.

- ○ 국내 기초구조물 설계를 위한 현장지반조사, 실내시험, 하중재하실험 자료의 데이터베이스 구축
- ○ 기초구조물의 신뢰성 평가 기법 및 프로그램 개발
- ○ 기초구조물 종류별(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 저항계수 결정 및 제안
- ○ 세계적 기준에 부합하는 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초)의 하중저항계수설계법(LRFD)의 개발
- ○ LRFD 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 설계법의 검증

■ 연구개발의 필요성

최근 구조공학뿐만 아니라 지반공학 분야에서 한계상태설계법이 세계적인 추세가 되어가고 있다. 국제표준화기구(ISO)의 설계 표준(ISO 2394)뿐만 아니라 미국 연방도로국의 교량시방기준(AASHTO LRFD Bridge Design Specification), 유럽연합의 설계코드(Eurocode)에 한계상태설계 또는 신뢰성기반 설계가 포함되었으며, 특히 미국의 경우 2007년부터 교량설계시 하중저항계수설계법(LRFD)의 사용이 의무화되었다.

하중저항계수설계법은 신뢰성 개념에 기초하고 있으며, 설계변수와 관련된 불확

실성들을 합리적인 신뢰성 이론 체계로써 정량화 한다. 또한 일정 기준을 통해 신뢰도 또는 파괴확률을 평가함으로써 일관된 수준의 안전율을 확보할 수 있다. 하중저항계수설계법의 개발을 위해서는 하중과 저항의 불확실성을 고려한 하중계수와 저항계수의 합리적인 정의가 선행되어야 하며, 특히 저항계수의 경우 지역의 지질학적 특성, 설계 및 시공 관행, 그리고 경험특성 등 많은 요소에 의해 좌우되는 특정한 값이므로 국내 실정에 맞는 저항계수의 산정이 필연적이다. 따라서 본 연구에서 기초구조물의 저항계수 산정 및 하중저항계수설계법 개발을 통해 세계적 기술추이 및 변화에 대비하고자 한다.

III. 연구개발의 내용 및 범위

■ 연구개발의 최종 목표

○ 기초구조물 신뢰성 평가 기법 및 프로그램 개발
○ 기초구조물 종류별(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 저항계수 결정
○ 기초구조물 종류별(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 하중저항계수설계법(LRFD)의 개발

■ 연구내용

○ 국내 기초구조물 설계를 위한 현장지반조사, 실내시험, 하중재하실험 자료의 데이터베이스 구축
○ 기초구조물의 신뢰성 평가 기법 및 프로그램 개발
○ 기초구조물 종류별(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 저항계수 결정 및 제안
○ 세계적 기준에 부합하는 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초)의 하중저항계수설계법 개발
○ LRFD 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 설계법의 검증

■ 연도별 세부연구내용

년도	세부연구내용
1차년도	○ 기초구조물의 설계기준조사와 실험자료의 수집 · 분석 ○ 기초구조물 설계변수 데이터베이스 구축(1단계) ○ 기초구조물의 신뢰성해석 시스템 개발
2차년도	○ 기초구조물 설계변수 데이터베이스 구축(2단계) ○ 기초구조물 저항편향계수 평가 ○ 기초구조물 저항계수 산정 시스템 개발 ○ 기초구조물 저항계수 산정
3차년도	○ 기초구조물 설계변수 데이터베이스 구축(3단계) ○ 기초구조물 저항계수 검증 및 보정 ○ 기초구조물 종류별 저항계수의 결정 (항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) ○ LRFD 기초구조물 설계법 개발 및 검증

Ⅳ. 연구개발결과

연 차	연구 내용	연구 결과
1차년도	○ 국내외 연구동향 분석 ○ 현행 국내외 설계기준 조사·분석 - 기초구조물 종류별 분석 (항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) ○ 국외 한계상태설계법 및 설계기준 조사·분석 - 신뢰성기반설계법(RBD) - 북미 하중저항계수설계법(LRFD) - Eurocode 부분안전계수설계법	○ 국내외 기초구조물의 설계기법/기준 분석 - 허용응력설계법 - 한계상태설계법 ○ 기초구조물 정역학적 지지력 예측기법 결정
	○ 기존의 국내 재하시험 및 지반조사 자료의 수집·분석 - 지반종류, 기초의 제원 등에 따른 자료의 체계적 분류 및 분석 ○ 현장재하시험 및 지반조사 수행 ○ 재하시험 결과에 대한 정역학적 해석 ○통계분석을 통한 설계모델링 불확실성 평가	○ 국내 기초구조물 설계변수 데이터베이스 구축 - 기초구조물 설계변수 - 재하시험 및 실내시험 자료 ○ 기초구조물 데이터베이스 통계 특성치 결정 - 평균, 표준편차 및 확률밀도분포함수, 저항 편향계수 결정
	○ 기초구조물의 신뢰성해석 시스템 개발 - 통계특성치 및 신뢰성 평가기법 분석 - MCS 및 FORM 신뢰성해석기법 분석 및 개발	○ MCS에 기초한 신뢰성해석 알고리즘 및 프로그램 개발 (프로그램 등록: MCSRA) ○ FORM을 이용한 신뢰성해석 알고리즘 및 프로그램 개발 (프로그램 등록 : KRGREL)

연 차	연구 내용	연구 결과
2차년도	○ 국내외 기초구조물 신뢰성, 설계기법/기준 최신 연구동향 분석 ○ 기존의 국내 재하시험 및 지반조사 자료의 수집·분석 - 건설교통부 지방국토관리청 전국 도로현장 320여 개소 재하시험, 지반조사 자료 수집·분석 - 지반종류, 기초의 제원 등에 따른 자료의 체계적 분류 및 분석 ○ 항타강관말뚝 정재하시험 및 하중전이시험, 지반조사 수행 ○ 재하시험 결과에 대한 정역학적 해석 및 통계분석을 통한 설계모델링 불확실성 평가	○ 국내외 기초구조물 신뢰성기반 한계상태설계 기법/기준 분석 ○ 국내 기초구조물 설계변수 데이터베이스 구축 - 기초구조물 설계변수 - 재하시험 및 지반조사 자료 ○ 기초구조물 데이터베이스 통계 특성치 결정 - 저항편향계수 통계특성치(평균, 변동계수, 확률분포함수) 결정
	○ 기초구조물 신뢰성해석기법 및 프로그램 개발 - FORM, MCS 신뢰성해석기법 분석 및 개발 - FORM, MCS 신뢰성해석 프로그램의 역학적 동등성 검증	○ FORM, MCS에 기초한 저항통계자료 및 하중통계자료의 신뢰성분석 ○ 기초구조물 신뢰성 평가 및 국내 현행 설계기법의 신뢰성, 불확실성 수준 분석
	○ 기초구조물 저항계수 산정시스템 개발 ○ 기초구조물별(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 목표신뢰도지수 결정 - 국내 현행 기초구조물 시공·설계법의 신뢰도수준 고려 - 국제적인 기초구조물 신뢰성 요구수준 고려 ○ 기초구조물별(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 저항계수 산정	○ FORM, MCS에 기초한 저항계수 산정시스템 개발 - KRGREL - MCS-CAL ○ 기초구조물별(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 목표신뢰도지수 결정 - 항타강관말뚝 : β_T=2.0~2.5 - 현장타설말뚝 : β_T=2.5~3.0 - 직접확대기초 : β_T=2.5~3.0 ○ FORM, MCS에 기초한 저항계수 산정

연 차	연구 내용	연구 결과
3차년도	○ 저항계수 산정을 위한 항타강관말뚝 정재하시험 및 하중전이시험, 지반조사 수행	○ 국내 기초구조물 설계변수 데이터베이스 구축 - 기초구조물 설계변수 - 재하시험 및 지반조사 자료
	○ 재하시험 결과에 대한 정역학적 해석 및 통계분석을 통한 설계모델링 불확실성 평가	○ 기초구조물 데이터베이스 통계 특성치 결정 - 저항편향계수 통계특성치(평균, 변동계수, 확률분포함수) 결정
	○ 기초구조물별 목표신뢰도지수 결정 - 국내 현행 기초구조물 시공·설계법의 신뢰도수준 고려 - 국제적인 기초구조물 신뢰성 요구수준 고려	○ 기초구조물별(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 목표신뢰도지수 결정 - 항타강관말뚝 : β_T=2.0~2.5 - 현장타설말뚝 : β_T=3.0~3.5 - 직접확대기초 : β_T=2.5~3.0
	○ 기초구조물별(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 저항계수 결정	○ FORM, MCS에 기초한 저항계수 보정 및 현장 지반조사 및 재하실험(3단계)을 통한 저항계수 검증 및 결정 - 항타강관말뚝 : ϕ=0.27~0.48 - 현장타설말뚝 : ϕ=0.16~0.70 - 직접확대기초 : ϕ=0.45~0.80
	○ LRFD 기초구조물 설계법 개발 - 기초구조물 설계를 위한 하중계수 결정 - 주요 설계변수에 대한 신뢰성 설계도표 개발	○ LRFD 기초구조물 설계법 개발 - 하중통계특성치 결정: 국내 특성을 고려하여 Strength case I 선정 - 다양한 목표신뢰도지수에 대한 저항계수 결정 - 구조물기초설계기준, 도로교설계기준해설편 LRFD 설계법 신규제정
	○ LRFD 기초구조물 설계법 검증	○ 실제 교량기초에 대한 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 비교 설계, 분석을 통해 LRFD 기초구조물 설계법의 적용성 및 효율성 검증

Ⅴ. 연구개발결과의 활용계획

■ 파괴확률의 예측이 가능한 하중저항계수설계법(LRFD)을 통해 더욱 안전하고 경제적인 기초구조물 설계가 가능함.

■ 개발된 신뢰성 해석시스템 및 저항계수 산정시스템을 이용하여 다른 기초구조물의 LRFD 설계법 개발에 적용 가능함.

■ 하중저항계수설계법(LRFD)의 개발과 실무에의 광범위한 적용을 통해 이러한 설계 시스템이 여타 토목분야에 적용될 수 있음.

SUMMARY

Ⅰ. TITLE

Determination of resistance factors for foundation structure design by LRFD

Ⅱ. OBJECTIVES AND NECESSITIES

■ Objectives

The final objectives of this research are to determine resistance factors for various foundation structures(driven steel pipe piles, drilled shafts, and shallow foundations) considering domestic geological characteristics and to develop the LRFD(Load and resistance factor design) codes for foundation structures. Details are as follows:

- ○ Establishment of geotechnical database for field surveys, laboratory tests, and static load tests.
- ○ Development of reliability analysis method and program.
- ○ Determination and recommendation of resistance factors for various types of foundations
- ○ Development of LRFD(load and resistance factor design) codes consistent with the global standard
- ○ Verification of the developed LRFD(load and resistance factor design) codes for foundation structures

■ Necessities

During the last two decades, structural and geotechnical engineering design in a number of countries including United States, Canada, and European Union has shifted from Allowable Strength Design(ASD) to Load and Resistance Factor Design(LRFD). The advanced codes around the world such as ISO 2394 of International Organization for Standardization(ISO), AASHTO LRFD Bridge

Design Specification, and Eurocode include the concept of Limit State Design(LRFD) or Reliability Based Design. Especially, AASHTO has mandated the implementation of LRFD for all bridge structures including foundations beginning year 2007.

LRFD is based on the concept of reliability, and the uncertainties related to the design parameters are quantified in a rational framework of reliability theory. In addition, consistent level of safety of structures can be assured in LRFD through evaluation reliability or probability of failure using consistent standards. The rational determination of load and resistance factors considering uncertainties must precede to develop the LRFD codes for foundation structures. Especially, it is essential to estimate the resistance factors which incorporate local experience and practice since the resistance factors are unique for local geology, design and construction practice, and local experiences. It is time to prepare for the world-wide technical change through research and development for resistance factors in Korea, and to turn to the LRFD considering global technical trend and standardization.

Ⅲ. CONTENTS AND SCOPE

■ Final objectives

○ Development of reliability analysis methods and programs

○ Determination of resistance factors for various types of foundation structures(driven steel pipe piles, drilled shafts, and shallow foundations)

○ Development of LRFD codes for various types of foundation structures(driven steel pipe piles, drilled shafts, and shallow foundations)

■ Research Contents

○ Establishment of database for field surveys, laboratory tests, and static load tests.

○ Development of reliability analysis methods and programs.

○ Determination and recommendation of resistance factors for 3 types of foundations

(driven steel pipe piles, drilled shafts, and shallow foundations)

○ Development of LRFD codes for 3 types of foundations

○ Verification of LRFD codes developed

■ Annual Research Contents in Details

year	Researches
1st year	○ Collection of data, and Review of design standards ○ Establishment of geotechnical database (1st step) ○ Development of reliability analysis methods
2nd year	○ Establishment of geotechnical database (2nd step) ○ Evaluation of resistance bias factors ○ Development of resistance factor estimation system ○ Evaluation of resistance factors
3rd year	○ Establishment of geotechnical database (3rd step) ○ Verification and calibration of resistance factors ○ Determination of resistance factors for 3 foundation structures (driven steel pipe piles, drilled shafts, and shallow foundations) ○ Development and verification of LRFD codes

Ⅳ. RESULTS

year	Contents	Results
1st year	○ Review of international and domestic technical trend ○ Review and analysis of international and domestic design standard - analysis based on various types of foundations(driven steel pipe piles, drilled shafts, shallow foundation) ○ Survey and literature search of international LRFD manuals - Reliability based design (RBD) - North america: LRFD - Eurocode: partial safety factor design	○ Analysis of domestic and international design method and standard - Allowable stress design - Limit state design ○ Determination of a design method to compute ultimate capacity(resistance) of foundation elements
	○ Collect and compile all load test data and laboratory test data - Classify data based on foundation types, design and construction methods , and geologic conditions. ○ Perform static load tests and SPT/in-situ test ○ Perform capacity(resistance)analysis of Geo-structure elements ○ Perform statistical analysis of resistance bias factors	○ Establishment of geotechnical database of design parameters - design parameters - data of static load test and laboratory test. ○ Determination of probability parameters based on database - determination of mean, standard deviation, probability density function, and resistance bias factors
	○ Development of reliability analysis system - Analysis of probability parameters - Development of reliability analysis method with MCS and FORM	○ Development of algorithm of reliability analysis and program based on MCS (program registration: MCSRA) ○ Development of algorithm of reliability analysis and program based on FORM (program registration: KRGREL)

year	Contents	Results
2nd year	○ Review of international and domestic technical trends of reliability design methods/specifications ○ Collection and analysis of all load test data and field investigation data - About 320 road construction sites of whole domestic area - Classification of data based on foundation types, design and construction methods, and geologic conditions. ○ Conduct of static load tests, load transfer tests, and site investigation ○ Evaluation of design modelling uncertainties through static bearing capacity analyses and statistic analyses	○ Analysis of domestic and international reliability-based design methods and limit state design methods ○ Establishment of geotechnical database (II) - design parameters of foundation structures - static load test data and field investigation data ○ Determination of database statistics for foundation structures - resistance bias factor statistics(mean, COV, probabilistic distribution)
	○ Development of reliability analysis method and program for foundation structures - Analysis and development of reliability analysis methods based on FORM and MCS - Development and verification of reliability analysis programs based on FORM and MCS	○ Reliability analysis of resistance statistics and load statistics based on FORM and MCS ○ Reliability analysis for foundation structures and determination of reliability/uncertainty of domestic conventional static design methods
	○ Development of resistance factor estimation programs ○ Determination of target reliability indices for 3 foundation structures (driven steel pipe pile, drilled shaft, spread footing) - considering reliability level of domestic present construction · design - considering internationally requested reliability level ○ Estimation of resistance factors for 3 foundation structures(driven steel pipe pile, drilled shaft, spread footing)	○ Development of resistance factor estimation programs based on FORM and MCS - KRGREL - MCS-CAL ○ Determination of target reliability indices - β_T=2.0~2.5 for driven steel pipe pile - β_T=2.5~3.0 for drilled shaft - β_T=2.5~3.0 for spread footing ○ Estimation of resistance factors based on FORM and MCS

year	Contents	Results
3rd year	○ Performing static load tests, load transfer tests, and site investigation for evaluation of resistance factors	○ Establishment of geotechnical database (III) - design parameters of foundation structures - static load test data and field investigation data
	○ Evaluation of design modelling uncertainties through static bearing capacity analyses and statistic analyses	○ Determination of database statistics for foundation structures - resistance bias factor statistics(mean, COV, probabilistic distribution)
	○ Determination of target reliability indices for 3 foundation structures (driven steel pipe pile, drilled shaft, spread footing) - considering reliability level of domestic present construction · design - considering internationally requested reliability level	○ Determination of target reliability indices - β_T=2.0~2.5 for driven steel pipe pile - β_T=3.0~3.5 for drilled shaft - β_T=2.5~3.0 for spread footing
	○ Estimation of resistance factors for 3 foundation structures(driven steel pipe pile, drilled shaft, spread footing)	○ Calibration of resistance factors based on FORM/MCS and determination of resistance factors by performing static load tests, load transfer tests, and site investigation - ϕ=0.27~0.48 for driven steel pipe pile - ϕ=0.16~0.70 for drilled shaft - ϕ=0.45~0.80 for spread footing
	○ Development of LRFD codes for 3 foundation structures(driven steel pipe pile, drilled shaft, spread footing) - determination of load factors for LRFD foundation design - development of reliability design charts for design parameters of foundation structures	○ Development of LRFD codes - determination of load statistics: Strength case I considering domestic load/construction practice - determination of resistace factors for various target reliability indices - newly inclusion of developed LRFD resistance factors in the 'Design standards for structure foundations' and the 'Bridge design standards'
	○ Verification and implementation of LRFD codes	○ Verification of LRFD codes by comparison with ASD through real bridge case studies

V. APPLICATION PLAN

■ LRFD system can be applied to other components of the civil engineering system through development and wide implementation of LRFD codes in practice.

■ The reliability analysis systems and resistance factor estimation system developed in this research can be effectively used in developing LRFD codes for other foundation structures.

■ Through the implementation of the developed LRFD codes for foundation structures, which makes it possible to predict probability of failure, safer and more economic design of foundation structures can be assured.

목 차

제 1 장 서 론 ····· 1

제 1 절 연구개발의 목적 ····· 1

제 2 절 연구개발의 필요성 ····· 1

제 3 절 연구개발의 내용 및 범위 ····· 3

제 2 장 국내외 기술개발 현황 ····· 5

제 1 절 국내 기술동향 ····· 5

제 2 절 국외 기술동향 ····· 6

제 3 절 기술동향 분석 결론 ····· 10

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과 ····· 13

제 1 절 신뢰성 해석 및 저항계수 산정 기법 ····· 13

1. 기초구조물의 하중저항계수설계법(LRFD) ····· 13

가. 허용응력설계법과 한계상태설계법 ····· 13

(1) 극한한계상태(Ultimate Limit State, ULS) ····· 14

(2) 사용한계상태(Serviceability Limit State, SLS) ····· 14

나. 하중저항계수설계법(LRFD) ····· 15

다. 지반공학에서의 LRFD 설계법 적용 ····· 16

(1) 불확실성을 고려한 기초설계 ····· 16

(2) 말뚝 기초설계에 대한 LRFD 설계법 ····· 17
라. 통계특성치 평가 및 신뢰성평가 이론 ····· 19
(1) 통계특성치의 평가방법 ····· 19
(2) 신뢰성평가 이론 ····· 24
(3) 한계상태함수에 따른 신뢰성해석 기법 ····· 28
마. LRFD Calibration ····· 33
(1) 보정방법(calibration approach)의 개요 ····· 34
(2) 목표 신뢰도지수 ····· 36
(3) 하중통계 및 하중계수 ····· 37
(4) 저항 통계 ····· 40
(5) 저항계수 산정 (MVFOSM을 중심으로) ····· 43
2. FORM 기반 신뢰성 해석 및 저항계수 산정 기법 개발 ····· 45
가. FORM 기반 신뢰성 해석 기법 개발 ····· 45
(1) FORM 기반 신뢰성 해석 기법 ····· 45
(2) FORM 기반 신뢰성 해석 프로그램 개발 ····· 48
나. FORM 기반 저항계수 산정 기법 개발 ····· 51
(1) FORM 기반 저항계수 산정 기법 ····· 51
(2) FORM 기반 저항계수 산정 프로그램 개발 ····· 54
3. MCS 기반 신뢰성 해석 및 저항계수 산정 기법 개발 ····· 55
가. MCS 기반 신뢰성 해석 기법 개발 ····· 55
(1) MCS 기반 신뢰성 해석 기법 ····· 55
(2) MCS 기반 신뢰성 해석 프로그램 개발 ····· 58
나. MCS 기반 저항계수 산정 기법 개발 ····· 61
(1) MCS 기반 저항계수 산정 기법 ····· 61
(2) MCS 기반 저항계수 산정 프로그램 개발 ····· 65

제 2 절 설계변수 데이터베이스 구축 ····· 68
1. 자료 수집 ····· 68
2. 현장 재하시험 ····· 72
가. 압축정재하시험 방법 ····· 75

나. 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 80
3. 데이터베이스 분석 ····· 95
가. 항타강관말뚝의 극한지지력 산정 ····· 96
(1) 자료의 개요 ····· 96
(2) 재하시험에 의한 극한지지력 산정 ····· 102
(3) 지지력공식에 의한 극한지지력 산정 ····· 111
나. 현장타설말뚝의 극한지지력 산정 ····· 126
(1) 자료의 개요 ····· 126
(2) 재하시험에 의한 극한지지력 산정 ····· 133
(3) 지지력공식에 의한 극한지지력 산정 ····· 136

제 3 절 신뢰성 해석 및 저항계수 산정 ····· 152
1. 저항편향계수 산정 ····· 152
가. 항타강관말뚝의 저항편향계수 ····· 152
(1) 선단부 N치 50미만인 경우 ····· 155
(2) 선단부 N치 50이상인 경우 ····· 157
(3) 자료의 신뢰성을 고려한 경우 ····· 160
나. 현장타설말뚝의 저항편향계수 ····· 165
(1) 일축압축강도를 이용한 경우 ····· 165
(2) 표준관입시험 N값을 이용한 경우 ····· 168
2. 신뢰성 해석 및 목표 신뢰도지수 ····· 171
가. FORM에 의한 신뢰성 해석 ····· 172
(1) 항타강관말뚝 ····· 172
(2) 현장타설말뚝 ····· 182
나. MCS에 의한 신뢰성 해석 ····· 187
(1) 항타강관말뚝 ····· 188
(2) 현장타설말뚝 ····· 192
다. 해석기법에 따른 신뢰수준의 비교 ····· 194
라. 목표 신뢰도지수 결정 ····· 196
3. 저항계수 산정 ····· 199

가. FORM에 의한 저항계수 산정 ····· 199
(1) 항타강관말뚝 ····· 199
(2) 현장타설말뚝 ····· 204
나. MCS에 의한 저항계수 산정 ····· 208
(1) 항타강관말뚝 ····· 208
(2) 현장타설말뚝 ····· 210
다. 직접확대기초의 저항계수 산정 ····· 211
라. 저항계수의 결정 ····· 216
(1) 항타강관말뚝 ····· 216
(2) 현장타설말뚝 ····· 218
(3) 직접확대기초 ····· 219

제 4 절 LRFD 설계 예제 ····· 220
가. 항타강관말뚝 ····· 220
(1) 대상교량 및 설계현황 ····· 220
(2) 설계하중 산정 ····· 222
(3) 말뚝기초설계 ····· 224
(4) 허용응력 설계법과 LRFD 설계법의 비교 ····· 230
(5) 소결론 ····· 232
나. 현장타설말뚝 ····· 232
(1) 대상교량및 설계현황 ····· 232
(2) 설계하중 산정 ····· 234
(3) 말뚝기초설계 ····· 235
(4) 소결론 ····· 246

제 5 절 결 론 ····· 247

제 4 장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도 ····· 257

제 5 장 연구개발결과의 활용계획 ····· 261

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외과학기술정보 ····· 265

제 7 장 참고문헌 ····· 281

표 목 차

표 1.2.1 국외 한계상태설계법 설계기준 ····· 2

표 2.2.1 Eurocode 7의 말뚝 설계 부분안전계수(CEN, 1994) ····· 6

표 2.2.2 축하중을 받는 항타말뚝에 대한 저항계수(AASHTO, 2007) ····· 7

표 2.2.3 축방향 하중에 의한 깊은기초의 저항계수(MOT, 1992) ····· 8

표 2.2.4 말뚝기초의 종류에 따른 저항계수(Canadian Geotechnical Society, 1992) · 8

표 2.2.5 말뚝기초의 재료 저항계수(AUSTROADS, 1992) ····· 9

표 2.2.6 말뚝기초에 대한 저항계수 범위 (Standard Association of Australia, 1995) ····· 9

표 3.1.1 현장 압축강도 데이터 ····· 22

표 3.1.2 확률분포 평가 결과 ····· 22

표 3.1.3 신뢰도지수와 파괴확률 관계(Paikowsky, 2004) ····· 36

표 3.1.4 교량 하중 요소들의 통계 특성치(Nowak, 1999) ····· 38

표 3.1.5 국외 설계기준의 하중계수 현황 ····· 39

표 3.1.6 각 설계기준의 중력하중조합 ····· 40

표 3.1.7 저항편향계수 통계 예 ····· 41

표 3.1.8 PDA 재항타 해상 콘크리트 사각 말뚝의 저항계수 (MVFOSM 적용) ····· 45

표 3.1.9 MCS에 기초한 신뢰성해석 프로그램용 모듈 ····· 58

표 3.1.10 확률변수의 통계특성치 ····· 59

표 3.1.11 이론 해와 MCS 신뢰성해석 해의 비교 ····· 60

표 3.1.12 MCS 기반 저항계수 산정 알고리즘 및 보정 단계 ····· 64

표 3.1.13 MVFOSM과 MCS 에 의한 저항계수 비교 ····· 67

표 3.2.1 수집 재하시험 자료 ····· 70

표 3.2.2 석박사학위논문 데이터베이스 목록 예 ····· 71

표 3.2.3 학술연구논문 데이터베이스 목록 예 ····· 71

표 3.2.4 재하시험보고서 데이터베이스 목록 예 ····· 72

표 3.2.5 직접 수행된 항타강관말뚝 정재하시험 개요 ····· 73

표 3.2.6 반복하중재하 방법의 하중단계 예 ····· 77
표 3.2.7 1번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 81
표 3.2.8 2번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 82
표 3.2.9 3번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 83
표 3.2.10 4번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 84
표 3.2.11 5번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 85
표 3.2.12 6번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 86
표 3.2.13 7번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 87
표 3.2.14 8번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 88
표 3.2.15 9번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 89
표 3.2.16 10번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 90
표 3.2.17 11번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 91
표 3.2.18 12번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 92
표 3.2.19 13번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 93
표 3.2.20 14번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과 ····· 94
표 3.2.21 말뚝 직경에 따른 분류 ····· 96
표 3.2.22 말뚝 길이에 따른 분류 ····· 96
표 3.2.23 재하시험 지역에 따른 분류 ····· 96
표 3.2.24 지층 구분 결과 ····· 99
표 3.2.25 항타강관말뚝 재하시험 자료 ····· 100
표 3.2.26 선단부 N치에 따른 자료 분류 ····· 102
표 3.2.27 재하시험에 의한 극한지지력 결정법 ····· 102
표 3.2.28 파괴하중에 대한 전침하량 기준(한국지반공학회, 2002) ····· 105
표 3.2.29 정재하시험에 의한 측정 극한지지력 산정 ····· 107
표 3.2.30 지지력 결정법에 따른 K_{sx}의 평균과 표준편차 ····· 109
표 3.2.31 내부마찰각(ϕ)과 지지력계수(Nq)의 관계 ····· 112
표 3.2.32 주면마찰력을 산정을 위한 토압계수, K_s ····· 113
표 3.2.33 말뚝 표면과 흙의 마찰각 δ ····· 113
표 3.2.34 N치와 내부 마찰각의 상관관계(건설교통부, 2003) ····· 117
표 3.2.35 법선토압계수(K_s) ····· 118

표 3.2.36 N치와 c_u의 상관관계 ····· 119
표 3.2.37 지반 물성치 ····· 119
표 3.2.38 지지력 산정 결과(N<50) ····· 122
표 3.2.39 지지력 산정 결과(N≥50) ····· 123
표 3.2.40 수집된 자료 현황 ····· 126
표 3.2.41 석박사학위논문 데이터베이스 목록 (예) ····· 127
표 3.2.42 재하시험보고서 데이터베이스 목록 (예) ····· 127
표 3.2.43 말뚝선단 지지층 종류에 따른 분류 ····· 128
표 3.2.44 말뚝직경에 따른 분류 ····· 128
표 3.2.45 최대시험하중에 따른 분류 ····· 128
표 3.2.46 하중전이 측정여부에 따른 분류 ····· 128
표 3.2.47 토사부에 근입된 현장타설말뚝에 대한 수집자료 ····· 130
표 3.2.48 풍화암에 근입된 현장타설말뚝에 대한 수집자료 ····· 131
표 3.2.49 연암 이상에 근입된 현장타설말뚝에 대한 수집자료 ····· 132
표 3.2.50 미확인 지층부에 근입된 현장타설말뚝에 대한 수집자료 ····· 133
표 3.2.51 재하시험에 의한 극한지지력 산정 결과 ····· 135
표 3.2.52 각 방법에 대한 K_{SX} ····· 136
표 3.2.53 RQD에 근거한 E_m/E_i의 평가 (Carter and Kulhawy, 1988) ····· 138
표 3.2.54 E_m/E_i에 근거한 f_{aa}/f_a (O'Neill et al., 1996) ····· 138
표 3.2.55 암분류에 따른 s와 m의 값 ····· 139
표 3.2.56 암의 분류 ····· 139
표 3.2.57 파쇄나 절리가 발달된 암반에 놓인 기초의 극한지지력 산정을 위한 N_{ms} ····· 141
표 3.2.58 암종 분류표 ····· 142
표 3.2.59 Carter & Kulhawy (1988) 공식으로 산정한 극한지지력 ····· 145
표 3.2.60 AASHTO (1996) 공식으로 산정한 지지력 ····· 146
표 3.2.61 FHWA (1999) 공식으로 산정한 지지력 ····· 147
표 3.2.62 Meyerhof (1976) 공식으로 산정한 지지력 ····· 148
표 3.2.63 비점성 IGM(1999) 공식으로 산정한 지지력 ····· 149
표 3.2.64 각 방법으로 산정한 지지력 요약 ····· 150

표 3.3.1 항타강관말뚝 극한지지력 및 저항편향계수 ····· 153
표 3.3.2 선단부 N치가 50미만인 경우에 대한 저항편향계수 ····· 155
표 3.3.3 항타강관말뚝 저항편향계수 (N<50) ····· 156
표 3.3.4 선단부 N치가 50이상인 경우에 대한 저항편향계수 ····· 158
표 3.3.5 항타강관말뚝 저항편향계수 (N≥50) ····· 159
표 3.3.6 신뢰성이 우수한 시험자료의 저항편항계수 ····· 160
표 3.3.7 신뢰성이 우수한 시험자료의 저항편항계수 통계 (N<50) ····· 161
표 3.3.8 신뢰성이 우수한 시험자료의 저항편항계수 통계 (N≥50) ····· 161
표 3.3.9 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 저항편항계수 ····· 163
표 3.3.10 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 저항편항계수 통계(N<50) ····· 164
표 3.3.11 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 저항편항계수 통계(N≥50) ····· 164
표 3.3.12 일축압축강도를 이용하여 산정한 경우의 저항편향계수 ····· 166
표 3.3.13 N값을 이용하여 산정한 경우의 저항편향계수 ····· 168
표 3.3.14 각 방법의 저항편향계수 통계분석 (일축압축강도 이용 공식) ····· 170
표 3.3.15 각 방법의 저항편향계수 통계분석 (SNT N값 이용 공식) ····· 170
표 3.3.16 하중 통계 특성치 ····· 171
표 3.3.17 FORM에 의한 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수(N<50) ····· 172
표 3.3.18 FORM에 의한 N치 경험식 신뢰도지수(N<50) ····· 175
표 3.3.19 FORM에 의한 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수(N≥50) ····· 177
표 3.3.20 FORM에 의한 N치 경험식 신뢰도지수(N≥50) ····· 180
표 3.3.21 FORM에 의한 일축압축강도 설계법 신뢰성 분석 ····· 183
표 3.3.22 FORM에 의한 N치 설계법 신뢰성분석 ····· 185
표 3.3.23 정역학적 지지력공식에 대한 파괴확률/ 대응신뢰도지수 (N<50) ····· 189
표 3.3.24 N치 경험식에 대한 파괴확률/ 대응신뢰도지수 (N<50) ····· 189
표 3.3.25 정역학적 지지력공식에 대한 파괴확률/ 대응신뢰도지수 (N≥50) ····· 190
표 3.3.26 N치 경험식에 대한 파괴확률/ 대응신뢰도지수 (N≥50) ····· 191
표 3.3.27 현장타설말뚝의 파괴확률/대응신뢰도지수 (일축압축강도 이용 설계법) 193
표 3.3.28 현장타설말뚝의 파괴확률/대응신뢰도지수 (N치 설계법) ····· 193
표 3.3.29 항타강관말뚝의 신뢰도지수 비교 (F.S.=3.0) ····· 195
표 3.3.30 항타강관말뚝의 파괴확률 비교 (F.S.=3.0) ····· 195

표 3.3.31 구조물별 목표 신뢰도지수 수준(Ellingwood 등, 1980) ····· 196
표 3.3.32 항타말뚝의 신뢰도지수(Barker 등, 1991) ····· 197
표 3.3.33 목표 신뢰도지수 결정 ····· 198
표 3.3.34 FORM에 의한 정역학적 지지력공식의 저항계수(N<50) ····· 199
표 3.3.35 FORM에 의한 N치 경험식의 저항계수(N<50) ····· 201
표 3.3.36 FORM에 의한 정역학적 지지력공식의 저항계수(N≥50) ····· 202
표 3.3.37 FORM에 의한 N치 경험식의 저항계수(N≥50) ····· 203
표 3.3.38 FORM에 의한 일축압축강도 이용 설계법 저항계수 ····· 205
표 3.3.39 FORM에 의한 N치 설계법 저항계수 ····· 206
표 3.3.40 MCS에 의한 정역학적 지지력공식의 항타강관말뚝 저항계수 ····· 209
표 3.3.41 MCS에 의한 N치 경험식의 항타강관말뚝 저항계수 ····· 209
표 3.3.42 MCS에 의한 현장타설말뚝 저항계수 (일축압축강도 이용 설계법) ····· 211
표 3.3.43 MCS에 의한 현장타설말뚝 저항계수 (N치 설계법) ····· 211
표 3.3.44 안전율 보정법으로 산정한 저항계수 ····· 213
표 3.3.45 직접확대기초의 저항계수(MOT, 1992) ····· 213
표 3.3.46 직접확대기초의 저항계수(CEN, 1994) ····· 214
표 3.3.47 직접확대기초의 저항계수(Danish code, 1985) ····· 214
표 3.3.48 직접확대기초의 저항계수(AUSTROADS, 1992) ····· 214
표 3.3.49 직접확대기초의 저항계수 (AASHTO, 2007) ····· 215
표 3.3.50 토질 정수들의 저항편향계수 통계 특성치 ····· 216
표 3.3.51 직접확대기초 저항계수 ····· 216
표 3.3.52 항타강관말뚝 저항계수 ····· 218
표 3.3.53 현장타설말뚝 저항계수 ····· 219
표 3.3.54 직접확대기초 저항계수 ····· 219
표 3.4.1 P3 교각 위치 시추조사 결과 ····· 221
표 3.4.2 항타강관말뚝 제원 ····· 222
표 3.4.3 푸팅 저면에서의 하중 분포 ····· 222
표 3.4.4 말뚝기초 설계를 위한 하중 산정 ····· 223
표 3.4.5 말뚝반력 해석 결과 ····· 223
표 3.4.6 내부마찰각(ϕ)과 지지력계수(N_q)의 관계 ····· 225

표 3.4.7 사질토층에서의 주면마찰력 ····· 226
표 3.4.8 허용응력설계법에 의한 말뚝 허용지지력 ····· 229
표 3.4.9 항타강관말뚝 저항계수 ····· 229
표 3.4.10 LRFD 설계법에 의한 말뚝 허용 지지력 ····· 230
표 3.4.11 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 기초설계 비교 ····· 230
표 3.4.12 정역학적 지지력공식의 ϕ=0.64인 경우에 대한 기초설계 비교 ····· 231
표 3.4.13 지반조사 결과 ····· 234
표 3.4.14 현장타설말뚝 제원 ····· 234
표 3.4.15 푸팅 저면에 작용하는 하중 ····· 234
표 3.4.16 말뚝 기초 설계를 위한 하중 산정 ····· 235
표 3.4.17 단말뚝에 작용하는 설계하중 ····· 235
표 3.4.18 RQD에 근거한 E_m/E_i의 평가 (Carter and Kulhawy, 1988) ····· 237
표 3.4.19 E_m/E_i에 근거한 지지력 감소계수 (O'Neill et al., 1996) ····· 237
표 3.4.20 암분류에 따른 s와 m의 값 ····· 238
표 3.4.21 암의 분류 ····· 238
표 3.4.22 파쇄나 절리가 발달된 암반에 놓인 기초의 극한지지력 산정을 위한 N_{ms} ····· 240
표 3.4.23 암종 분류표 ····· 241
표 3.4.24 허용응력설계법에 의한 허용지지력 ····· 243
표 3.4.25 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수 ····· 243
표 3.4.26 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 비교 ····· 245
표 3.4.27 동일한 설계비율에서의 극한지지력 ····· 245
표 3.5.1 항타강관말뚝 저항계수 ····· 255
표 3.5.2 현장타설말뚝 저항계수 ····· 255
표 3.5.3 직접확대기초 저항계수 ····· 256

그 림 목 차

그림 3.1.1 한계상태설계의 개념 ····· 14
그림 3.1.2 하중 Q와 저항 R의 확률밀도함수 ····· 16
그림 3.1.3 S-statistic 모식도 ····· 21
그림 3.1.4 W-statistic 모식도 ····· 21
그림 3.1.5 정규분포에 대한 적합도 ····· 23
그림 3.1.6 대수정규분포에 대한 적합도 ····· 23
그림 3.1.7 EVD 분포에 대한 적합도 ····· 23
그림 3.1.8 Weibull 분포에 대한 적합도 ····· 23
그림 3.1.9 신뢰도지수의 개념적 의미 ····· 27
그림 3.1.10 하중-저항 한계상태함수 결합확률밀도 ····· 47
그림 3.1.11 FORM 신뢰도 해석 알고리즘 ····· 50
그림 3.1.12 FORM 신뢰도 해석 프로그램 ····· 51
그림 3.1.13 FORM 기반 저항계수 산정 알고리즘 ····· 53
그림 3.1.14 FORM 기반 저항계수 산정 프로그램 ····· 54
그림 3.1.15 MCS에 기초한 신뢰성해석 알고리즘 ····· 56
그림 3.1.16 역변환법(inverse transformation technique) ····· 57
그림 3.1.17 MCS 신뢰성 해석 프로그램 ····· 59
그림 3.1.18 MCS 신뢰성해석 결과 ····· 61
그림 3.1.19 MCS 기반 저항계수 산정 프로그램(MCS-CAL) ····· 65
그림 3.1.20 MCS-CAL을 이용한 저항계수 산정 결과 예 ····· 66
그림 3.1.21 목표 신뢰도지수의 변화에 따른 저항계수 ($\beta_T - \phi$선도) ····· 67
그림 3.2.1 지반공학적 불확실성 요인(Kulhawy and Phoon, 1996) ····· 68
그림 3.2.2 계측센서 모식도 ····· 74
그림 3.2.3 말뚝 재하프레임 설치 모식도 예 ····· 75
그림 3.2.4 반복하중재하방법 시간에 따른 하중재하상태 예 ····· 76
그림 3.2.5 말뚝 직경에 따른 분류 ····· 97

그림 3.2.6 말뚝 길이에 따른 분류 ····· 97
그림 3.2.7 재하시험 지역에 따른 분류 ····· 97
그림 3.2.8 Davisson 방법(1972)의 적용 예 ····· 103
그림 3.2.9 Shape of Curve 방법 적용 예 (최소 극한하중) ····· 104
그림 3.2.10 DeBeer 방법(1970) 적용 예 ····· 104
그림 3.2.11 Δ=25.4mm 방법 적용 예 ····· 106
그림 3.2.12 ASCE 20-96방법(ASCE, 1997) 적용 예 ····· 106
그림 3.2.13 지지력 계수 N_c(Skempton, 1951) ····· 114
그림 3.2.14 타입말뚝의 부착력 계수 ····· 115
그림 3.2.15 측정 지지력과 설계 지지력 비교(N<50) ····· 124
그림 3.2.16 측정 지지력과 설계 지지력 비교(N≥50) ····· 124
그림 3.2.17 측정 지지력과 설계 지지력 비교(N<50, 신뢰성 우수자료) ····· 125
그림 3.2.18 측정 지지력과 설계 지지력 비교(N≥50, 신뢰성 우수자료) ····· 125
그림 3.2.19 선단지지층 종류에 따른 분류 ····· 129
그림 3.2.20 말뚝직경에 따른 분류 ····· 129
그림 3.2.21 최대시험하중에 따른 분류 ····· 129
그림 3.2.22 하중전이 측정여부에 따른 분류 ····· 129
그림 3.2.23 FHWA 5% 방법 적용예 (D=400mm) ····· 134
그림 3.2.24 벽면거칠기가 부드러운 암반소켓말뚝의 평균단위 주면저항력 (Horvath 등, 1983) ····· 140
그림 3.2.25 측정지지력과 일축압축강도를 이용한 예측지지력의 비교 ····· 151
그림 3.2.26 측정지지력과 표준관입시험 N값을 이용한 예측지지력의 비교 ····· 151
그림 3.3.1 정역학적 지지력공식의 저항편향계수 확률밀도함수 (N<50) ····· 157
그림 3.3.2 N치를 이용한 경험식의 저항편향계수 확률밀도함수 (N<50) ····· 157
그림 3.3.3 정역학적 지지력공식의 저항편향계수 확률밀도함수 (N≥50) ····· 159
그림 3.3.4 N치를 이용한 경험식의 저항편향계수 확률밀도함수 (N≥50) ····· 160
그림 3.3.5 신뢰성이 우수한 자료의 정역학적 지지력공식 저항편향계수 확률밀도함수 ····· 162
그림 3.3.6 신뢰성이 우수한 자료의 N치 경험식 저항편향계수 확률밀도함수 ····· 162
그림 3.3.7 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 정역학적 지지력공식 저항편향계

수 확률밀도함수 ····· 164
그림 3.3.8 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 N치 경험식 저항편향계수 확률밀도함수 ····· 165
그림 3.3.9 Carter and Kulhawy (1988)공식으로 산정한 저항편향계수의 확률밀도함수 ····· 167
그림 3.3.10 AASHTO (1996)공식으로 산정한 저항편향계수의 확률밀도함수 ····· 167
그림 3.3.11 FHWA (1999)방법으로 산정한 저항편향계수의 확률밀도함수 ····· 167
그림 3.3.12 Meyerhof (1976)공식으로 산정한 저항편향계수의 확률밀도함수 ····· 169
그림 3.3.13 비점성 IGM (1999)방법으로 산정한 저항편향계수의 확률밀도함수 ··· 169
그림 3.3.14 전체 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 신뢰성 분석 결과 (N<50) ····· 173
그림 3.3.15 신뢰성이 우수한 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N<50) ····· 174
그림 3.3.16 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N<50) ····· 174
그림 3.3.17 전체 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N<50) ···· 176
그림 3.3.18 신뢰성이 우수한 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 신뢰성 분석 결과 (N<50) ····· 176
그림 3.3.19 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N<50) ····· 177
그림 3.3.20 전체 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N≥50) ····· 178
그림 3.3.21 신뢰성이 우수한 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N≥50) ····· 179
그림 3.3.22 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N≥50) ····· 179
그림 3.3.23 전체 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N≥50) ··· 181
그림 3.3.24 신뢰성이 우수한 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 신뢰성 분석 결과 (N≥50) ····· 181
그림 3.3.25 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 신

뢰성 분석 결과(N≥50) ····· 182
그림 3.3.26 Carter and Kulhawy 공식의 FORM 신뢰성 분석 결과 ····· 184
그림 3.3.27 AASHTO 공식의 FORM 신뢰성 분석 결과 ····· 184
그림 3.3.28 FHWA 공식의 FORM 신뢰성 분석 결과 ····· 185
그림 3.3.29 Meyerhof 공식의 FORM 신뢰성 분석 결과 ····· 186
그림 3.3.30 비점성 IGM 공식의 FORM 신뢰성 분석 결과 ····· 187
그림 3.3.31 전체 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 저항계수 산정 결과 (N<50) ····· 200
그림 3.3.32 전체 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 저항계수 산정 결과(N<50) ·· 201
그림 3.3.33 전체 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 저항계수 산정 결과 (N≥50) ····· 203
그림 3.3.34 전체 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 저항계수 산정 결과(N≥50) ··· 204
그림 3.3.35 FORM에 의한 Carter and Kulhawy 공식 저항계수 ····· 205
그림 3.3.36 FORM에 의한 AASHTO 공식 저항계수 ····· 206
그림 3.3.37 FORM에 의한 FHWA 공식 저항계수 ····· 206
그림 3.3.38 FORM에 의한 Meyerhof 공식의 저항계수 ····· 207
그림 3.3.39 FORM에 의한 비점성 IGM 공식의 저항계수 ····· 208
그림 3.4.1 ○○교 종단면도 ····· 220
그림 3.4.2 ○○교 교각 제원 ····· 221
그림 3.4.3 ○○교 P3 교각 말뚝 배치도 ····· 222
그림 3.4.4 타입말뚝의 부착력 계수 ····· 226
그림 3.4.5 OO교 종단면도 ····· 233
그림 3.4.6 PY2 말뚝기초의 단면 ····· 233
그림 3.4.7 벽면거칠기가 부드러운 암반 소켓말뚝의 평균단위 주면저항력(Horvath 등, 1983) ····· 239

TABLE OF CONTENTS

CHAPTER 1 INTRODUCTION ····· 1

1 Research Objectives ····· 1

2 Necessities ····· 1

3 Contents and Scope ····· 3

CHAPTER 2 DOMESTIC / INTERNATIONAL TECHNICAL DEVELOPMENT STATE ····· 5

1 Domestic technical trend ····· 5

2 International technical trend ····· 6

3 Analysis of technical trend ····· 10

CHAPTER 3 RESEARCH CONTENTS AND RESULTS ····· 13

1 Methods of reliability analysis and estimation of resistance factors 13

1. LRFD(Load and resistance Factor Design) for foundation structures ····· 13

A. Allowable stress design(ASD) and load and resistance factor design(LRFD) ····· 13

(1) Ultimate Limit State(ULS) ····· 14

(2) Serviceability Limit State(SLS) ····· 14

B. Load and Resistance Factor Design ····· 15

C. Geotechnical application of LRFD ····· 16
(1) Foundation design based on Uncertainties ····· 16
(2) LRFD design method for pile foundation ····· 17
D. Probabilistic parameter evaluation and reliability analysis theory ····· 19
(1) method of probabilistic parameter evaluation ····· 19
(2) Reliability analysis theory ····· 24
(3) Reliability analysis based on limit state function ····· 28
E. LRFD Calibration ····· 33
(1) Calibration approach ····· 34
(2) Target reliability index ····· 36
(3) Load statistics and load factors ····· 37
(4) Resistance statistics ····· 40
(5) Estimation of resistance factors (MVFOSM) ····· 43
2. Development of reliability analysis and estimation of resistance factor based on FORM ····· 45
A. Development of reliability analysis method based on FORM ····· 45
(1) Reliability analysis method based on FORM ····· 45
(2) Development of reliability analysis program based on FORM ····· 48
B. Development of estimation method of resistance factor based on FORM ····· 51
(1) Estimation method of resistance factor based on FORM ····· 51
(2) Development of estimation program of resistance factor based FORM ····· 54
3. Development of reliability analysis and estimation of resistance factor based on MCS ····· 55
A. Development of reliability analysis method based on MCS ····· 55
(1) Reliability analysis method based on MCS ····· 55
(2) Development of reliability analysis program based on MCS ····· 58
B. Development of estimation method of resistance factor based on MCS ····· 61
(1) Estimation method of resistance factor based on MCS ····· 61

(2) Development of estimation program of resistance factor based on MCS ····· 65

2 Establishment of design parameter database ····· 68

1. Data collection ····· 68
2. Field static load test ····· 72
   A. Static axial compressive loading test methods ····· 75
   B. Results of static axail compressive loadging test and axial load transfer test ····· 80
3. Database analysis ····· 95
   A. Calculation of static ultimate bearing capacity (driven steel pipe pile) 96
      (1) Summary of data ····· 96
      (2) Estimation of ultimate capacity by static loading test ····· 102
      (3) Estimation of ultimate capacity by static design method ····· 111
   B. Calculation of static ultimate bearing capacity (drilled shaft) ····· 126
      (1) Summary of data ····· 126
      (2) Estimation of ultimate capacity by static load test ····· 133
      (3) Estimation of ultimate capacity by formula ····· 136

3 Reliability analysis and evaluation of resistance factor ····· 152

1. Calculation of resistance bias factors ····· 152
   A. Resistance bias factors (driven steel pipe pile) ····· 152
      (1) SPT N<50 in pile tip ····· 155
      (2) SPT N≥50 in pile tip ····· 157
      (3) Cases of considering data quality ····· 160
   B. Resistance bias factors (drilled shaft) ····· 165
      (1) Design methods using unconfined strength of rock ····· 165
      (2) Design methods using SPT N-values ····· 168
2. Reliability analysis and target reliability index ····· 171

A. Reliability analysis based on FORM ····· 172
(1) Driven steel pipe pile ····· 172
(2) Drilled shaft ····· 182
B. Reliability analysis based on MCS ····· 187
(1) Driven steel pipe pile ····· 188
(2) Drilled shaft ····· 192
C. Comparison of reliability level of reliability analysis methods ····· 194
D. Selection of target reliability indices ····· 196
3. Evaluation of resistance factors ····· 199
A. Evaluation of resistance factors by FORM ····· 199
(1) Driven steel pipe pile ····· 199
(2) Drilled shaft ····· 204
B. Evaluation of resistance factors by MCS ····· 208
(1) Driven steel pipe pile ····· 208
(2) Drilled shaft ····· 210
C. Evaluation of resistance factors for spread footing ····· 211
D. Determination of resistance factors ····· 216
(1) Driven steel pipe pile ····· 216
(2) Drilled shaft ····· 218
(3) Spread footing ····· 219

4 LRFD design examples ····· 220

A. Driven steel pipe pile ····· 220
(1) Bridge and design conditions ····· 220
(2) Calculation of design loads ····· 222
(3) Design of pile foundation ····· 224
(4) Comparison of ASD and LRFD ····· 230
(5) Conclusions ····· 232
B. Drilled shaft ····· 232

(1) Bridge and design conditions ····· 232
(2) Calculation of design loads ····· 234
(3) Design of pile foundation ····· 235
(4) Conclusions ····· 246

5 Conclusions ····· 247

CHAPTER 4. ACCOMPLISHMENT OF RESEARCH OBJECTIVES AND CONTRIBUTION TO RELATED RESEARCH FIELD ····· 257

CHAPTER 5. APPLICATION PLAN OF RESEARCH OUTCOME ····· 261

CHAPTER 6. STATE OF THE ART ····· 265

CHAPTER 7. REFERENCES ····· 281

LIST OF TABLES

Table 1.2.1 Foreign limit state design codes ····· 2
Table 2.2.1 Partial safety factors of Eurocode 7(CEN, 1994) ····· 6
Table 2.2.2 Resistance factors for driven piles under axial loading(AASHTO, 2007) ····· 7
Table 2.2.3 Resistance factors for deep foundations under axial loading (MOT, 1992) ····· 8
Table 2.2.4 Resistance factors according to pile types (Canadian Geotechnical Society, 1992) ····· 8
Table 2.2.5 Material resistance factors for pile foundation(AUSTROADS, 1992) · 9
Table 2.2.6 Range of resistance factors for pile foundation (Standard Association of Australia, 1995) ····· 9
Table 3.1.1 Field compressive strength data ····· 22
Table 3.1.2 Result of evaluation of probability distribution ····· 22
Table 3.1.3 Relationship between reliability index and failure probability (Paikowsky, 2004) ····· 36
Table 3.1.4 Statistical characteristics of bridge load factors(Nowak, 1999) ····· 38
Table 3.1.5 Load factors of foreign design codes ····· 39
Table 3.1.6 Combination of gravity load combination ····· 40
Table 3.1.7 Example of resistance bias factor statistics ····· 41
Table 3.1.8 Resistance factor for PDA BOR coastal concrete square pile ····· 45
Table 3.1.9 Program modules of reliability analysis based on MCS ····· 58
Table 3.1.10 Statistical characteristics of random variables ····· 59
Table 3.1.11 Comparison of results between analytical method and MCS method ····· 60
Table 3.1.12 Algorithm of resistance factor evaluation based on MCS and

calibration process ····· 64

Table 3.1.13 Comparison of resistance factors evaluated by MVFOSM and MCS ····· 67
Table 3.2.1 Collected pile loading test data ····· 70
Table 3.2.2 Theses database list(Example) ····· 71
Table 3.2.3 Journals database list(Example) ····· 71
Table 3.2.4 Pile loading test reports database list(Example) ····· 72
Table 3.2.5 Summary of static loading tests of driven steel pipe pile performed by this research fund ····· 73
Table 3.2.6 Loading procedure of cyclic loading test ····· 77
Table 3.2.7 Summary of 1st boring test, static compressive loading test and load transfer test ····· 81
Table 3.2.8 Summary of 2nd boring test, static compressive loading test and load transfer test ····· 82
Table 3.2.9 Summary of 3rd boring test, static compressive loading test and load transfer test ····· 83
Table 3.2.10 Summary of 4th boring test, static compressive loading test and load transfer test ····· 84
Table 3.2.11 Summary of 5th boring test, static compressive loading test and load transfer test ····· 85
Table 3.2.12 Summary of 6th boring test, static compressive loading test and load transfer test ····· 86
Table 3.2.13 Summary of 7th boring test, static compressive loading test and load transfer test ····· 87
Table 3.2.14 Summary of 8th boring test, static compressive loading test and load transfer teste ····· 88
Table 3.2.15 Summary of 9th boring test, static compressive loading test and load transfer testt ····· 89
Table 3.2.16 Summary of 10th boring test, static compressive loading test and

load transfer test ····· 90
Table 3.2.17 Summary of 11th boring test, static compressive loading test and load transfer test ····· 91
Table 3.2.18 Summary of 12th boring test, static compressive loading test and load transfer test ····· 92
Table 3.2.19 Summary of 13th boring test, static compressive loading test and load transfer test ····· 93
Table 3.2.20 Summary of 14th boring test, static compressive loading test and load transfer test ····· 94
Table 3.2.21 Classification based on pile diameter (driven steel pipe piles) ····· 96
Table 3.2.22 Classification based on pile length (driven steel pipe piles) ····· 96
Table 3.2.23 Classification based on test area (driven steel pipe piles) ····· 96
Table 3.2.24 Result of classification based on soil layer ····· 99
Table 3.2.25 Static loading test data of driven steel pile ····· 100
Table 3.2.26 Classification based on SPT N value at pile tip ····· 102
Table 3.2.27 Determination methos of measured ultimate bearing capacities using static compressive loading test ····· 102
Table 3.2.28 Total settlement criteria for failure load determination ····· 105
Table 3.2.29 Ultimate bearing capacities of driven steel pipe piels by means of static loading tests ····· 107
Table 3.2.30 Mean and standard deviation of K_{sx} (driven steel pipe piles) ····· 109
Table 3.2.31 Relationship between internal friction angle(ϕ) and bearing capacity factors ····· 112
Table 3.2.32 Earth pressure coefficient, K_s ····· 113
Table 3.2.33 Soil-pile friction angle, δ ····· 113
Table 3.2.34 Relationship between SPT N value and internal friction angle ····· 117
Table 3.2.35 Normal earth pressure coefficient(K_s) ····· 118
Table 3.2.36 Relationship between SPT N value and undrained shear strength c_u ····· 119
Table 3.2.37 Soil properties ····· 119

Table 3.2.38 Results of estimated ultimate bearing capacities(N<50) ····· 122
Table 3.2.39 Results of estimated ultimate bearing capacities(N≥50) ····· 123
Table 3.2.40 Collected drilled shafts test data ····· 126
Table 3.2.41 Theses database list(Example) ····· 127
Table 3.2.42 Pile loading test reports database list(Example) ····· 127
Table 3.2.43 Classification based on soil layer at pile tip (drilled shafts) ····· 128
Table 3.2.44 Classification based on pile diameter (drilled shafts) ····· 128
Table 3.2.45 Classification based on maximum test load (drilled shafts) ····· 128
Table 3.2.46 Classification based on including load transfer test or not (drilled shafts) ····· 128
Table 3.2.47 Data of tip-in-soil (drilled shaft) ····· 130
Table 3.2.48 Data of tip-in-weathered rock (drilled shaft) ····· 131
Table 3.2.49 Data of tip-in-fresh rock (drilled shaft) ····· 132
Table 3.2.50 Data of tip-in-unknown stratum (drilled shaft) ····· 133
Table 3.2.51 Ultimate bearing capacities of drilled shafts by means of static loading tests ····· 135
Table 3.2.52 Mean and standard deviation of K_{sx} (drilled shafts) ····· 136
Table 3.2.53 Estimation of E_m/E_ibased on RQD(Carter and Kulhawy, 1988) ···· 138
Table 3.2.54 f_{aa}/f_a based on E_m/E_i(O'Neill et al., 1996) ····· 138
Table 3.2.55 s and m values based on rock type ····· 139
Table 3.2.56 Types of rock ····· 139
Table 3.2.57 N_{ms} for estimating the ultimate capacity on rocks with fissures and joints ····· 141
Table 3.2.58 Classification of rock types ····· 142
Table 3.2.59 Estimated ultimate bearing capacities of drilled shafts using Carter & Kulhawy (1988) equation ····· 145
Table 3.2.60 Estimated ultimate bearing capacities of drilled shafts using AASHTO (1996) equation ····· 146
Table 3.2.61 Estimated ultimate bearing capacities of drilled shafts using FHWA (1999) equation ····· 147

Table 3.2.62 Estimated ultimate bearing capacities of drilled shafts using Meyerhof(1976) equation ····· 148
Table 3.2.63 Estimated ultimate bearing capacities of drilled shafts using Cohesionless IGM(1999) equation ····· 149
Table 3.2.64 Summary of estimated ultimate bearing capacities of drilled shafts ····· 150
Table 3.3.1 Ultimate bearing capacities and resistance factors of driven steel pipe piles ····· 153
Table 3.3.2 Resistance bias factors of SPT N at pile tip less than 50 data ····· 155
Table 3.3.3 Resistance bias factors of driven steel pipe piles (N<50) ····· 156
Table 3.3.4 Resistance bias factors of SPT N at pile tip equal to or more than 50 data ····· 158
Table 3.3.5 Resistance bias factors of driven steel pipe piles (N≥50) ····· 159
Table 3.3.6 Resistance bias factors for only higher quality test data ····· 160
Table 3.3.7 Resistance bias factors with only higher quality test data (N<50) 161
Table 3.3.8 Resistance bias factors with only higher quality test data (N≥50) 161
Table 3.3.9 Resistance bias factors without higher quality test data ····· 163
Table 3.3.10 Resistance bias factors without higher quality test data (N<50) ·· 164
Table 3.3.11 Resistance bias factors without higher quality test data (N≥50) 164
Table 3.3.12 Resistance bias factors for cases where bearing capacity is calculated from unconfined compressive strength ····· 166
Table 3.3.13 Resistance bias factors for cases where bearing capacity is calculated from SPT N value ····· 168
Table 3.3.14 Statistics of resistance bias factors: unconfined compressive strength cases ····· 170
Table 3.3.15 Statistics of resistance bias factors: SPT N values ····· 170
Table 3.3.16 Load factors and statistical characteristics ····· 171
Table 3.3.17 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N<50): for the static bearing capacity analysis equation ····· 172
Table 3.3.18 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM

(N<50): for the Meyerhof's equation ····· 175
Table 3.3.19 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N ≥50): for static bearing capacity analysis equation ····· 177
Table 3.3.20 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N ≥50): for the Meyerhof's equation ····· 180
Table 3.3.21 Reliability indices of drilled shafts by means of FORM: for the equations using unconfined compressive strength ····· 183
Table 3.3.22 Reliability indices of drilled shafts by means of FORM: for the equations using SPT N value ····· 185
Table 3.3.23 Probability of failure and the corresponding reliability index - driven steel pipe piles (N <50): for the static bearing capacity analysis equation ····· 189
Table 3.3.24 Probability of failure and the corresponding reliability index - driven steel pipe piles (N <50): for the equations using SPT N value ····· 189
Table 3.3.25 Probability of failure and the corresponding reliability index - driven steel pipe piles (N≥50): for the static bearing capacity analysis equation ····· 190
Table 3.3.26 Probability of failure and the corresponding reliability index - driven steel pipe piles(N≥50): for the equations using SPT N value ····· 191
Table 3.3.27 Probability of failure and the corresponding reliability index - drilled shafts: for the equations using unconfined compressive strength ····· 193
Table 3.3.28 Probability of failure and the corresponding reliability index - drilled shafts: for the equations using SPT N value ····· 193
Table 3.3.29 Comparison of reliability indices of drilled shaft (F.S.=3.0) ····· 195
Table 3.3.30 Comparison of probability of failure of drilled shaft (F.S.=3.0) ····· 195
Table 3.3.31 The range of targe reliability index for different structures (Ellingwood et al., 1980) ····· 196

Table 3.3.32 The range of reliability index for driven steel pipe piles (Baker et atl. 1991) ····· 197
Table 3.3.33 Determination of the target reliability indices ····· 198
Table 3.3.34 Resistance factors for driven steel pipe piles determined by means of FORM (N<50): for the static bearing capacity analysis equation ····· 199
Table 3.3.35 Resistance factors for driven steel pipe piles determined by means of FORM (N<50): for the Meyerhof's equation ····· 201
Table 3.3.36 Resistance factors for driven steel pipe piles determined by means of FORM (N≥50): for the static bearing capacity analysis equation ····· 202
Table 3.3.37 Resistance factors for driven steel pipe piles determined by means of FORM (N≥50): for the Meyerhof's equation ····· 203
Table 3.3.38 Resistance factors for drilled shafts determined by means of FORM (N≥50): for the equations using unconfined compressive strength ····· 205
Table 3.3.39 Resistance factors for drilled shafts determined by means of FORM (N≥50): for the equations using SPT N value ····· 206
Table 3.3.40 Resistance factors for driven steel pipe piles determined by means of MCS: for the static bearing capcity analysis equation ····· 209
Table 3.3.41 Resistance factors for driven steel pipe piles determined by means of MCS: for the Meyerhof's equation ····· 209
Table 3.3.42 Resistance factors for drilled shafts determined by means of MCS: for the equations using unconfined compressive strength ····· 211
Table 3.3.43 Resistance factors for drilled shafts determined by means of MCS: for the equations using SPT N value ····· 211
Table 3.3.44 Resistance factors of spread footings determined by calibrating safety factors ····· 213
Table 3.3.45 Resistance factors of spread footings (MOT, 1992) ····· 213
Table 3.3.46 Resistance factors of spread footings (CEN, 1994) ····· 214

Table 3.3.47 Resistance factors of spread footings (Danish code, 1985) ····· 214
Table 3.3.48 Resistance factors of spread footings (AUSTROADS, 1992) ····· 214
Table 3.3.49 Resistance factors of spread footings (AASHTO, 2007) ····· 215
Table 3.3.50 Statistical characteristics of resistance bias factors for soil parameters ····· 216
Table 3.3.51 The proposed resistance factors for spread footing ····· 216
Table 3.3.52 Resistance factors for driven steel pipe piles ····· 218
Table 3.3.53 Resistance factors for drilled shafts ····· 219
Table 3.3.54 Resistance factors for spread footings ····· 219
Table 3.4.1 The summary of boring log at Pier No. 3 ····· 221
Table 3.4.2 The properties of the driven steel pipe pile used ····· 222
Table 3.4.3. Load distribution on the bottom of the footing ····· 222
Table 3.4.4 Determining load for the design of pile foundation ····· 223
Table 3.4.5. The result of pile reactions analysis ····· 223
Table 3.4.6 The relation between friction angle Φ and bearing coefficient N_q ·· 225
Table 3.4.7 Side friction of pile in sand ····· 226
Table 3.4.8. The allowable bearing capacties of piles by ASD ····· 229
Table 3.4.9. Resistance factors for driven steel pipe piles as used for the calculation ····· 229
Table 3.4.10 The allowable bearing capacities of piles by LRFD ····· 230
Table 3.4.11. The comparison of pile foundation as designed following ASD and LRFD ····· 230
Table 3.4.12 The comparison of ASD and LRFD design for the case of the static bearing capacity equation and ϕ=0.64 ····· 231
Table 3.4.13 The summary of geotechnical site investigation ····· 234
Table 3.4.14 The dimensions of drilled shaft as shown in the original desing 234
Table 3.4.15 Loads acting on the bottom of the footing ····· 234
Table 3.4.16 Determining the loads for the design of pile foundation ····· 235
Table 3.4.17 Design load acting on a single pile ····· 235
Table 3.4.18 The evaluation of E_m/E_i based on RQD (Carter and Kulhawy,

1988) ····· 237
Table 3.4.19 Reduction coefficints based on E_m/E_i (O'Neill et al., 1996) ····· 237
Table 3.4.20 The values of s and m depending on the quality of rock ····· 238
Table 3.4.21 Simple categorization of rocks ····· 238
Table 3.4.22 N_{ms} for the calculation of ultimate bearing capacity of a foundation lying on highly developed fractures and fissures ····· 240
Table 3.4.23 Rock classification ····· 241
Table 3.4.24 Allowabel bearing capacity by ASD ····· 243
Table 3.4.25 Resistance factors of drilled shafts embedded in weather rock ····· 243
Table 3.4.26 The comparison of ASD and LRFD design ····· 245
Table 3.4.27 The comparison of ultimate bearing capacities by ASD and LRFD for the same design assumptions ····· 245
Table 3.5.1 Resistance factors for driven steel pipe piles ····· 255
Table 3.5.2 Resistance factors for driven steel pipe piles ····· 255
Table 3.5.3 Resistance factors for driven steel pipe piles ····· 256

LIST OF FIGURES

Figure 3.1.1 Concept of limit state design ····· 14
Figure 3.1.2 Probability density function of load Q and resistance R ····· 16
Figure 3.1.3 Diagram of S-statistics ····· 21
Figure 3.1.4 Diagram of W-statistics ····· 21
Figure 3.1.5 Fitness test of Normal distribution ····· 23
Figure 3.1.6 Fitness test of Lognormal distribution ····· 23
Figure 3.1.7 Fitness test of EVD distribution ····· 23
Figure 3.1.8 Fitness test of Weibull distribution ····· 23
Figure 3.1.9 Concept of reliability index ····· 27
Figure 3.1.10 Joint probability density of load-resistance limit state function ···· 47
Figure 3.1.11 Reliability analysis algorithm based on FORM ····· 50
Figure 3.1.12 Reliability analysis program based on FORM ····· 51
Figure 3.1.13 Resistance factor evaluation algorithm based on FORM ····· 53
Figure 3.1.14 Resistance factor evaluation program based on FORM ····· 54
Figure 3.1.15 Reliability analysis algorithm based on MCS ····· 56
Figure 3.1.16 Inverse transformation technique ····· 57
Figure 3.1.17 Reliability analysis program based on MCS ····· 59
Figure 3.1.18 Result of reliability analysis by menas of MCS ····· 61
Figure 3.1.19 Resistance factor evaluation program based on MCS (MCS-CAL) ····· 65
Figure 3.1.20 Example of resistance factor evaluation using MCS-CAL ····· 66
Figure 3.1.21 Resistance factors according to target reliability indices ····· 67
Figure 3.2.1 Geotechnical uncertainties (Kulhawy and Phoon, 1996) ····· 68
Figure 3.2.2 Schematic diagram of measurement sensor ····· 74
Figure 3.2.3 Schematic diagram of pile loading frame ····· 75

Figure 3.2.4 Example of loading procedures for cyclic loading test ····· 76
Figure 3.2.5 Classification based on pile diameter (driven steel pipe piles) ····· 97
Figure 3.2.6 Classification based on pile length (driven steel pipe piles) ····· 97
Figure 3.2.7 Classification based on testing area (driven steel pipe piles) ····· 97
Figure 3.2.8 Example of Davisson's method ····· 103
Figure 3.2.9 Example of Shape of Curve method (minimum ultimate load) ····· 104
Figure 3.2.10 Example of DeBeer method ····· 104
Figure 3.2.11 Example of Δ=25.4mm method ····· 106
Figure 3.2.12 Example of ASCE 20-96 method (ASCE, 1997) ····· 106
Figure 3.2.13 Bearing capacity factor, N_c (Skempton, 1951) ····· 114
Figure 3.2.14 Adhesion factor for driven piles ····· 115
Figure 3.2.15 Comparison of measured ultimate bearing capacity and estimated ultimate bearing capacity (N<50) ····· 124
Figure 3.2.16 Comparison of measured ultimate bearing capacity and estimated ultimate bearing capacity (N≥50) ····· 124
Figure 3.2.17 Comparison of measured ultimate bearing capacity and estimated ultimate bearing capacity (N<50. only higher quality data) ····· 125
Figure 3.2.18 Comparison of measured ultimate bearing capacity and estimated ultimate bearing capacity (N≥50. only higher quality data) ····· 125
Figure 3.2.19 Classification based on soil layer at pile toe (drilled shafts) ····· 129
Figure 3.2.20 Classification based on pile diameter (drilled shafts) ····· 129
Figure 3.2.21 Classification based on maximum test load (drilled shafts) ····· 129
Figure 3.2.22 Classification based on including load transfer test or not (drilled shafts) ····· 129
Figure 3.2.23 Example of FHWA 5% method (D=400mm) ····· 134
Figure 3.2.24 Average unit side friction of pile socketed in rock with smooth wall ····· 140
Figure 3.2.25 Comparison of measured ultimate bearing capacity and estimated ultimate bearing capacity (equations using unconfined compressive strength) ····· 151

Figure 3.2.26 Comparison of measured ultimate bearing capacity and estimated ultimate bearing capacity (equations using SPT N value) ····· 151
Figure 3.3.1 Probability density function of resistance bias factors for static bearing capacity formula (N<50) ····· 157
Figure 3.3.2 Probability density function of resistance bias factors for the Meyerhof method (N<50) ····· 157
Figure 3.3.3 Probability density function of resistance bias factors for static bearing capacity formula (N≥50) ····· 159
Figure 3.3.4 Probability density function of resistance bias factors for the Meyerhof method (N≥50) ····· 160
Figure 3.3.5 Probability density function of resistance bias factors for static bearing capacity formula: with only higher quality test data ····· 162
Figure 3.3.6 Probability density function by resistant bias factors for the Meyerhof method: with only higher quality test data ····· 162
Figure 3.3.7 Probability density function of resistance bias factors for static bearing capacity formula: without higher quality test data ····· 164
Figure 3.3.8 Probability density function by resistant bias factors for the Meyerhof method: without higher quality test data ····· 165
Figure 3.3.9 Probability density function of resistance bias factors for the Carter & Kulhawy method(1988) ····· 167
Figure 3.3.10 Probability density function of resistance bias factors for the AASHTO method(1996) ····· 167
Figure 3.3.11 Probability density function of resistance bias factors for the FHWA method(1999) ····· 167
Figure 3.3.12 Probability density function of resistance bias factors for the Meyerhof's equation(1976) ····· 169
Figure 3.3.13 Probability density function of resistance bias factors for the Cohesionless IGM method(1999) ····· 169
Figure 3.3.14 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N<50): for the static bearing capacity analysis equation and with

all the test data ····· 173
Figure 3.3.15 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N<50): for the static bearing capacity analysis equation and with only higher quality test data ····· 174
Figure 3.3.16 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N<50): for the static bearing capacity analysis equation and without higher quality test ····· 174
Figure 3.3.17 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N<50): for the Meyerhof's equation and with all the test data · 176
Figure 3.3.18 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N<50): for the Meyerhof's equation and with only higher quality test data ····· 176
Figure 3.3.19 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N<50): for the Meyerhof's equation and without higher quality test data ····· 177
Figure 3.3.20 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N ≥50): for the static bearing capacity analysis equation ····· 178
Figure 3.3.21 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N ≥50): for the static bearing capacity analysis equation and with only higher quality test data ····· 179
Figure 3.3.22 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N ≥50): for the static bearing capacity analysis equation and without higher quality test ····· 179
Figure 3.3.23 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N ≥50): for the Meyerhof's equation ····· 181
Figure 3.3.24 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N ≥50): for the Meyerhof's equation and with only higher quality test data ····· 181
Figure 3.3.25 Reliability indices of driven steel pipe piles by means of FORM (N ≥50): for the Meyerhof's equation and without higher quality test

data ····· 182
Figure 3.3.26 Reliability indices of drilled shaft by means of FORM: for the Carter and Kulhawy equation ····· 184
Figure 3.3.27 Reliability indices of drilled shaft by means of FORM: for the AASHTO equation ····· 184
Figure 3.3.28 Reliability indices of drilled shaft by means of FORM: for the FHWA equation ····· 185
Figure 3.3.29 Reliability indices of drilled shaft by means of FORM: for the Meyerhof's equation ····· 186
Figure 3.3.30 Reliability indices of drilled shaft by means of FORM: for the Cohesionless IGM method ····· 187
Figure 3.3.31 Resistance factors for driven steel pipe piles determined by means of FORM (N<50): for the static bearing capacity analysis ····· 200
Figure 3.3.32 Resistance factors for driven steel pipe piles determined by means of FORM (N<50): for the Meyerhof's equation ····· 201
Figure 3.3.33 Resistance factors for driven steel pipe piles determined by means of FORM (N≥50): for the static bearing capacity analysis ····· 203
Figure 3.3.34 Resistance factors for driven steel pipe piles determined by means of FORM (N≥50): for the Meyerhof's equation ····· 204
Figure 3.3.35 Resistance factors for drilled shaft determined by means of FORM: for the Carter and Kulhawy equation ····· 205
Figure 3.3.36 Resistance factors for drilled shaft determined by means of FORM: for the AASHTO equation ····· 206
Figure 3.3.37 Resistance factors for drilled shaft determined by means of FORM: for the FHWA equation ····· 206
Figure 3.3.38 Resistance factors for drilled shaft determined by means of FORM: for the Meyerhof's equation ····· 207
Figure 3.3.39 Resistance factors for drilled shaft determined by means of FORM: for the cohesionless IGM method . ····· 208
Figure 3.4.1 Longitudinal section of the bridge reviewed in this study ····· 220

Figure 3.4.2 Details of the pier ····· 221
Figure 3.4.3. Layout of piles ····· 222
Figure 3.4.4 Frictional coefficients of driven piles ····· 226
Figure 3.4.5 Longitudinal section of the cable stayed bridge reviewed in this study ····· 233
Figure 3.4.6 Cross section of pils at pier no. 2 ····· 233
Figure 3.4.7 Rock socket unit side resistance (Horvath et at., 1983) ····· 239

제 1 장 서 론

제 1 절 연구개발의 목적

본 연구의 최종목표는 국내의 특성을 고려한 지반저항계수를 결정하여 세계적 기준에 부합하는 기초구조물의 하중저항계수설계법(LRFD, load and resistance factor design)을 개발하는 것이며, 세부적인 연구내용은 다음과 같다.

- ○ 국내 기초구조물 설계를 위한 현장지반조사, 실내시험, 하중재하실험 자료의 데이터베이스 구축
- ○ 기초구조물의 신뢰성 평가 기법 및 프로그램 개발
- ○ 기초구조물 종류별(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 저항계수 결정 및 제안
- ○ 세계적 기준에 부합하는 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초)의 하중저항계수설계법(LRFD) 개발
- ○ LRFD 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 설계법의 검증

제 2 절 연구개발의 필요성

구조물의 대형화와 복합화 경향에 따라 경제적이고 합리적인 최적 설계방안에 대한 요구가 증가하면서 신뢰성 분석을 기반으로 하는 한계상태설계법이 세계적인 추세가 되어가고 있다. 이는 경험적 연구를 통해 구축된 데이터베이스에 대한 신뢰성 분석을 통해 파괴확률 및 대응 신뢰도지수(reliability index)를 산정하고 이를 이용하여 구조물의 안전도를 정량적으로 평가함으로써 일관되고 경제적이며 효율적인 설계가 가능하기 때문이다.

대형 사회기반 시설물의 붕괴는 많은 수의 소중한 인명과 천문학적인 직·간접적 경제손실을 초래하므로 기존 구조물의 유지관리와 보수뿐만 아니라 설계단계에서부터 구조물에 대한 합리적 수준의 안전도 확보가 매우 중요하다. 이를 위해서는 설계과정에 지반 저항력, 기초의 재료강도, 작용하중, 해석모델 등과 관련된 다양한

설계변수들의 불확실성을 명확히 고려함으로써 요구되는 안전도를 확보하는 새로운 개념의 신뢰성기반설계(RBD, reliability-based design)방법 또는 한계상태설계법(LSD, limit state design)을 적용하는 것이 필요하다.

특히 기초구조물은 대형 구조물의 상부하중을 지반으로 전달하는 기능을 가짐으로써 구조물 전체의 안전성을 확보해주는 가장 핵심적인 부분이다. 국내에서 현재 기초구조물 설계시 사용하고 있는 허용응력설계법(ASD, allowable stress design)은 하중과 지반의 불확실성을 고려하지 못하고 획일적인 안전율을 적용함으로 인해 경제적이고 효율적인 설계가 불가능하다는 단점을 가지고 있다. 이에 반하여 한계상태설계법은 안전율 대신에 파괴확률 또는 신뢰도지수를 이용하여 구조물 안전도를 정량적으로 평가함으로써 일관되고 체계적이며 합리적인 설계가 가능하다.

토목 및 건축구조물의 설계에 있어 한계상태설계법은 세계적인 추세이며, 미국과 유럽을 포함한 선진외국에서는 구조물 설계와 관련하여 한계상태설계법을 이미 도입하여 그 기준을 정비하였다. 구조신뢰성이론이 발표된 이후(Freudenthal, 1947; Pugsley, 1955), 신뢰성에 기반을 둔 구조물설계 기준에 관한 연구가 활발히 진행되었으며, 한계상태설계법은 지난 50여년 이상 많은 연구 성과를 바탕으로 실제 구조물설계에 적용되어 구조공학분야에서 설계기준으로서 광범위하게 인정되었다. 이와 함께 지반공학분야의 기초구조물 설계에도 한계상태설계법의 도입이 시도되어 최근 국제표준화기구(ISO)의 설계 표준뿐만 아니라 미국 연방도로국의 교량 설계 시방기준, 유럽연합의 설계코드에 포함되었다(표 1.2.1).

표 1.2.1 국외 한계상태설계법 설계기준

기관(단체)명	설계기준	연도
국제표준화기구(ISO)	ISO 2394	1998
미국 연방도로국(FHWA)	AASHTO LRFD Bridge Design Specification (4th ed.)	2007
유럽표준화위원회(CEN)	Eurocode 7	1994

특히 미국의 경우 2007년부터 교량설계시 하중저항계수설계법의 사용이 의무화되었으며, 국제기술의 표준화 작업이 빠른 속도로 이루어지고 있는 상황을 고려해

볼 때 하중저항계수설계법으로의 변화는 필연적이다. 따라서 연구개발을 통한 국내의 대비가 필요한 시점이며, 본 연구를 통해 국내의 지반정수에 대한 합리적인 저항계수를 결정하고 이를 바탕으로 기초구조물에 대한 하중저항계수설계법을 개발하여 제안하고자 한다. 이를 위해서 기존 국내 현장지반조사, 실내실험 및 현장재하시험 자료에 대한 데이터베이스 구축과 자료의 확률통계처리를 통하여 다양한 불확실성 또는 변동성을 설계과정에 명확히 고려할 수 있는 신뢰성 해석기법의 개발, 실제 현장재하시험 실시를 통한 개발된 저항계수의 수정 및 검증 작업의 수행이 필요하다.

제 3 절 연구개발의 내용 및 범위

■연구내용

- ○ 국내 기초구조물 설계를 위한 현장지반조사, 실내시험, 하중재하실험 자료의 데이터베이스 구축
- ○ 기초구조물의 신뢰성 평가 기법 및 프로그램 개발
- ○ 기초구조물 종류별(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 저항계수 결정 및 제안
- ○ 세계적 기준에 부합하는 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초)의 하중저항계수설계법(LRFD)의 개발
- ○ LRFD 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 설계법의 검증

■연도별 세부연구내용

년도	세부연구내용
1차년도	○ 기초구조물의 설계기준조사와 실험자료의 수집 · 분석 ○ 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 설계변수 데이터베이스 구축(1단계) ○ 기초구조물의 신뢰성 해석 시스템 개발
2차년도	○ 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 설계변수 데이터베이스 구축(2단계) ○ 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 저항편향계수 평가 ○ 기초구조물 저항계수 산정시스템 개발 ○ 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 저항계수 산정
3차년도	○ 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 저항계수 검증 및 보정 ○ 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 저항계수의 결정 ○ LRFD 기초구조물(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 설계법 개발 및 검증

제 2 장 국내외 기술개발 현황

제 1 절 국내 기술동향

국제적 기술표준으로 자리잡아 가고 있는 한계상태설계법에 관한 국내 연구는 그동안 구조 및 지반 분야에서 소규모의 단발적인 연구에 그치는 실정이다. 하중저항계수설계법(LRFD, Load and Resistance Factor Design)은 1996년 도로교 표준시방서의 부록편에 수록되어 국내에 처음 소개되었으며, 이에 관한 국내의 연구 기반이 미흡하여 그동안 건설 관련시방서 및 설계기준은 허용응력설계법(ASD)을 고수하여 왔다. 1998년에 국제적인 흐름에 맞추어 2단계 성능개념을 도입하여 성능에 기초한 내진 설계법(performance-based seismic design)을 채택한 것과 철도 설계시 저항계수에 해당하는 안전계수를 도입한 것이 현재 국내에서 적용되고 있는 한계상태설계법의 유일한 방법이다.

국내 지반공학 분야에서의 연구는 신뢰성 해석에 기초한 말뚝기초의 설계를 중심으로 이루어져 왔으며(황정규, 1983; 김준석 등, 1988; 김대영 등, 1991; 윤효석, 1992), 최근에는 과압밀 점성토에서 실시한 CPT 결과에 대한 신뢰도 해석에 기초한 말뚝의 지지력 평가 연구(윤길림, 1996)와 신뢰도 해석에 근거한 말뚝의 여러 가지 지지력 예측방법들의 안전율을 제시한 연구(이인모 등, 1995) 등이 이루어졌으며, 신뢰도에 근거한 말뚝의 항타제어 및 지지력 평가에 관한 연구(조국환, 1994) 등이 수행되었다. 또한 비선형 구조물에 대한 추계학적 신뢰성 해석(Huh and Haldar, 2001; 2002) 및 실제 구조물에 대한 신뢰성 해석 알고리즘 개발(허정원, 2003), 그리고 축하중을 받는 말뚝구조물의 신뢰성 해석에 대한 연구(허정원 등 2005) 등이 수행되었다.

최근에는 지반-구조물의 동적 상호작용 해석에 확률론적 방법을 적용한 연구와 지반 탄성계수의 공간적 변화와 밀접한 관계가 있는 지반 부등침하를 해석하기 위하여 크리깅(Kriging) 기법을 이용한 신뢰도 해석 등이 이루어지고 있다.

제 2 절 국외 기술동향

1920년대 러시아의 Khotsialov와 Streletskii에 의해 구조 분야의 설계 기준으로서 파괴확률 개념이 적용된 이후, 구조 신뢰성이론이 Freudenthal(1947)과 Pugsley (1955)에 의해 발표되면서 유럽을 중심으로 북미의 미국과 캐나다 등 선진국에서는 신뢰성에 기반을 둔 구조물설계 기준에 관한 연구가 활발히 진행되었다. 그 결과 건축·토목·해양 공학의 구조공학분야를 중심으로 지난 30여년 이상 신뢰성 해석과 관련된 많은 연구 성과(Cornell, 1969; Ang and Cornell, 1974; Hasfor and Lind, 1974; Rackwitz and Fiessler, 1978; Ellingwood et al., 1980; Haldar and Mahadevan, 2000; Wen, 2000; Huh and Haldar, 2001)가 발표되었으며, 이를 바탕으로 구조물의 공용성 또는 신뢰성에 근간을 둔 설계법인 한계상태설계법, 부분안전계수설계법(partial safety factor design), 또는 하중저항계수설계법(AISC, 1994) 등이 실제 구조물설계에 적용되고 있다.

지반공학 분야에서의 한계상태설계법은 덴마크 지반공학협회 (Danish Geotechnical Institute)의 Brinch Hansen(1953, 1956)에 의해 부분안전계수 개념이 제안되어 설계 기준에 적용된 것이 첫 사례이다(Hansen, 1966). 이후 유럽연합위원회(Commission of European Communities, CEC)는 건설 및 토목구조물의 설계에 있어서 구조공학 및 지반공학 분야에 대한 체계적이고 합리적인 기술 기준을 제정하려는 노력을 기울여 하중, 토질정수, 설계 공식 및 시공오차 등에 대한 부분안전계수 개념을 도입하였다. 또한 유럽 건설설계표준위원회는 국제 표준화 기구(ISO)의 부속 기술위원회인 TC 250 (European Committee for Standardization)에 유로코드(Eurocode)를 제정하면서 기초구조물의 설계와 관련된 Eurocode 1 "Basis of Design and Actions on Structures" 와 Eurocode 7 "Geotechnical Design" 을 포함하여, 소요 안전율 확보를 위해서 부분안전계수법을 도입하였다(표 2.2.1).

표 2.2.1 Eurocode 7의 말뚝 설계 부분안전계수(CEN, 1994)

구 분	γ_b(선단안전계수)	γ_s(주면안전계수)
항타 말뚝	1.30	1.30
매입 말뚝	1.60	1.30
CFA (continuos flight auger) 말뚝	1.45	1.30

미국과 캐나다를 중심으로 한 북미 선진국에서는 유로코드와는 달리 하중저항계수설계법을 개발하였으며, 이는 미국 연방도로국의 교량 설계기준(AASHTO, 1994; 2004; 2007)과, 빌딩과 구조물에 대한 미국 국립표준설계기준(ANSI)에 포함되었다(표 2.2.2). 최근에는 미국의 TRB(Transportation Research Board) 연구 프로그램인 NCHRP 507 "Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations"을 통해 깊은 기초에 대한 저항계수를 산정하여 제안한 바 있다.

표 2.2.2 축하중을 받는 항타말뚝에 대한 저항계수(AASHTO, 2007)

METHOD/SOIL/CONDITION		RESISTANCE FACTOR
Nominal Resistance of Single Pile in Axial Compression-Dynamic Analysis and Static Load Test Methods,	Driving criteria established by static load test(s); quality control by dynamic testing and/or calibrated wave equation, or minimum driving resistance combined with minimum delivered hammer energy from the load test(s). For the last case, the hammer used for the test pile(s) shall be used for the production piles.	Values in Table 2
	Driving criteria established by dynamic test with signal matching at beginning of redrive conditions only of at least one production pile per pier, but no less than the number of tests per site provided in Table 3. Quality control of remaining piles by calibrated wave equation and/or dynamic testing.	0.65
	Wave equation analysis, without pile dynamic measurements or load test, at end of drive conditions only	0.40
	FHWA-modified Gates dynamic pile formula (End of Drive condition only)	0.40
	Engineering News Record (as defined in Article 10.7.3.8.5) dynamic pile formula (End of Drive condition only)	0.40
Naminal Resistance of Single Pile in Axial Compression-Static Analysis Method,	Skin Friction and End Bearing: Clay and Mixed Soils α-method (Tomnilson, 1987;Skempton1951) β-method (Esrg & Kirby 1979;Skempton1951) λ-method (Vijavergiya & Focht, 1972;Skempton1951) Skin Friction and End Bearing: Sand Nordlund/Thurman Method (Hannigan et al., 2005) SPT-method (Meyerhof) CPT-method (Schmertmann) End bearing in rock (Canadian Geotech. Sosiety, 1985)	 0.35 0.25 0.40 0.45 0.30 0.50 0.45
Ultimate Bearing Resistance of Single Piles	Skin friction : Clay α-method (Tomnilson 1987) β-method (Esrg and Kirby 1979 and Nordlund method applied to cohesive soils) λ-method (Vija/vergiya and Focht 1972)	 $0.70\lambda_o$ $0.50\lambda_o$ $0.55\lambda_o$
	End Bearing : Clay and Rock Clay (Skempton 1951) Rock (Canadian Geotechnical Society 1985)	 $0.70\lambda_o$ $0.50\lambda_o$
	Skin friction and End Bearing : Sand SPT-method CPT-method	 $0.45\lambda_o$ $0.55\lambda_o$
	Wave equation analysis with assumed driving resistance Load Test	$0.65\lambda_o$ $0.80\lambda_o$
Block Failure	Clay	$0.65\lambda_o$
Uplift Resistance of Single Piles	α-method β-method λ-method SPT-method CPT-method Load Test	0.60 0.40 0.45 0.35 0.45 0.80
Group Uplift Resistance	Sand Clay	0.55 0.55
Method of controlling installation of piles and verifying their capacity during or after driving to be specified in the contract documents		Value of λ_o
Pile Driving Formulas, e.g., ENR, equation without stress wave measurements during driving		0.80
Bearing graph from wave equation analysis without stress wave measurements during driving		0.85
Stress wave measurements on 2% to 5% of piles, capacity verified by simplified methods, e.g., the pile driving analyzer		0.90
Stress wave measurements on 2% to 5% of piles, capacity verified by simplified methods, e.g., the pile dirving analyzer and static load test to verify capacity		1.00
Stress wave measurements on 2% to 5% of piles, capacity verified by simplified methods, e.g., the pile dirving analyzer and CAPWAP analyses to verify capacity		1.00
Stress wave measurements on 10% to 70% of piles, capacity verified by simplified methods, e.g., the pile dirving analyzer		1.00

캐나다에서는 온타리오 고속도로 교량설계기준(Ontario Highway Bridge Design Code) (MOT, 1992) 및 캐나다 기초공학 매뉴얼(Canadian Foundation Engineering Manual) (Canadian Geotechnical Society, 1992) 등의 설계기준을 마련하여 기초구조물에 대한 신뢰성기반 설계법을 실무에 적용하고 있으며(표 2.2.3, 표 2.2.4), 설계방법과 하중의 특성(압축, 인장), 기초 재료의 종류 등에 따라 상이한 계수를 적용하도록 제안하였다.

표 2.2.3 축방향 하중에 의한 깊은기초의 저항계수(MOT, 1992)

Axial Load	Factor
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 analysis, compression field measurements and analysis	0.5

표 2.2.4 말뚝기초의 종류에 따른 저항계수(Canadian Geotechnical Society, 1992)

Type of Unit	Factor
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 pipe pile	0.5
Concrete-filled steel pipe pile	0.4
Wood	0.4

이 밖에 호주의 AUSTROADS 교량설계기준(AUSTROADS, 1992)은 깊은기초의 시공에 관한 저항계수를 제시하고 있으며(표 2.2.5), 호주 표준(Australian

Standard 2159) (Standard Association of Australia, 1995)에서는 지반의 특성 및 시험법, 타입조건 등에 관한 적절한 저항계수 선정 방법을 제시하고 있다(표 2.2.6). AUSTROADS Bridge Design Code에서 제시하는 저항계수 값은 최근 여러 나라에서 개발된 설계기준의 저항계수 값보다 크게 제시되었으며, 특히 정재하시험에 대한 값은 더욱 크게 제시되었다.

표 2.2.5 말뚝기초의 재료 저항계수(AUSTROADS, 1992)

Type	Factor
Load tested to failure	0.9
Routine proof load tested	0.8
Piles analyzed by dynamic formulae or wave equation methods 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 test 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 (e.g., CAPWAP)	0.8

표 2.2.6 말뚝기초에 대한 저항계수 범위(Standard Association of Australia, 1995)

Method of Assessment of Ultimate Geotechnical Strength	Factor
Static load testing to failure	0.70-0.90
Static proof (not to failure) load testing[1]	0.70-0.90
Dynamic load testing to failure supported by signal matching[2]	0.65-0.85
Dynamic load testing to failure not supported by signal matching	0.50-0.70
Dynamic proof (not to failure) load testing supported by signal matching	0.65-0.85
Dynamic proof (not to failure) load testing not supported by signal matching	0.50-0.70
Static analysis using CPT data	0.45-0.65
Static analysis using SPT data in cohesionless soils	0.40-0.55
Static analysis using laboratory data for cohesive soils	0.45-0.55
Dynamic analysis using wave equation method	0.45-0.55
Dynamic analysis using driving formulae for piles in rock	0.50-0.65
Dynamic analysis using driving formulae for piles in sand	0.45-0.55
Measurement during installation of proprietary displacement piles, using well established in-house formulae	0.50-0.65

하중저항계수설계법을 뒷받침하기 위한 신뢰성 이론과 확률론적 접근을 통한 기초구조물 설계에 대한 연구도 최근 활발히 진행되고 있다(Gilbert et al., 2005; Goble, 2005; Misra and Roberts, 2005; Phoon and Kulhawy, 2005; Thibodeau and Paikowsky, 2005; Zhang, 2004; Lo, 2003; Eloseily et al., 2002; Ellingwood, 2001; Honjo and Suzuki, 2000; Ayyub et al., 1996). 특히 구조물의 대형화와 복합화 추세에 따른 깊은기초의 경제적이고 합리적인 최적 설계방안에 대한 요구가 증가하면서 신뢰성 해석에 기초한 깊은기초의 사용성 기준 또는 한계상태 기준에 대한 연구가 다수 이루어지고 있다. 연직 하중을 받는 말뚝에서의 신뢰도 연구는 여러 연구자(Lacasse and Goulois, 1989; Tang, 1989; Wu et al., 1989; Barker et al., 1991; Yoon and O'Neill, 1996; Ayuub et al., 1997; Bea et al., 1999)들에 의해 수행된 바 있으며, 최근에는 횡하중을 받는 연성의 단말뚝과 무리말뚝의 확률론적 신뢰성 평가와 무리말뚝의 부분 파괴 시 구조물의 거동에 대한 연구도 이루어졌다(Eloseily, 1998; Zhang et al., 2001; Lo, 2003; McCabe et al., 2006; Rollins et al., 2006).

이와 함께 기초구조물의 신뢰성 해석에 기초한 설계시방서의 제정을 위한 다양한 연구가 수행되었으며(Grouni and Nowak, 1984; Klym and Lee, 1989; Ovesen, 1989; Green, 1991; Rojiani et al., 1991; Been et al., 1993; Phoon et al., 1995; Becker, 1996; Yoon and O'Neill, 1997; Eloseily, 1998; Barakat et al., 1999; Paikowsky and Stenersen, 2000; Green and Becker, 2001; Paikowsky, 2002; Low and Phoon, 2002), 지반공학 분야에서의 신뢰성 해석 및 한계상태설계법의 중요성은 2003년 39번째 미국토목학회 Terzaghi Lecture에서 Christian(2004)에 의해서 재차 강조된 바 있다.

제 3 절 기술동향 분석 결론

구조분야에서의 한계상태설계법의 세계적인 적용 추세와 함께 지반공학 분야에서도 그 필요성이 대두되어 최근 미국과 캐나다에서는 지반구조물의 설계에 한계상태 설계기준을 포함하였으며, 유럽에서도 역시 부분안전계수를 사용한 설계개념을 직접 실무에 적용해 지반구조물의 설계에 사용해오고 있다.

국제표준을 개발 및 보급하는 국제표준위원회에서는 무역상 기술 장벽을 제거하고자 무역 상대국 간에 서로 상이한 표준(Standard), 기술규정(Technical Regulation), 인증절차(Certification Procedure), 검사제도(Inspection System) 등을 통일시키기 위한 노력을 기울이고 있으며, 구조물 설계와 관련 한계상태설계 개념을 도입하여 ISO 2394 "General Principles on Reliability for Structures"와 유럽표준화위원회에서는 유로코드를 제정하여 운용하고 있다.

하지만 국내의 경우 한계상태설계법에 대한 체계적인 연구의 미비로 아직 허용응력설계법이 일반적이며 구조물의 저항능력을 결정하고 안전성을 비교함에 있어 주로 경험과 판단에 근거한 하나의 전체안전율을 사용하고 있다. 이로 인해 국제적인 기술조류의 대열에 능동적으로 대처하기가 곤란하며 선진국의 수준 높은 설계기술과의 경쟁에 뒤쳐질 수밖에 없는 실정에 있다.

그러므로 기술수준이 아직까지 미약하고 준비가 되지 않은 우리나라의 경우 새로운 국제표준에 대비하지 않고는 앞으로 외국의 건설시장에 진출하거나 외국건설관련 업체의 국내 건설시장 진출 시 기술적인 문제는 물론 국제적 문제에 봉착할 수 있다.

앞서 기술한 바와 같이 향후 글로벌 경쟁시대의 국제건설 환경에서 국제 표준화규격에 부합하는 합리적이고 선진화된 기초구조물에 대한 설계기준의 확보는 필연적이며 이를 위한 기초구조물의 신뢰성 해석 및 설계에 대한 연구는 국내에서도 시급히 다루어져야 할 것으로 판단된다.

여 백

제 3 장 연구개발수행 내용 및 결과

제 1 절 신뢰성 해석 및 저항계수 산정 기법

1. 기초구조물의 하중저항계수설계법

가. 허용응력설계법과 한계상태설계법

허용응력설계법은 1800년대 초 이후 토목공학에서 사용된 설계 방법이며 설계하중 Q와 안전율, 저항 R의 관계로부터 식 (3.1.1)과 같이 표현할 수 있다.

$$Q \leq R_{all} = \frac{R_{ult}}{FS} \tag{3.1.1}$$

여기서, Q=설계하중, R_{all}=허용설계저항, R_{ult}=극한저항, FS는 안전율이다. 일반적으로 안전율은 구조물의 저항과 구조물에 작용하는 하중의 비로 정의된다. 허용응력설계법은 구조물의 저항능력을 결정하고 이를 작용하중과 비교하는 데 있어 주로 경험과 판단에 근거한 획일적인 안전율을 적용하고 있다. 이는 사용의 편리성이 있으나 작용하중과 구조물의 저항능력을 산정할 때 각각의 불확실성과 변동성을 고려하지 못하므로 하중조건 및 저항조건이 변함에 따라 설계된 구조물의 안전도(safety level)가 변하고 위험성이 가중될 수 있다는 단점이 있다.

반면, 한계상태설계법은 작용하중과 구조물의 저항능력에 포함된 불확실성의 정도를 정량적으로 평가하여 설계에 반영하므로 각기 다른 하중조건과 구조물의 한계상태에 대해서 적합한 안전수준을 유지할 수 있는 장점이 있다. 이를 통해 구조물, 중요도, 요구되는 안전도에 따른 경제적이고 합리적인 설계가 가능하다. 일반적으로 기초구조물의 한계상태는 극한한계상태(ultimate limit state: ULS)와 사용한계상태(serviceability limit state: SLS)로 대별할 수 있으며 이것은 구조물의 파괴와 불안정성 그리고 기초의 침하와 구조물의 변형과 같은 공용 상태에서 구조물의 거동과 관련이 있다.

(1) 극한한계상태(ultimate limit state: ULS)

극한한계상태는 구조요소나 구조물전체의 붕괴와 관련되는 한계상태로서 인명의 손실이나 심각한 재정적 손실 등의 사회와 경제적 파장이 매우 크므로 낮은 발생확률을 갖도록 해야 한다. 지반공학 분야에서 극한한계상태는 다음과 같다.

① 기초지반의 전단파괴에 의한 지지력파괴

② 지지층의 깊은 활동파괴

③ 경사하중이나 수평력에 대해 기초깊이가 부족하여 발생하는 기초의 활동파괴

④ 과도한 편심하중에 의하여 발생하는 기초의 전도

⑤ 기초지반의 액상화

(2) 사용한계상태(serviceability limit state: SLS)

사용한계상태는 공용수명동안 구조물의 용도상의 기능이 저하되어 발생되는 것으로, 인명손실의 위험이 적기 때문에 강도한계상태보다 상대적으로 높은 발생확률을 허용한다. 지반공학 분야에서 사용한계상태는 다음과 같다.

① 과도한 침하나 융기

② 구조물 부재의 손상

그림 3.1.1은 한계상태설계법의 기본 개념을 나타내고 있다. 앞에서 언급한 것처럼 사용목적과 중요도에 따라 한계상태를 결정할 수 있으며, 지반공학에서의 안전영역(safety margin)은 주로 불확실성과 지반 물성치 모델에서의 근사성, 적용 외부하중의 변화성 등에 의존한다. 그러므로 불확실성들을 정량화할 수 있다면, 신뢰성이론을 사용하여 합리적이며 경제적인 기초설계가 가능하다.

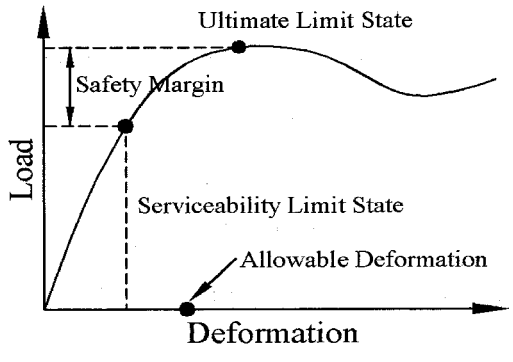


그림 3.1.1 한계상태설계의 개념

한계상태설계법은 북미지역에서 사용되는 하중저항계수설계법과 유럽에서 사용되는 유로코드로 나뉜다. 하중저항계수설계법은 설계모델에 의해 계산된 저항(강도)에 재료나 설계모델의 불확실성을 반영하기 위해서 저항계수를 곱해준다. 이와는 달리 유로코드에서는 설계 저항(강도)을 이루는 다양한 지반 정수들에 부분안전계수를 적용하여 전체저항의 불확실성을 반영한다. 이는 부분안전계수들이 점착력, 내부마찰각과 같은 지반 물성치에 직접 적용된다는 것을 의미한다. 따라서, 유로코드에서는 지반 재료에 대한 합리적인 부분안전계수들을 선택하는 것이 주요 과제이다.

나. 하중저항계수설계법(LRFD)

하중저항계수설계법은 경험과 판단에 근거한 획일적인 안전율을 적용한 기존의 결정론적 설계법과 달리, 대상 구조물에 대해 정의된 각각의 한계상태에 대하여, 하중과 저항(강도) 관련 모든 불확실성을 확률·통계적으로 처리하는 신뢰성 이론에 기초하여 하중계수와 저항계수를 보정(calibration)함으로써 대상 구조물이 일관성 있는 적정수준의 안전율 즉, 최적의 목표신뢰성(target reliability)을 갖도록 하는 보다 합리적인 설계법이다. 하중저항계수설계법의 기본 설계조건은 식 (3.1.2)와 같다.

$$\phi R \geq \sum \gamma_i Q_i \tag{3.1.2}$$

여기서, ϕ=저항계수(resistance factor), R=공칭저항(nominal resistance), γ_i=하중계수(load factor), 그리고 Q_i는 공칭하중(nominal load)이다. 식 (3.1.2)가 의미하는 바는 공칭하중에 하중계수를 곱한 설계하중이 공칭저항에 저항계수를 곱한 설계강도(설계저항능력)를 초과하지 않아야 한다는 것으로 이러한 조건은 가능한 하중조합 및 한계상태에 대해 모두 만족해야 한다. 일반적으로 하중계수는 1.0보다 크고 저항계수는 1.0보다 작다.

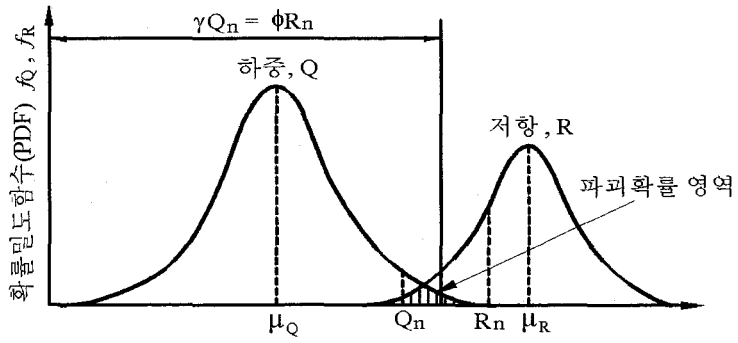


그림 3.1.2 하중 Q와 저항 R의 확률밀도함수

그림 3.1.2는 하중 Q와 저항 R의 확률밀도함수(probability density function, PDF)를 보여주고 있으며, 파괴는 하중이 저항보다 큰 경우를 의미하므로 파괴확률 $p_f = p(R < Q)$은 두 확률밀도함수가 겹치는 영역을 나타낸다. μ_Q, μ_R은 각각 하중과 저항의 평균, Q_n, R_n은 각각 하중과 저항의 공칭 값(nominal value)이다.

다. 지반공학에서의 LRFD 설계법 적용

(1) 불확실성을 고려한 기초설계

초기 지반공학에서의 한계상태설계는 덴마크 지반공학 협회에 의해 검토되었으며(Hansen, 1953; 1966), 최근 십수 년간 지반공학에서의 LRFD의 적용에 관한 연구가 활발히 진행되었다. 지반 공학적 실무에서 불확실성은 지반 고유의 본질적 변동성, 현장 특성, 지반조사, 다양한 기법의 모델링 그리고 시공 관리 등에서 주로 발생한다. 특히 현장에서 직접조사 혹은 시료채취 및 실내실험을 통하여 결정되는 수많은 지반설계 정수는 다음과 같이 근본적으로 많은 불확실성을 내포하고 있다(한국지반공학회, 2002).

(가) 데이터 분산

- 현장조사 및 시험에서 측정된 데이터는 분산(scatter)을 보인다.
- 이러한 분산은 실제 공간적 변동성(real spatial variation)과 측정방법에 의한 임의적인 오차(random error)를 반영한다.
- 현장 전체의 변화성을 나타낸다.

① 실제 공간적 변동성

· 각 위치별로 토질특성의 실제적인 차이를 보인다.

· 충분한 자료가 주어지면 변이성을 감소시킬 수 있다.

· 토질특성의 평균값을 사용하거나 통계학적 매개변수를 사용한다.

② 임의 측정 오차

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

· 측정의 부정확성에 기인

· 평가방법: 동일한 시편에 대한 반복시험

(나) 예측치와 실측치의 오차

① 평균의 통계 오차(statistical error in the mean)

· 한정된 데이터의 수에 기인한다.

· 위치에 따라 평균과 표준편차 및 기타 매개변수들이 다르게 나타난다.

· 통계적인 오차는 추정된 매개변수에 대한 편차(variance)로 나타난다.

· 동일한 위치에서 측정된 데이터 수가 많을수록 통계적인 오차는 줄어든다.

② 측정 과정 중의 편이(bias)

이러한 다양한 불확실성은 기존의 결정론적 설계법인 허용응력설계법에서는 체계적으로 반영하지 못하고 단지 전체 안전율이라는 개념으로 보수적으로 결정하여 설계해왔다. 하지만 한계상태설계법에서는 수십 년 동안의 지반조사 자료의 축적과 다양한 확률·통계 분석기술의 발전에 따라 많은 학자들이 토질의 불확실성을 이루는 시료채취 문제, 지반조사 장비의 개선 및 정량화에 대한 연구노력 등으로 토질의 불확실성을 일부 정량화하는데 상당한 성과를 이루어냈다. 이러한 연구결과를 토대로 하중저항계수설계법과 유로코드에서는 토질이 갖는 불확실성을 기초설계에 반영하는 설계기준의 제정에 이른 것이다.

(2) 말뚝 기초설계에 대한 LRFD 설계법

LRFD 설계법에 기반을 둔 말뚝 기초의 설계과정에서, 공칭 지반강도의 결정은 추정식에 의한 지지력, 정적해석, 동적해석, 파동방정식 해석, 동적계측 그리고 정

적재하시험 등의 다양한 방법을 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. 대표적으로 항타말뚝(driven pile)에 대해서 AASHTO LRFD 교량설계기준은 저항계수(ϕ)를 곱한 극한지지력, R_r은 하중계수(γ_i)와 보정값(η_i)을 곱한 하중의 합(Q_i)보다 같거나 커야한다고 제안하였다. 즉, 강도(저항)의 제한 조건은 식 (3.1.3)과 같다.

$$R_r = \phi R_n \geq \sum \eta_i \gamma_i Q_i \tag{3.1.3}$$

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I > 0.95 \tag{3.1.4}$$

여기서, η_i는 연성(η_D), 여용성(η_R) 그리고 기능상 중요도(η_I)를 고려하기 위한 보정값이다. AASHTO LRFD 교량설계기준의 말뚝지지력 공식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} R &= \phi_t R_{ult} = \phi_b R_b + \phi_s R_s \\ &= \phi_b (r_b A_b) + \phi_s (r_s A_s) \end{aligned} \tag{3.1.5}$$

여기서, ϕ_t=선단저항과 주면저항을 구별하지 않는 방법에서 지지력에 대한 저항계수, R_{ult}=말뚝의 지지력(저항력), R_b=말뚝의 선단지지력, R_s=말뚝의 주면저항력, r_b=말뚝의 단위 선단지지력, r_s=말뚝의 단위 주면저항력, A_b=말뚝의 선단면적, A_s=말뚝의 주면 면적 그리고, ϕ_b와 ϕ_s는 각각 선단과 주면저항에 대한 저항계수이다. 위의 식 (3.1.5)에 사용되는 저항계수는 다양한 공칭강도 결정방법과 지반종류를 고려하여 제안되었다. 캐나다의 온타리오 주 고속도로 교량설계기준(MOT, 1992)은 강도에 대한 한계상태를 정의하고 축하중을 받는 말뚝기초에 대한 저항계수를 제시하였으며 저항계수는 미국의 AASHTO LRFD 교량설계기준과 비교할 때 다소 작은 값이다. 또한 캐나다 교량설계기준(Canadian Bridge Design)에서는 지반 한계상태를 세 가지로 분류해서 취급하고 있다. 일반 재하시험에 대해서 저항계수 0.5를 제안하고 있으며 규모가 크고 중요한 재하시험에 대해서는 0.6을 적용하도록 추

천하고 있다. 만약 동재하시험이 사용된다면 일반해석에 대해서는 저항계수를 0.4로, 현장지반조사에서 얻은 지반상수에 근거한 해석에는 0.5를 적용하고 있다.

이처럼 각 국가마다 기초의 지지력 산정방법에 따라 서로 다른 저항계수를 제시하고 있는데 이는 각 방법에 따라 내재된 불확실성의 정도가 다르기 때문이다. 또한 미국과 캐나다의 방법에서는 기본적으로 지지력의 계산과 관련한 모든 불확실성 요소들을 하나의 요소로 결합하여 지지력 전체에 대해서 하나의 저항계수를 적용하는 반면, 유럽의 방법에서는 지반의 강도정수(점착력, 내부마찰각 등)에 대한 불확실성을 개별적으로 고려하여 전체 지지력이 아닌 각 강도정수에 저항계수를 적용한다.

라. 통계특성치 평가 및 신뢰성평가 이론

(1) 통계특성치의 평가방법

확률론적 신뢰성평가에서 한계상태함수에 포함된 설계변수의 통계특성치를 결정하고 이를 설계에 반영하는 것은 매우 중요하다. 특히 지반공학 분야에서는 설계방법, 현장특성, 지반거동 등에 의해 복잡하고 다양한 물성치를 얻게 된다. 이처럼 같은 위치에서 측정된 데이터라고 할지라도 다양한 불확실성 요소 등에 의해 하나의 확정된 값을 나타내지 않고 일정한 변동성을 가지는 데이터의 집합으로 나타나게 된다. 일반적으로 데이터 집합의 평균(mean, $\overline{X}$)과 표준편차(standard deviation, σ_x)는 각각 식 (3.1.6)과 (3.1.7)로부터 얻을 수 있다.

$$\overline{X}=\mu_X=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}X_i \tag{3.1.6}$$

$$\sigma_x=\left[\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}\left(X_i-\overline{X}\right)^2\right]^{\frac{1}{2}}=\left[\frac{1}{n-1}\sum_{i=1}^{n}X_i^2-\frac{n}{n-1}\overline{X^2}\right]^{\frac{1}{2}} \tag{3.1.7}$$

그리고 데이터 분산의 정도를 나타내는 무차원값인 변동계수(coefficient of variation, COV)는 식 (3.1.8)과 같이 표현된다.

$$COV_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} \tag{3.1.8}$$

앞에서 설명한 것처럼 데이터는 일정한 변동성을 가진 집합으로 표현되며 이 집합은 확률분포(probability distribution)로 표현할 수 있다. 그러나 축적된 자료의 부족 등으로 인해 실제로 확률분포의 종류가 알려진 확률변수는 아직까지 그리 많지 않은 실정이다. 따라서 확률변수의 물리적·역학적 특성을 고려하여 적절한 분포로 가정하거나 때로는 수학적인 취급의 편리성과 대표성에 근거하여 정규분포(normal distribution)로 가정하는 경우가 많다(양영순 등, 1999). 일반적으로 수집된 데이터를 이용하여 그 통계적 분포특성을 가장 잘 반영할 수 있는 확률분포를 결정하는 방법은 다음과 같다.

① Least squares analysis(smallest σ on a probability plot)

② Wirsching-Carlson method(W and S statistic)

③ Kolmogorov-Smirnov statistic

④ χ^2-statistic

먼저, 확률지(probability paper; Ang et al., 1974)를 이용하는 최소자승법(least squares analysis)은 각 확률분포마다 적절한 축척으로 작성된 그래프에 수집된 데이터로부터 얻은 실험적(empirical) 누적확률분포(cumulative density function: CDF)의 값을 정해진 축적을 적용하여 기록한 후 선형성을 비교하여 가장 적절한 확률분포의 종류를 결정하는 방법이다. Wirsching-Carlson 방법(Wirsching et al., 1977) 중 S-statistic은 그림 3.1.3과 같이 각 점에서 실험적 누적확률분포와 가설적(hypothesized) 누적확률분포사이의 편차합(S_j)을 식 (3.1.9)로 구한 후, 편차합이 가장 작은 확률분포를 결정하는 방법이다.

$$S_j = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\Delta_{ij} \tag{3.1.9}$$

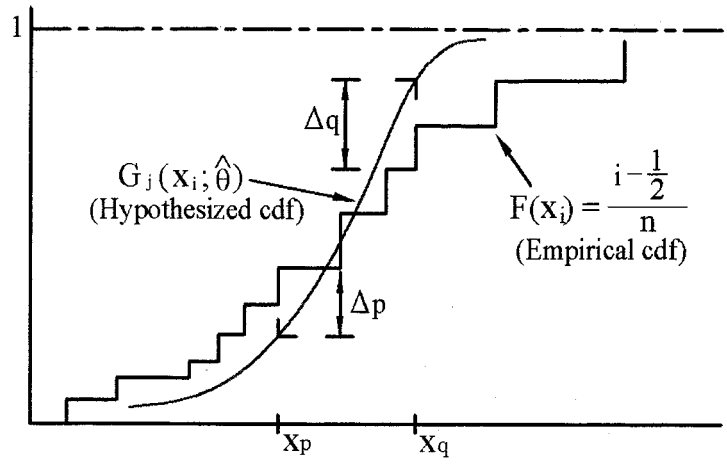


그림 3.1.3 S-statistic 모식도

W-statistic은 개념적으로 S-statistic과 거의 유사하며 단지 실험적(empirical) 누적확률분포와 가설적(hypothesized) 누적확률분포 사이에서 편차의 제곱을 합하여(W_j) 그 값이 최소가 되는 확률분포를 찾는 방법이다(식 (3.1.10), 그림 3.1.4).

Kolmogorov-Smirnov statistic과 χ^2-statistic은 일반적인 확률·통계 문헌을 참고할 수 있으므로 자세한 설명은 여기서 생략한다.

$$W_j = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\Delta_{ij}^2 \tag{3.1.10}$$

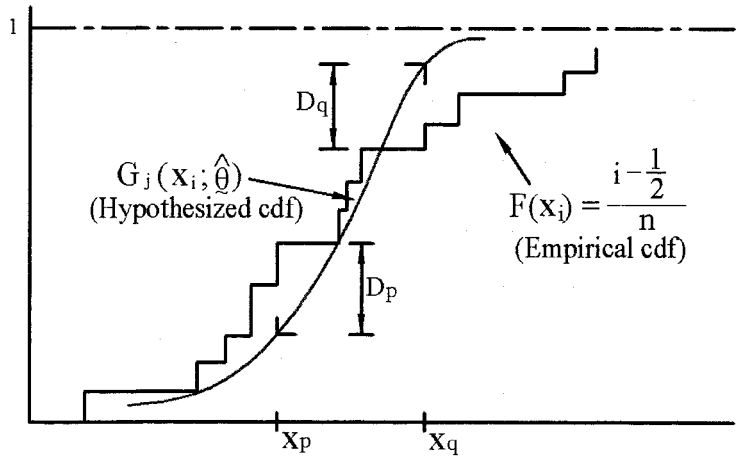


그림 3.1.4 W-statistic 모식도

본 연구에서는 Wirsching-Carlson 방법에 기초하여 임의 자료에 대한 가장 적합한 확률분포형태를 간편하게 결정할 수 있는 포트란 프로그램을 개발하였다. 이렇게 개발된 프로그램의 검증을 위해서, 심층혼합처리 지반에서 샘플링된 개량체의 현장 일축압축강도를 정한 표 3.1.1의 데이터를 대상으로 확률분포를 추정하고 그 결과를 확률지의 결과와 비교하였다.

표 3.1.1 현장 압축강도 데이터

Compressive Strength (data=145) (단위 : kgf/cm^2)									
9.957	11.750	12.563	13.677	13.687	15.613	15.873	15.970	16.100	16.870
17.737	17.905	18.647	18.907	19.167	19.373	20.187	20.300	20.360	20.587
21.817	21.895	22.105	22.150	22.690	22.750	23.653	23.713	23.845	23.980
24.043	24.077	24.370	24.417	24.477	24.690	24.695	25.303	25.433	25.653
25.810	25.817	25.933	26.263	26.273	26.883	27.137	27.537	27.997	28.233
28.237	28.770	28.940	29.023	29.047	29.193	29.233	29.470	29.640	29.733
29.810	30.010	30.130	30.380	30.455	30.477	30.637	30.700	30.717	30.787
30.947	30.973	31.067	31.273	31.777	31.800	31.893	31.950	31.953	31.970
32.490	32.560	32.823	32.823	32.827	33.510	33.740	33.867	33.997	34.113
34.380	34.753	35.035	35.097	35.177	35.463	35.620	35.630	35.723	35.960
36.063	36.253	36.343	36.397	36.500	36.773	36.893	37.093	37.263	37.687
38.893	39.260	39.693	39.747	39.767	40.153	40.570	40.607	40.960	41.273
41.437	41.710	41.783	43.753	43.800	44.387	44.803	45.453	45.477	46.500
46.550	47.477	48.767	48.880	49.590	50.077	51.003	51.147	51.280	51.467
57.437	58.323	61.043	63.645	65.313					

개발한 포트란 프로그램을 통하여 현장 일축압축강도의 확률분포를 평가한 해석결과를 표 3.1.2에 나타내었다. 해석결과를 보면, S-statistic 과 W-statistic 모두 EVD(extreme value distribution)가 편차의 합과 편차 제곱의 합이 가장 작게 평가되어 가장 적합한 확률분포인 것으로 판정되었다.

표 3.1.2 확률분포 평가 결과

S-statistic		W-statistic	
분포 형태	편차합	분포 형태	편차 제곱합
EVD	3.84850	EVD	0.02877
lognormal	3.95762	lognormal	0.03041
normal	3.98075	normal	0.03064
Weibull	4.50373	Weibull	0.03347

Wirsching-Carlson 방법에 대한 비교 검증을 위해, 확률지 그래프를 통하여 대표적인 확률분포인 정규분포(Normal distribution), 대수정규분포(Lognormal distribution), 극한치분포(extreme value distribution), 와이블분포(Weibull distribution)에 대한 적합도를 평가하여 그림 3.1.5~3.1.8에 나타내었다. 해석결과를 나타내는 그림 3.1.5~3.1.8을 보면, 극한치분포(EVD)의 결정계수(R^2=0.9841)가 가장 높게 산정되어 Wirsching-Carlson 방법과 동일한 결과가 산출되었다. 따라서 본 연구에서 Wirsching-Carlson 방법에 기초하여 개발한 데이터의 통계특성치인 확률분포를 결정하는 프로그램의 적용성과 정확성을 입증하였다.

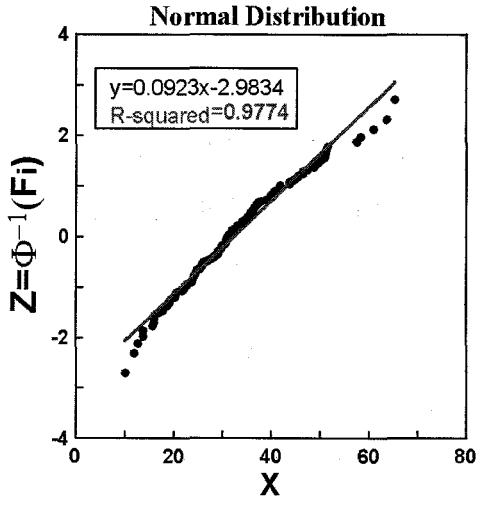


그림 3.1.5 정규분포에 대한 적합도

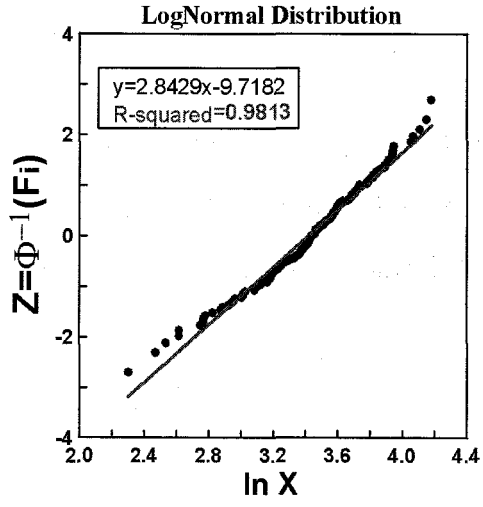


그림 3.1.6 대수정규분포에 대한 적합도

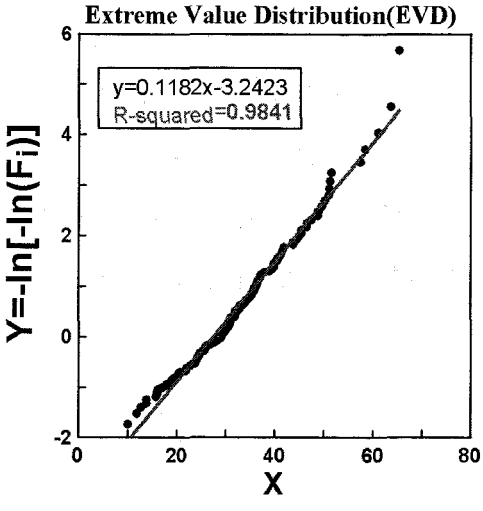


그림 3.1.7 EVD 분포에 대한 적합도

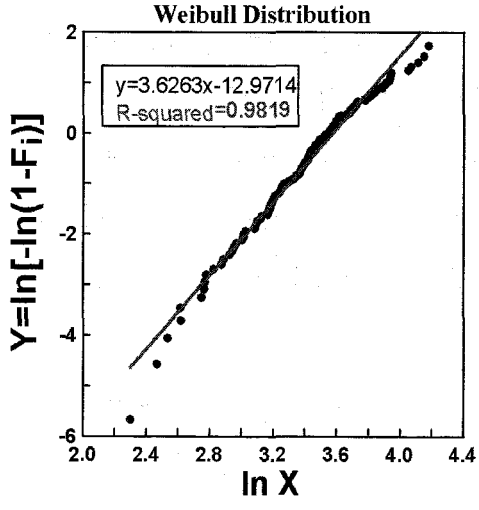


그림 3.1.8 Weibull 분포에 대한 적합도

(2) 신뢰성평가 이론

(가) 신뢰성의 기본정의

일반적으로 한계상태란 구조물이나 구성요소가 설계된 목적을 더 이상 충족시키지 못하는 상태 즉, 파괴로서 규정되는 기준 상태를 뜻한다. $X=(X_1, X_2, \cdots, X_n)$를 랜덤변수인 설계변수의 벡터라 정의한다면, 파괴를 나타내는 기본 설계변수들의 한계상태함수(limit state function) 또는 파괴함수(failure function), $g(X)$는 식 (3.1.11)과 같이 표현된다.

$$g(X) \leq 0 \tag{3.1.11}$$

한계상태 또는 파괴표면(failure surface)은 설계변수의 공간에서 안전과 파괴의 경계(즉, $g(X)=0$)를 정의하며, 파괴확률은 식 (3.1.12)과 같이 다차원 적분식으로 정의된다(Haldar and Mahadevan, 2000).

$$\begin{aligned} p_f &= p_{g(X) \leq 0} \\ &= \int \cdots \int_{g() < 0} f_X(x_1, x_2, \cdots, x_n) dx_1 dx_2, \cdots, dx_n \end{aligned} \tag{3.1.12}$$

여기서, $f_X(x_1, x_2, \cdots, x_n)$는 기본 랜덤변수들 $X_1, X_2, \cdots, X_n$의 결합확률밀도함수(joint probability density function)이며, 파괴영역(즉, $g(X)=0$)에 대하여 적분을 수행한다. 개념적 이해를 돕고 계산의 간편성을 위하여 두 개의 랜덤 설계변수 저항 R과 하중 Q를 가지는 간단한 구조 문제를 고려해보자. 구조물의 설계 저항강도를 규정하는 설계변수 R과 작용하중과 관련된 설계변수 Q를 고려할 때 파괴의 조건 및 한계상태함수는 각각 식 (3.1.13), 식(3.1.14)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\text{Strength} \ (\ R \ ) \leq \text{Stress} \ (\ Q \ ) \tag{3.1.13}$$

$$g(X) = R - Q \tag{3.1.14}$$

파괴확률은 다음 식 (3.1.15)과 같다.

$$P_f = P_{g(x) \le 0} = P(R \le Q) = P(R - Q \le 0) \tag{3.1.15}$$

위의 파괴확률은 한계상태의 초과확률과 동일하므로 파괴확률 P_f를 또한 한계상태확률이라고도 한다. 파괴확률을 나타내는 식 (3.1.15)는 개념적으로 다음 식 (3.1.16)과 같이 표시할 수 있다.

$$P_f = P(R - Q \le 0) = \int \int_D f_{RQ}(r,q)drdq \tag{3.1.16}$$

여기서, D는 파괴영역, f_{RQ}는 R과 Q의 결합확률밀도함수(joint probability density function)이다. 만약, 저항 R과 하중 Q가 통계적 독립관계에 있다면, 즉 $f_{RQ}(r,q) = f_R(r)f_Q(q)$일 때, 식 (3.1.16)은 보다 간단한 아래 식 (3.1.17)과 같이 표현된다(Haldar and Mahadevan, 2000).

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} f_Q(q)\left(\int_{-\infty}^{Q} f_R(r)dr\right)dq = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(q)f_Q(q)dq \tag{3.1.17}$$

$$F_R(q) = \int_{-\infty}^{Q} f_R(r)dr \tag{3.1.18}$$

식 (3.1.18)은 랜덤변수인 저항 R의 누적분포함수(CDF, cumulative distribution function)이다.

일반적으로 대부분의 실제적인 공학문제의 경우, 저항 R의 누적분포함수와 하중 Q의 확률밀도함수가 양함수(explicit form)형태로 표현되지 않기 때문에, 식 (3.1.16) 또는 식 (3.1.17)의 직접적분을 통한 파괴확률의 계산은 거의 불가능하다. 하지만, 아래와 같은 몇몇 특정한 경우에 있어, 즉 한계상태함수와 모든 랜덤변수의 확률밀도함수가 양함수의 형태로 표현 가능한 경우, 적분을 수행하지 않고 식 (3.1.17)의 계산이 가능하다.

구조물의 저항 R과 하중 Q가 각각 평균 μ_R과 μ_Q, 분산 σ_R^2과 σ_Q^2을 가지는 정규분포의 랜덤변수라고 한다면, 안전성을 표현하는 또 다른 랜덤변수인 안전여유, $Z=R-Q$ 또한 정규분포를 가지는 변수로서 평균, $\mu_Z=\mu_R-\mu_Q$와 분산, $\sigma_Z^2=\sigma_R^2+\sigma_Q^2$을 갖는다. 따라서 식 (3.1.16)의 파괴확률은 식 (3.1.19)와 같이 표현된다.

$$P_f = P(R-Q \le 0) = P(Z \le 0)$$
$$= \Phi\left(\frac{0-\mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \Phi\left[\frac{-(\mu_R-\mu_Q)}{\sqrt{\sigma_R^2+\sigma_Q^2}}\right] = \Phi(-\beta) \qquad (3.1.19)$$

여기서, $\Phi(\cdot)$은 표준정규분포($\mu=0$, $\sigma=1$)의 누적분포함수를 나타내며, β는 신뢰도지수(reliability index) 또는 안전도지수(safety index)라고 표현되며 파괴확률과 역의 관계를 가진다. 즉, 큰 값의 β는 낮은 파괴확률과 높은 신뢰성을 의미한다. 따라서 신뢰성지수 β는 아래 식 (3.1.20)로 정의된다.

$$\beta = \Phi^{-1}(1-P_f) = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R-\mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2+\sigma_Q^2}} \qquad (3.1.20)$$

신뢰도지수 β는 확률론에 기초한 설계 및 신뢰성공학 분야에 있어서 일반적으로 파괴확률 P_f를 대신하여 확률적 안전성을 표현하기 위하여 쓰이는 개념으로서, 그림 3.1.9에 그 개념적인 의미를 도해적으로 표현하였다.

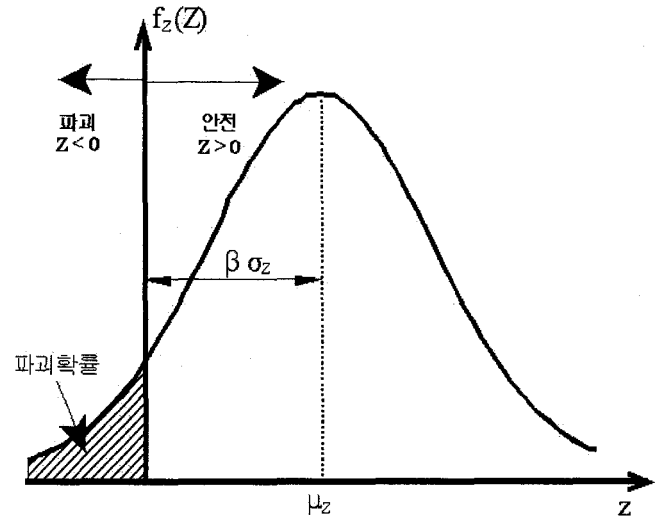


그림 3.1.9 신뢰도지수의 개념적 의미

결론적으로 신뢰성 해석의 최종적인 목적은 식 (3.1.12)의 다차원 적분을 수행하는 것이다. 하지만, 식 (3.1.19)와 (3.1.20)에서 설명한 특수한 경우와는 달리 일반적인 실제 구조신뢰성 해석문제에 있어서는 저항 R과 하중 Q가 몇 개 이상의 설계변수들의 복잡한 함수로 구성되거나, 또는 한계상태함수가 양함수의 형태가 아닌 유한차분법(FDM, finite difference method) 등의 알고리즘 형태를 가지는 음함수로 표현되는 경우가 대부분일 것이다. 따라서 이러한 실질적 경우에 대하여 한계상태함수가 각각 양함수 및 음함수로 표현될 때 이용 가능한 신뢰성 해석기법을 다음에서 간단히 설명한다.

(나) 한계상태함수

구조물이나 구조요소가 설계된 목적을 더 이상 충족시키지 못하는 상태가 되면 "한계상태"에 도달했다고 정의한다. 따라서 구조물의 안전도 또는 위험도는 일반적으로 한계상태함수의 형태로 표현되는 미리 결정된 성능기준에 대하여 평가해야 한다. 이러한 한계상태함수는 모든 하중의 영향과 저항력 관련된 매개변수들 상호간의 함수적 관계를 의미하며, 명시적인 형태로 표현되거나 또는 유한요소법과 같은 알고리즘의 형태를 가지는 것처럼 암시적으로 표현된다.

(3) 한계상태함수에 따른 신뢰성 해석 기법

(가) 양함수의 한계상태함수에 대한 신뢰성 해석

과거 대부분의 위험도 및 신뢰성에 관한 연구는 한계상태함수가 모든 랜덤변수의 양함수형태로 표현되는 경우로 제한적이었다. 이렇게 양함수 형태의 한계상태함수를 가지는 경우에 있어 신뢰성 해석은 신뢰도지수(혹은 안전지수)에 기초한 방법인 Level II 방법과 파괴확률을 직접적으로 구하는 Level III 방법으로 크게 구별된다.

① Level II 방법 (신뢰도지수에 기초한 방법)

실제적으로 우리가 이용 가능한 정보와 자료는 단지 랜덤변수의 1계와 2계 모멘트(평균과 분산 및 공분산)만을 계산할 수 있을 정도로 제한적인 경우가 보편적이다. 따라서 1계와 2계 모멘트의 함수로써 신뢰성을 분석하는 2계 모멘트 정식화 기법(second-moment formulation)이 초기에 제안되었다(Cornell, 1969; Ang and Cornell, 1974). 이러한 2계 모멘트 방법을 이용하여 구조물의 내재적 신뢰성을 평가할 수 있는 몇 가지 신뢰도지수(β)에 기초하는 방법들이 개발되었다. 즉, MVFOSM (Mean Value First Order Second Moment method), Generalized Safety Index (Hasofer and Lind, 1974), AFOSM (Advanced First Order Second Moment Method; Rackwitz and Fiessler, 1978; Chen and Lind, 1982) 등의 일차신뢰도법(First Order Reliability Method, FORM)과 이차신뢰도법(Second Order Reliability Method, SORM; Fiessler et al., 1979) 등이 그것이다.

(ㄱ) 평균일계이차모멘트법(mean value first order second moment method, MVFOSM)

평균일계이차모멘트법은 일차신뢰도법 중 확률변수가 정규분포라는 가정을 전제로, 평균과 표준편차만으로 파괴확률의 간접적인 지표인 신뢰도지수를 구하는 방법이다. 이 방법에서 한계상태함수를 Taylor 급수 전개를 통하여 표현하고, 단지 선형항만을 고려하면 한계상태함수 $g(X)$의 선형 근사화된 평균(μ_g)과 표준편차(σ_g)는 아래 식 (3.1.21)과 (3.1.22)로 표현된다.

$$\mu_g \approx g(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \cdots, \mu_{X_n}) \tag{3.1.21}$$

$$\sigma_g \approx \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\sum_{j=1}^{n}\left(\frac{\partial^2 g}{\partial X_i \partial X_j}\right)_{\mu_X} COV(X_i, X_j)} \tag{3.1.22}$$

여기서, 랜덤변수들이 통계적으로 독립이면(statistical independence) 표준편차는 식 (3.1.23)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_g \approx \sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\partial g}{\partial X_i}\right)_{\mu_X}^2 Var(X_i)} \tag{3.1.23}$$

따라서, 신뢰도지수 β와 파괴확률 P_f는 각각 식 (3.1.24)와 (3.1.25)로 정의된다.

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} \tag{3.1.24}$$

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \tag{3.1.25}$$

그러나 평균일계이차모멘트법으로 구해진 신뢰도지수, β의 일반적인 적용은 공식화의 불변성(formulation invariance)의 부족으로 인하여 실질적이지 못하다 (Ditlevsen, 1973; Veneziano, 1974). 즉, 이 방법의 명백한 약점은 "역학적으로 동등한" 같은 성능함수의 다른 표현 정식화에 대한 불변성을 충족시키지 못한다는 점이다.

(ㄴ) Hasofer-Lind의 "일반화된 안전지수" 방법

Hasofer와 Lind(1974)는 평균일계이차모멘트법이 가지고 있는 문제점을 해결하기 위하여, 한계상태함수의 역학적 정식화 형태에 관계없이 일정한 신뢰성지수를 얻을 수 있는 방법을 제안하였다. 이 방법에서 신뢰성지수는 정규분포 공간에서 평균으로부터 파괴면까지의 최단거리로 정의되는데, 여기서 모든 랜덤변수는 정규분포이며 상관성이 없는 경우로 가정한다.

이 방법에 대한 알고리즘은 다음과 같다.

a. 랜덤변수를 아래 식의 무상관 표준화 정규변량으로 정의한다.

$$X_i' = \frac{X_i - \mu_i}{\sigma_i} \tag{3.1.26}$$

여기서, μ_i와 σ_i는 i번째 랜덤변수의 평균과 표준편차이다. 따라서 X_i'는 평균값이 영(零)이고 단위표준편차(표준편차=1)를 가지는 랜덤변수이다.

b. 원래 한계상태, $g(X)=0$를 표준정규변량의 한계상태로 변환한다.

$$g(X') = g(X_1', X_2', \cdots, X_n') \tag{3.1.27}$$

c. 일반화된 안전지수(generalized safety index) β인 원점에서부터 $g(X')$까지의 최소거리를 구한다. X'의 원점으로부터 파괴면 $g(X')=0$까지 거리는 아래와 같이 구한다.

$$d = \beta = \sqrt{X_1'^2, X_2'^2, \cdots, X_n'^2} = (X'^t X')^{\frac{1}{2}} \tag{3.1.28}$$

원점으로부터 최단거리인 파괴면 위의 점$(X_1'^t, X_2'^t, \cdots, X_n'^t)$은 구속조건 $g(X')=0$을 만족하며 식 (3.1.28)의 함수 d를 최소화하여 구할 수 있다. 이점은 일반적으로 설계점(design point) 또는 검증점(checking point)이라 한다. Lagrange 승수(Shinozuka, 1983) 기법을 이용하여 최소거리는 다음과 같이 반복법을 적용하여 구할 수 있다.

$$\beta = \frac{\sum_{i=1}^{n} X_i'^* \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)_{X^*}}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n} \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)_{X^*}^2}} \tag{3.1.29}$$

여기서, 도함수 $\left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)_{X^*}$는 설계점 $(X_1'^t, X_2'^t, \cdots, X_n'^t)$에서 계산된다.

표준정규화된 좌표계에서 갱신되는 설계점은 다음 식 (3.1.30)과 같다.

$$X_i'^{*} = -\alpha_i^{*}\beta \quad , i = 1, 2, \cdots, n \tag{3.1.30}$$

$$\alpha_i^{*} = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)_{X^{*}}}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\partial g}{\partial X_i'}\right)_{X^{*}}^{2}}} \tag{3.1.31}$$

여기서, α_i^{*}는 X_i'축을 따르는 방향 여현(direction cosines)이며, 원래 좌표계에서 설계점은 식 (3.1.32)와 같다.

$$X_i^{*} = \mu_{X_i} - \alpha_i^{*}\sigma_{X_i}\beta \tag{3.1.32}$$

Hasofer-Lind 신뢰도지수는 모든 확률변수들이 정규분포일 때 정확한 파괴확률 값을 나타내지만, 일반적인 구조문제에서처럼 변수들이 정규분포를 따르지 않을 경우 신뢰도지수와 파괴확률사이의 관계를 신뢰하기가 곤란하다는 단점이 있다.

(ㄷ) 개선된 일계이차모멘트법 (advanced first order second moment method: AFOSM)

Rosenblatt(1952)는 비정규분포의 기본 랜덤변수 X_i를 표준정규분포의 변수 X_i'로 변환하는 아래의 방법을 제안하였다.

$$X_i' = \Phi^{-1}\left[F_i\left(X_i\right)\right] \tag{3.1.33}$$

여기서, F_i는 변수 X_i의 비정규 누적분포함수(CDF)이며, Φ는 표준정규분포 변수의 누적분포함수이다. 그리고 위 식의 역(逆)변환도 아래와 같이 표현 가능하다.

$$X_i = F_i^{-1}\left[\Phi\left(X_i'\right)\right] \tag{3.1.34}$$

변수들이 정규분포를 따르지 않을 경우 Hasofer-Lind의 방법이 가지고 있는 단점을 극복하기 위하여, Rackwitz와 Fiessler(1978)는 위에 보인 변환기법을 이용하고 비정규변수들을 설계점에서 등가의 정규변수로 변환시키는 방법을 이용하여 Hasofer-Lind의 신뢰성 개념을 랜덤변수들의 분포정보를 포함하도록 확장하였다. 즉, 이 방법은 설계점에 대해 비정규 랜덤변수의 누적분포함수(CDF)와 확률밀도함수(PDF)를 각각 등가의 정규분포변수와 등치시켜 등가표준편차($\sigma_{X_i}^N$)와 등가평균($\mu_{X_i}^N$)을 식 (3.1.35)와 (3.1.36)으로 표현한다.

$$\sigma_{X_i}^N = \frac{\phi\left\{\Phi^{-1}\left[F_i\left(X_i^*\right)\right]\right\}}{f_i\left(X_i^*\right)} \tag{3.1.35}$$

$$\mu_{X_i}^N = X_i^* - \Phi^{-1}\left[F_i\left(X_i^*\right)\right]\sigma_{X_i}^N \tag{3.1.36}$$

여기서, f_i는 비정규분포 랜덤변수 X_i의 확률밀도함수(PDF)이며, ϕ는 표준정규분포 변수의 확률밀도함수이다. 그러므로 R-F 방법을 대표하는 위의 두 식을 사용하여 등가표준편차($\sigma_{X_i}^N$)와 등가평균($\mu_{X_i}^N$)이 결정되면 비정규 랜덤변수를 가지는 일반적인 경우에 대해서도 랜덤변수가 정규분포인 경우에 적용할 수 있는 Hasofer-Lind의 방법을 사용하여 신뢰도지수를 계산할 수 있다.

일반적 공학문제에서 일차신뢰도법의 사용에 대한 정확성과 효율성의 우수성이 입증되었으며 가장 많이 사용되는 방법이다. 하지만 한계상태함수의 비선형이 심할수록 $P_f = \Phi(-\beta)$을 이용하여 계산한 파괴확률에 오차가 커지는 단점을 가지고 있다.

(ㄹ) 이차신뢰도법(second order reliability method: SORM)

한계상태의 변환이나 한계상태 자체가 매우 높은 비선형성을 포함하고 있다면 일차신뢰도법을 이용한 파괴확률의 계산상 오차가 클 수도 있다. 이러한 문제점을 보완하기 위하여 2차 함수를 이용하여 한계상태를 근사화하는 기법인 이차신뢰도법이 개발되었다. 이를 위하여 다음 두 가지 방법의 근사화가 이용된다.

a. 설계점에서 파괴면을 2차 표면을 사용하여 국부적으로 근사화한다 (Der Kiureghian et al., 1987; Fiessler et al., 1979).
b. 일련의 접선 곡면(tangent hyperplanes, polyhedral surface)을 사용하여 파괴면을 전역적으로 근사화한다.

이차신뢰도법에서는 일차신뢰도법보다 더 정확한 정보를 사용하여 상대적으로 더 나은 파괴확률을 계산할 수 있지만, 이차신뢰도법의 정식화를 위해서는 한계상태함수의 2차 편미분계산(복잡한 구조물이나 랜덤변수의 개수가 많을 때는 극히 어려움)이 요구되므로 일차신뢰도법보다 매우 복잡하고 과다한 수행시간을 필요로 한다.

② Level III 방법 (파괴확률에 기초한 방법)

신뢰도지수를 사용하지 않고 직접적으로 파괴확률 P_f를 계산하는 방법에는 Distribution-fitting, Monte Carlo simulation (MCS), 그리고 Simulation with importance sampling 등이 있으며 자세한 설명은 다음 절에 기술하였다.

(나) 음함수의 한계상태함수에 대한 신뢰성 해석

한계상태함수가 입력변수들의 항으로 명확하게 표현되는 양함수의 형태로 주어지는 경우는 실제적인 구조신뢰성 해석 문제에서 아주 드물 것이다. 많은 실질적 문제에서, 유한요소해석과 같은 알고리즘의 형태나 또는 음함수의 형식으로 한계상태함수가 주어질 것이다. 이러한 경우에 대해서 사용 가능한 신뢰성 해석 기법은 크게 3가지의 범주로 구분된다. 즉, (1) Monte Carlo Simulation, (2) 전통적인 확률유한요소법 (probabilistic finite element method: PFEM; Haldar and Mahadevan, 2000), 그리고 (3) 응답면기법에 기초한 추계론적 유한요소법 (stochastic finite element method: SFEM)이다.

마. LRFD Calibration

온타리오 주 고속도로 교량설계기준(MOT, 1992), 캐나다 고속도로 교량 설계기준(CSA, 2000) 그리고 AASHTO LRFD 교량설계기준(AASHTO, 2004) 등의 북미 설계시방서에 한계상태설계법이 도입되었으며, 이들의 목표는 사용된 설계방법의 신뢰성을 조사하는 것과 모든 구조요소의 설계에 대해 일관된 안전여유를 갖는 하중·저항계수를 개발하는 것이었다. 이러한 설계법의 통계적 매개변수 특성을 결정하는 데이터의 이용과정, 그리고 수용 가능한 안전여유를 얻는데 필요한 하중·저항계수의 크기를 결정하는 것을 "보정(calibration)"이라 한다. 기존의 허용응력설

계법에서 LRFD 형식의 구조·지반설계 모델로 변환하는데 따른 장애는 하중·저항계수를 보정하기 위한 양질의 데이터가 부족하다는 것이었다. 그러나 현재는 보정을 수행하기에 적절한 양질의 데이터가 이용 가능해지고 있으며, 이로부터 설계법의 신뢰도평가를 개선할 수 있다. 본 절에서는 기초구조물의 LRFD 설계법의 개발을 위해 한계상태설계에 적용되는 하중·저항계수의 보정을 수행하는 절차와 그와 관련된 주요내용을 다음에 간략하게 기술하였다.

(1) 보정방법(calibration approach)의 개요

확률론적 설계법은 앞서 설명한 바와 같이 적용되는 확률적 접근법의 3가지 수준에 따라 Level I, II, 그리고 III방법으로 대별된다(Withiam et al., 1998). Level I 방법은 가장 낮은 정확도를 가지며, Level III 방법만이 완전한 확률적 설계법이라고 볼 수 있다. Level III 방법은 지반 및 구조공학 실무에서 일반적으로 이용 가능한 범위 이상의 복잡한 통계적 데이터를 필요로 하며, Level I와 II 방법 보다 지반 및 구조설계를 위해 실용적인 방법이라 할 수 있다. Level I 방법에서 안전성은 안전율 또는 공칭저항과 공칭하중의 비로 표현되며 Level II방법에서는 신뢰도지수 β로 표현된다. Level II방법은 컴퓨터 알고리즘으로 가장 잘 수행되는 반복기법을 필요로 하며 간단한 경우에 대해서는 명시적(closed-form) 해를 사용하여 신뢰도지수 β를 산정할 수 있다. 정확한 명시적 해가 존재하는 경우를 제외하고는 하중·저항계수를 산정하기 위해 이용되는 명시적 해석 방법들은 근사법이다. 보다 정밀한 결과 값을 제공하고 적용성이 뛰어난 방법으로는 다음의 2절과 3절에서 기술되는 개인용 컴퓨터에서 실행할 수 있는 FORM에 기초한 하중·저항계수 산정법과 Monte Carlo Simulation 기법을 이용한 하중·저항계수 산정법 등이 있다.

LRFD Calibration의 목표는 수용가능하고 일관된 파괴확률을 갖는 설계를 제공하기 위해 공칭하중을 증가하거나 공칭저항을 감소시키는 계수들을 개발하는 것이다. 이 목표를 완수하기 위해서는 구조물 또는 구조적 구성요소의 파괴에 대한 잠재력에 영향을 주는 모든 변수들이 관련되어 통합된 하나의 식을 각 한계상태에 대해 개발해야한다. 하중과 저항의 매개변수는 가용한 통계자료를 이용해 모델 변동성을 갖는 확률(랜덤)변수로 고려하여야 한다. 확률변수는 예측할 수 없는 다른

값을 가지는 매개변수이다. LRFD 보정의 목적을 위한 통계적 특성은 구조물에서 실제적으로 측정된 하중 또는 저항의 예측에 중점을 두어야 하며, 이 통계적 특성은 일반적으로 예측 값에 대한 측정값의 비를 적용하고 이를 '편향(bias)'이라 한다. 예측 값(공칭 값)은 고려하는 설계모델을 적용하여 계산한다. 편향계수(bias factor)는 일반적으로 평균 측정값을 공칭(예측)값으로 나눈 비로 정의한다.

LRFD 보정을 수행하기 위해 사용된 확률론적 설계방법의 수준과 상관없이 보정의 필수적 단계는 다음과 같다:

① 정확한 확률변수를 고려할 수 있도록 평가할 한계상태함수를 도출한다. 각 한계상태함수는 규정된 파괴 메카니즘에 기초하여 개발하여야 한다. 한계상태함수는 파괴 메카니즘을 표현하며 구조물 또는 구조적 구성요소의 확정론적 설계를 수행하기 위해 일반적으로 사용되는 모든 설계변수를 포함해야한다.

② 보정의 기초가 될 자료를 통계적으로 규정해야 한다.(즉, 자료는 보정 될 한계상태함수에서 각 확률변수를 통계적으로 나타낸다.) 주요 매개변수는 평균, 표준편차, 변동계수 그리고 데이터를 가장 적합하게 표현하는 분포형태를 포함한다.

③ 다른 AASHTO LRFD 규정의 개발에 사용된 신뢰도 값과의 일관성을 유지하고 유사한 구조물에 대해 참고문헌에 보고된 설계를 위한 신뢰성 수준을 고려하며, 현행 설계법에 반영된 안전여유에 기초하여 목표신뢰도 값을 선택한다.

④ 신뢰성이론을 이용하여 선정된 목표신뢰도가 일관되게 확보되는 하중·저항계수를 결정한다.

신뢰성 해석 및 설계 결과의 정확성은 사용된 입력 자료의 양과 질의 적절성에 직접적으로 좌우되므로, 한계상태에 대해 선정한 하중·저항계수 값의 최종 결정은 자료의 적절성에 기초하여야 한다. 만일 입력 자료의 적절성이 의심스러우면 최종의 하중·저항계수 조합은 과거의 성공적인 설계사례와 일치하는 신뢰성수준으로 보다 높은 가중치를 적용하여야 한다.

(2) 목표 신뢰도지수

신뢰도지수는 앞서 설명한 바와 같이 확률적 안전성을 정량적으로 표현하는 값으로서 확률론에 기초한 설계 및 신뢰성 공학 분야에서 일반적으로 파괴확률(p_f)을 대신하여 적용된다. 따라서 목표 신뢰도지수는 해당 구조물에 대해서 요구되는 수준의 안전율 또는 파괴확률을 대변하는 값이기 때문에 다양한 하중조건과 저항조건에 대한 일련의 목표 신뢰도지수를 결정하는 것은 최적의 하중계수와 저항계수를 결정하고 LRFD 설계법을 개발하는 데 있어 가장 중요한 업무 중의 하나이다.

개념적으로 역의 상관관계를 가지는 목표 신뢰도지수와 파괴확률의 값은 식 (3.1.37)과 같이 Rosenblueth와 Esteva(1972)에 의해 대수정규분포로서 제안되었으며 Withiam 등(1998)은 이를 적용한 바 있다. 그러나 Baecher(2001)는 이 식으로 산정된 근사적인 파괴확률은 신뢰도지수(β) 값이 약 2.5 미만일 경우 부정확하다는 것을 밝혔으며, 표 3.1.3은 이들 값을 비교한 결과이다.

$$p_f = 460\, e^{-4.3\beta} \tag{3.1.37}$$

표 3.1.3 신뢰도지수와 파괴확률 관계(Paikowsky, 2004)

β	Rosenbleuth and Estevas' p_f	Exact p_f	Percent Error
2.0	8.469E-2	2.275E-2	272.3%
2.5	9.865E-3	6.210E-3	58.9%
3.0	1.149E-3	1.350E-3	-14.9%
3.5	1.339E-4	2.327E-4	-42.5%
4.0	1.559E-5	3.169E-5	-50.8%

Whitman(1984)과 Becker(1996)는 목표 신뢰도수준을 결정하는 두 가지 일반론적 접근법을 다음과 같이 언급하였다: (1) 현행 설계법이 내포한 신뢰도수준 산정, (2) 비용-이익 해석(cost-benefit analysis). 첫 번째 방법은 허용응력설계법에서 LRFD 설계법으로 전환하기 위한 단순하고 기초적인 방법이며 기존의 설계법과 새로운 설계법의 일관성을 확보하여 새로운 설계법의 적용시 초기 혼란을 감소시킬 수 있는 장점이 있다. 두 번째 방법은 구조물 파괴로 인한 경제적 손실효과를 고려하여 설계할 경우 유용한 방법이다. 그러나 인명손실이 동반될 경우 정확한 가치

산정이 어려우므로 적용성을 높이기 위해서는 파괴확률 산정시 모니터링 비용과 인명손실을 모두 고려해야 한다(Zhang 등, 2002).

목표 신뢰도지수는 대상 구조물의 특성, 조건 및 관련 분야의 제반 환경에 따라 달리 결정되며 구조공학 분야는 지난 반세기 이상 신뢰성 해석과 구조물 공용성 또는 성능기반 설계기법의 개발과 함께 다양한 구조물별 목표 신뢰도수준에 대한 연구가 수행되었다(Ellingwood, 1980; Wirsching, 1984; Madsen et al., 1986; Melchers, 1987, Moses and Verma, 1987; Mansour, 1994).

지반공학 분야에서도 지난 30여년 이상 건설·토목 구조물의 설계에 있어서 구조공학 및 지반공학의 체계적이고 일관된 수준의 기술기준 제정을 위한 많은 노력을 기울여 지역특성과 기초구조물의 특성을 고려한 목표 신뢰도지수가 제안되었다(Meyerhof, 1970; Bea, 1983; Wu et al., 1989; Tang et al., 1990; Barker et al., 1991; Bea et al., 1999; Eloseily et al., 2002; Paikowsky, 2004; McCabe et al., 2006; Rollins et al., 2006).

(3) 하중통계 및 하중계수

기초구조물의 하중으로서 작용하는 상부구조의 불확실성에 대한 정량적 평가 및 하중계수의 결정은 구조공학 분야에서 많은 기간 동안 꾸준한 노력과 연구를 통해 체계적으로 이루어져 유럽과 북미 선진국에서 이미 설계 분야에 적용되고 있다. 또한 하중계수는 지역적인 가변성이 작고 구조물 재료 자체의 변이성 역시 인위적 노력에 의해 충분히 제어가 가능한 것으로 인식되고 있기 때문에 변동성이 크고 복잡한 양상을 보이는 지반 및 기초구조물의 저항계수 결정에 있어 지역적인 구분 없이 이를 준용하여 사용하는 것이 일반적이다. 이를 통해 상부구조와 하부구조의 설계 일관성을 확보할 수 있고 설계 과정 또한 단순화시킬 수 있는 장점이 있다(Withiam et al., 1998). 이는 현행 구조물 설계 실무를 반영한 것이기도 하다.

AASHTO LRFD 교량설계기준(2004)에서는 여러 가지 하중조합 중 하중조합 Case I에 대한 사하중(QD)과 활하중(QL)의 조합을 신뢰도 해석에 적용하였는데, 이는 일반적인 교량 설계에 적용되는 방법이며 동시에 저항계수 산정 시 보수적인 결과를 도출한다. 하중조합 Case I의 하중계수는 사하중에 대해 1.25 그리고 활하중에 대해 1.75 이다.

하중 통계는 하중편향계수의 평균과 변동계수로 간단히 표현할 수 있으며, 하중편향계수는 예측 하중에 대한 실제 측정된 하중의 비이다. Nowak(1999)는 표 3.1.4에 요약된 것처럼 도로의 사하중과 활하중에 대한 통계적 분석 결과를 제시하였으며, 가장 큰 분산을 보이는 사하중 요소는 교량 상판에 위치하는 아스팔트 표면층의 무게임을 알 수 있다. 그러나 이 무게는 교량의 전체 사하중 중 극히 작은 부분을 차지하므로 무시될 수 있다고 하였다.

표 3.1.4 교량 하중 요소들의 통계 특성치(Nowak, 1999)

하중 조합		편향계수 평균	편향계수 변동계수
사하중	Factory Made	1.03	0.08
	Cast-In-Place	1.05	0.10
	Asphalt Wearing Surface	1.00	0.25
활하중		1.10 - 1.20	0.18

Withiam 등(1998)에 의하면 사하중 편향계수의 평균(λ_{QD})과 변동계수(COV_{QD})는 아래의 식과 같으며, 활하중의 경우 편향계수의 평균(λ_{QL})과 변동계수(COV_{QL})는 1.15 와 0.18 로 제안하였다.

$$\lambda_{QD} = 1.03 \times 1.05 \tag{3.1.38}$$

$$COV_{QD} = (0.082 + 0.102) \times 0.5 = 0.13 \tag{3.1.39}$$

사하중과 활하중의 편향계수의 분포는 모든 값이 양의 값을 가진다는 것을 고려하여 대수정규분포로 가정할 수 있다. 하중의 대수정규분포는 AASHTO LRFD 설계기준(1994, 2004)에 채택된 교량 기초에 대한 저항계수의 산정 과정에도 제안되었다(Barker et al., 1991). 표 3.1.5는 북미지역과 유럽 각국의 설계기준에서 제안하고 있는 극한한계상태(ULS)에 대한 하중계수 현황을 나타낸다.

표 3.1.5 국외 설계기준의 하중계수 현황

구 분	USA				Canada		Europe	
Loads	AASHTO (2004)	ACI (1999)	AISC (1994)	API (1993)	MOT (1992)	NRC (1995)	DGI (1985)	CEN (1994)
Dead	1.25~1.95	1.4	1.2-1.4	1.1-1.3	1.1-1.5	1.25	1.0	1.0-1.35
Live	1.35~1.75	1.7	1.6	1.1-1.5	1.15-1.4	1.5	1.3	1.3-1.5
Wind	1.4	1.3	1.3	1.2-1.35	1.3	1.5	1.3	1.3-1.5
Seismic	1.0	1.4	1.0	0.9	1.3	1.0	1.0	1.0

표 3.1.5에서 나타내듯이 교량 설계기준인 MOT(1992)와 AASHTO LRFD 설계기준(2004), 해양 기초구조물 설계기준인 API(American Petroleum Institute)(1993)의 하중계수 값의 범위가 빌딩기초 설계기준의 하중계수 값의 범위에 비해서 넓으며 이는 작용되는 하중에 대한 불확실성과 변동성이 더 큼을 의미한다. 또한 AASHTO LRFD 설계기준(2004)과 MOT(1992)는 자중 이외에도 피복 하중(아스팔트, 토압 등)을 포함하는 다양한 사하중을 고려하도록 하고 있다. 표 3.1.5에 나타낸 활하중계수(live load factor)는 풍하중과 지진하중을 함께 고려할 경우 하중조합계수(load combination factor)에 의해 1.0보다 작아질 수 있다. 이는 각 하중의 최대값 발현 조건이 서로 다르며, 각 하중 간의 반작용 효과를 감안한 것이다. 따라서 사하중 외에 두 가지 이상의 하중조건을 고려하는 경우 교량설계기준(AASHTO LRFD 기준, MOT 기준)을 제외한 타 기준들은 하중조합계수를 1.0보다 작게 적용하여 활하중을 설계에 반영한다. 식 (3.1.40) (NRC, 1995)은 활하중과 풍하중을 동시에 고려하는 경우이며 하중 설계를 위해서 활하중과 풍하중에는 0.7의 하중조합계수를 적용한 것이다.

$$Q = \gamma_D Q_D + 0.7\left[\gamma_L Q_L + \gamma_W Q_W\right] \tag{3.1.40}$$

여기서, Q=총하중, γ_D=사하중계수, Q_D=사하중, γ_L=활하중계수, Q_L=활하중, γ_W=풍하중계수, Q_W=풍하중이다. 하중조합계수는 하중조건에 따라 다양한 값을 적용하도록 하며 사하중과 활하중만을 고려하는 경우 1.0을 적용한다. AASHTO LRFD 설계기준의 경우 1.0보다 작은 하중조합계수를 적용하지는 않지만 고려해야 하는 하

중 조건에 따라서 활하중계수의 값을 조정하도록 하고 있다. 즉, 사하중과 활하중만을 고려할 경우 사하중계수와 활하중계수는 각각 1.25와 1.75를 적용하지만 사하중, 활하중, 풍하중을 고려할 경우 사하중계수, 활하중계수, 풍하중계수는 각각 1.25, 1.35, 0.4를 적용하도록 하고 있다(AASHTO, 2004). 각 설계기준의 하중계수는 그 범위와 고려 조건들이 다양하지만 대표적인 하중조건인 중력하중조합(gravity load combination: 사하중+활하중)에 대해서 그 값들을 비교하면 표 3.1.6과 같다.

표 3.1.6 각 설계기준의 중력하중조합

설계기준	하중 조합
AASHTO LRFD 교량설계기준(2004)	1.25D + 1.75L
ACI (1999)	1.4D + 1.7L
AISC(1994)	1.2D + 1.6L
MOT(1992)	1.2D + 1.4L
NRC(1995)	1.25D + 1.5L
ECN (1994)	1.35D + 1.5L
DGI(1985)	1.0D + 1.3L
API(1993)	1.3D + 1.5L
Australian Standard(SAA, 1995)	1.25D + 1.5L

중력하중조합에 대해서 비교한 결과 사하중에 대한 하중계수는 1.0~1.4, 활하중에 대한 하중계수는 1.3~1.75로서 표 3.1.5보다 좁은 범위의 값을 나타내고 있음을 알 수 있다.

(4) 저항 통계

저항에 대한 편향계수는 재하시험에 의한 측정 극한지지력과 정역학적 공식에 의한 설계 극한지지력의 비로 정의된다. 설계 극한지지력은 재하시험에서 실시된 동일한 제원의 기초와 지반 조건 그리고 시공 방법에 대해 정역학적 설계법으로 평가한다. 표 3.1.7은 H-말뚝에 대한 저항편향계수(λ_R) 통계 예이다.

표 3.1.7 저항편향계수 통계 예

File No.	Pile Type	Total			Skin			Toe		
		PDA	Vesic	λ_R	PDA	Vesic	λ_R	PDA	Vesic	λ_R
10	HP 12 X 53	87	76	1.14	62	75	0.83	25	1	
106	HP 12 X 53	110	77	1.43	89	71	1.25	21	6	3.50
49	HP 12 X 53	107	150	0.71	85	142	0.60	22	8	2.75
100	HP 14 X 73	63	168	0.38	50	154	0.32	13	14	0.93
50	HP 12 X 53	102	75	1.36	99	67	1.48	3	8	0.38
102	HP 12 X 53	96	212	0.45	88	204	0.43	8	8	1.00
104	HP 12 X 53	98	47	2.09	12	5	2.40	86	42	2.05
16	HP 12 X 53	94	115	0.82	80	104	0.77	14	11	1.27
110	HP 12 X 53	192	112	1.71	158	99	1.60	34	13	2.62
103	HP 12 X 53	72	89	0.81	45	82	0.55	27	7	3.86
121	HP 14 X 73	202	107	1.89	180	92	1.96	22	15	1.47
43	HP 14 X 73	111	176	0.63	91	157	0.58	20	19	1.05
44	HP 14 X 73	151	213	0.71	139	184	0.76	12	29	0.41
57	HP 12 X 53	68	126	0.54	44	86	0.51	24	40	0.60
111	HP 12 X 53	103	160	0.64	36	119	0.30	67	41	1.63
112	HP 12 X 53	169	158	1.07	91	117	0.78	78	41	1.90
113	HP 12 X 53	159	155	1.03	150	115	1.30	9	40	0.23
			Mean	1.02		Mean	0.97		Mean	1.60
			Stdev.	0.51		Stdev.	0.60		Stdev.	1.11
			COV	0.50		COV	0.63		COV	0.69

표 3.1.7에서 저항편향계수(λ_R)는 Vesic의 방법으로 예측된 설계 극한지지력에 대한 PDA (Pile Driving Analyzer) 실험으로 측정된 극한지지력의 비이다. 이는 설계모델의 불확실성, 표준관입시험(SPT) 측정값(N)의 오차, 지반 물성치의 공간적 변이성, 재하시험의 오차, N치와 강도 변수(ϕ, c_u 등)의 관계식의 오차 등과 같은 불확실성 요소들을 대변하게 된다.

저항편향계수의 분포는 Kolmogorov-Smirnov test(Ang and Tang, 1975)에 의해 분석될 수 있다. 저항편향계수의 통계치는 각각의 경우에 대한 자료군의 크기와 저항편향계수의 분산의 정도에 의해 영향을 받는다. 또한 일반적인 범위를 벗어난 편향계수 값은 지지력 측정 또는 예측 상의 오류로 인하여 실제의 저항 특성을 나타내지 않을 수도 있기 때문에 편향계수의 일반적 분포 범위에서 크게 벗어난 값

은 통계 해석에서 제외하는 것이 합리적이다. 편향계수의 일반적 분포 범위는 편향계수의 m(평균)$\pm 2\sigma$(표준편차)으로 알려져 있다.

신뢰성 있는 자료의 수가 적을 경우 이를 보충하기 위해 베이지언 기법(Bayesian updating)을 적용하는데, 이는 확률변수의 조건부 분포와 우도함수, 사전분포의 정보를 이용하여 사후분포 및 사후 확률을 얻는 기법으로서 신뢰성 해석에서 널리 이용되는 통계기법이다(Noortwijk et al., 2003). 본 연구에 이를 적용하기 위해서는 극한지지력이나 항복지지력을 정확히 평가할 수 없는 정재하시험 자료나 동재하시험 자료에 대한 편향계수 분포를 사전 분포로 간주하고 극한지지력을 정확히 평가할 수 있는 소수의 정재하시험에서 구해진 자료에 대한 편향계수 분포를 우도 분포로 간주한다. 또한 저항 통계치는 대수정규분포를 따른다고 가정하며 이를 정규 분포로 전환한다. 정규 분포로 전환된 사전 정보(극한지지력이나 항복지지력을 정확히 평가할 수 없는 정재하시험 자료나 동재하시험 자료)와 우도 정보(정재하시험 자료)를 기초로 하여, 베이지언 기법은 다음과 같이 갱신된 분포의 평균과 분산을 산출한다(Ang and Tang, 1975).

$$\mu_u = \frac{\mu_p \sigma_l^2 + \mu_l \sigma_p^2}{\sigma_p^2 + \sigma_l^2} \tag{3.1.41}$$

$$\sigma_u = \frac{\sigma_p^2 \sigma_l^2}{\sigma_p^2 + \sigma_l^2} \tag{3.1.42}$$

여기서, μ_u는 갱신된 분포의 평균이고 σ_u는 갱신된 분포의 표준편차이다. 첨자 p, l 과 u 는 사전, 우도 및 갱신을 의미한다. 전환된 정규 분포의 갱신된 평균과 분산을 구한 뒤, 다음과 같은 식으로 대수정규분포 편향계수의 갱신된 평균과 분산으로 다시 전환 될 수 있다.

$$\mu_\lambda = \exp(\mu_u + 0.5 \times \sigma_u^2) \tag{3.1.43}$$

$$\sigma_\lambda = \mu_\lambda^2 \left(\exp(\sigma_u^2) - 1\right) \tag{3.1.44}$$

(5) 저항계수 산정 (MVFOSM을 중심으로)

미국 AASHTO LRFD 설계기준(2004)의 저항계수는 평균일계이차모멘트법에 의해 산정되었으며, 하중과 저항으로써 표현되는 한계상태함수, $g(X)$에 대한 명시적인 해석해를 얻을 수 있다. 한계상태함수의 두 확률변수인 하중과 저항이 통계적으로 독립이며 모두 대수정규분포를 따른다고 가정하고(Whitiam et al., 1998), 하중을 사하중(Q_D)과 활하중(Q_L)의 조합으로 고려하면, 한계상태함수, $g(X)$는 식 (3.1.45)와 같이 표현되며, 평균일계이차모멘트에 의한 신뢰도지수(β)는 식 (3.1.46)과 같이 명시적으로 나타낼 수 있다.

$$g(R,Q)=\ln(R)-\ln(Q_D+Q_L)=\ln\left(\frac{R}{Q_D+Q_L}\right) \tag{3.1.45}$$

$$\beta=\frac{\mu_g}{\sigma_g}=\frac{\ln\left[\left(\frac{\lambda_R R_n}{\lambda_{QD}Q_D+\lambda_{QL}Q_L}\right)\sqrt{\frac{1+COV_{QD}^2+COV_{QL}^2}{1+COV_R^2}}\right]}{\sqrt{\ln[(1+COV_R^2)(1+COV_{QD}^2+COV_{QL}^2)]}} \tag{3.1.46}$$

여기서, λ_R, λ_{QD}, λ_{QL}은 각각 저항, 사하중, 활하중의 편향계수이며, COV_R, COV_{QD}, COV_{QL}은 각각 저항, 사하중, 활하중의 변동계수이다. 식 (3.1.46)을 공칭저항(R_n)에 대해서 정리하여 식 (3.1.45)에 대입하고 분모와 분자를 Q_L로 나누면 저항계수는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\phi=\frac{\lambda_R(r_D\frac{Q_D}{Q_L}+r_L)\sqrt{\frac{1+COV_{QD}^2+COV_{QL}^2}{1+COV_R^2}}}{(\lambda_{QD}\frac{Q_D}{Q_L}+\lambda_{QL})\exp(\beta_T\sqrt{\ln[(1+COV_R^2)(1+COV_{QD}^2+COV_{QL}^2)]})} \tag{3.1.47}$$

여기서, r_D, r_L은 각각 사하중과 활하중의 하중계수이며, β_T는 목표 신뢰도지수이다. 식 (3.1.47)에 나타난 바와 같이 저항계수는 하중과 저항에 관련되어 하중계수(r_D, r_L)와 편향계수(λ_R, λ_{QD}, λ_{QL}), 변동계수(COV_R, COV_{QD}, COV_{QL}), 목표 신뢰도지수(β_T)로써 정의된다. 여기서, 하중에 관한 계수들은 지역적 구분 없이 기존에 제안된 값을 준용하여 적용할 수 있으며, 목표 신뢰도지수는 앞서 설명한 바와 같

이 대상 기초구조물의 종류, 특성, 조건, 해석 설계법의 종류, 현장 등 제반 환경 및 현행 실무의 신뢰도 수준과 요구되는 목표 안전도에 따라 달리 결정되는 값이다. 따라서, 저항계수는 저항편향계수(λ_R), 저항의 변동계수(COV_R)의 함수로써 표현될 수 있다. 저항의 변동계수(COV_R)는 식 (3.1.48)과 같이 평균값에 대한 분산의 정도(표준편차)를 무차원식으로 나타낸 것이며 그 값이 커질수록 불확실성이 증가하여 저항계수의 값은 작아진다. Paikowsky(2004)는 동일한 편향계수(λ_R=1)에 대해서 변동계수(COV_R)의 값이 0에서 0.4까지 증가하였을 경우 저항계수의 값이 0.8에서 0.44로 감소한다고 보고한 바 있다.

$$COV_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R} \tag{3.1.48}$$

저항편향계수(λ_R)는 식 (3.1.49)와 같이 재하시험을 통해 측정된 대표적 저항(극한지지력) 값에 대한 설계방법에 따라 예측되는 저항(극한지지력) 값의 비로써 나타내며 변동계수와 더불어 저항계수의 값을 결정하는 중요한 설계변수 중의 하나이다. 저항편향계수의 값이 1보다 크고 작음에 따라 ($\lambda_R > 1.0$ or $\lambda_R < 1.0$) 적용된 설계법의 지지력 과소 또는 과대평가 여부 및 그 정도를 확인할 수 있으며, 저항편향계수가 1.0보다 크면 설계법의 내재적 보수성이 고려되므로 저항편향계수가 1.0에 근접한 설계법에 비해 동일한 조건하에서 저항계수 값이 증가하는 결과를 보이게 된다. Paikowsky(2004)는 분산정도가 동일한 조건하에서($COV_R = 0.4$), 저항편향계수 값이 1.0에서 1.5로 증가하였을 경우 저항계수 값은 0.44에서 0.67로 증가함을 보고하였다.

$$\lambda_R = \frac{measured\ representative\ resistance}{predicted\ design\ resistance} = \frac{\mu_R}{R_n} \tag{3.1.49}$$

저항계수는 저항편향계수(λ_R)와 변동계수(COV_R)에 의해 크게 영향을 받으며, 두 계수의 다양한 조합에 의해 동일한 저항계수를 산정할 수 있음을 알 수 있다. 즉, 저항의 편향성(λ_R)과 변동성(COV_R)의 유기적 관계에 따라 요구되는 구조물의 안전성(목표 신뢰도지수)을 일관된 수준으로 확보할 수 있게 된다.

유도된 저항계수, ϕ의 산정식인 식 (3.1.47)에 근거하여 PDA BOR(begin of

restrike) 해상 콘크리트 사각 말뚝을 대상으로, 지간(span)과 하중비(Q_D/Q_L)의 변화에 대해 저항계수 ϕ를 표 3.1.8과 같이 산정하였다. 여기서 목표 신뢰도지수(β_T)는 3.0($P_f = 0.001$)을 제시하였으며 사하중계수와 활하중계수는 각각 1.25와 1.75를 적용하였다.

표 3.1.8 PDA 재항타 해상 콘크리트 사각 말뚝의 저항계수 (MVFOSM 적용)

Span(ft)	Q_D/Q_L	γ_D	γ_L	λ_{Q_D}	λ_{Q_L}	COV_{Q_D}	COV_{Q_L}	λ_R	COV_R	β_T	ϕ
30	0.5	1.25	1.75	1.08	1.15	0.13	0.18	0.94	0.29	2.00	0.634
60	1.0	1.25	1.75	1.08	1.15	0.13	0.18	0.94	0.29	2.00	0.607
90	1.5	1.25	1.75	1.08	1.15	0.13	0.18	0.94	0.29	2.00	0.590
120	2.0	1.25	1.75	1.08	1.15	0.13	0.18	0.94	0.29	2.00	0.579
150	2.5	1.25	1.75	1.08	1.15	0.13	0.18	0.94	0.29	2.00	0.571
200	3.5	1.25	1.75	1.08	1.15	0.13	0.18	0.94	0.29	2.00	0.560
250	4.3	1.25	1.75	1.08	1.15	0.13	0.18	0.94	0.29	2.00	0.555

2. FORM 기반 신뢰성 해석 및 저항계수 산정 기법 개발

기초구조물의 신뢰성 해석 및 저항계수 산정을 위하여 국내외 여러 문헌에서 가장 정확하고 합리적이며 개선된 방법으로 인정받고 있는 일차신뢰도법(FORM) 및 몬테카를로 시뮬레이션(MCS) 방법을 적용하였다. 이들 두 방법은 각각 앞서 설명한 Level II 및 Level III 방법을 대표하며 신뢰도지수와 그의 역 개념인 파괴확률에 기초하여 구조물 신뢰성 해석을 실시하므로, 두 방법을 동시에 적용하고 그 역학적 동등성을 검증함으로써 본 연구를 통해 이루어지는 신뢰성 해석 및 저항계수 산정에 대한 결과의 신뢰성을 확보할 수 있는 큰 장점을 얻을 수 있다.

가. FORM 기반 신뢰성 해석 기법 개발

(1) FORM 기반 신뢰성 해석 기법

구조공학 분야에서는 초기 LRFD 설계법 개발에 적용되었던 평균일계이차모멘

트법(MVFOSM) 대신 정확성이 개선된 방법인 일차신뢰도법으로 전환한 사례가 최근 이삼십년간 증가하고 있으며(Galambas and Ravindra, 1978; Ellingwood et al., 1980; Thoft- Christensen and Baker, 1982; Nowak, 1999; Ayyub and Assakkaf, 1999), 지반공학 분야에서는 Paikowsky(2004)가 NCHRP 507 연구과제를 통해 깊은기초에 대해서 일차신뢰도법을 적용하여 신뢰성 해석을 실시하고 저항계수를 산정한 바 있다. 본 연구에서는 이러한 최신 연구동향을 반영하고 결과의 정확성, 신뢰성을 확보하기 위해서 일차신뢰도법을 적용한 기초구조물의 정역학적 설계법과 기초구조물 제원, 그리고 다양한 지반 물성치에 내재하는 불확실성에 대한 정량적 평가와 신뢰도 분석 기법을 개발하였다.

기초구조물에 작용하는 하중 조합에 대하여 기초의 제원을 결정하기 위한 기존의 많은 정역학적 설계법들이 존재하지만 각각의 방법은 나름대로의 장·단점이 있으며 가장 적합한 방법의 선택은 지역 지질, 기초의 종류, 지반 물성치 특성, 그리고 설계자의 경험 등에 따라 결정된다.

기초의 극한지지력은 극한 주면마찰력과 극한 선단지지력의 합으로 계산되며, 기초와 지반이 저항할 수 있는 최대의 지지력 값으로서 기초나 그 주변의 지반이 파괴상태 또는 한계상태일 때의 하중과 동일한 값이다. 말뚝 자체가 파괴되는 경우는 말뚝이 매우 단단한 사질토나 암반에 장착될 때 발생하며, 일반적인 기초의 파괴는 주변 지반의 파괴에 의해 발생한다. 특히 말뚝기초의 경우 연직지지력은 지반 물성치의 분포와 지반-기초 구조물 상호 작용에 의해 크게 영향을 받는다. Gabr (1993)는 연직지지력에 영향을 미치는 불확실성의 요소로서 지반의 물리적 특성, 접촉면의 주변 마찰 특성, 말뚝의 재질과 형태, 그리고 하중 상태 등을 제안하였다. 말뚝의 반복 연직지지력에 관한 민감도 연구 역시 이 요소들의 분포의 변화를 말뚝의 변형 함수로 나타내었다(Nadim et al., 1989).

하중과 저항을 확률변수로 하는 한계상태함수, $g(X)$는 그림 3.1.10과 같이 하중과 저항의 조합으로 이루어진 결합확률밀도로써 표현할 수 있으며, 한계상태는 $g(X)$=0을 의미한다. 여기서, 신뢰도지수(β)는 확률변수공간의 시작점에서 한계상태함수 파괴면의 확률밀도가 가장 높은 점까지의 최단 거리가 되는데, 이 점은 설계점(design point)이라고 부르기도 하며 아래와 같은 반복과정을 통해서 찾는다(Thoft-Christensen and Baker, 1982).

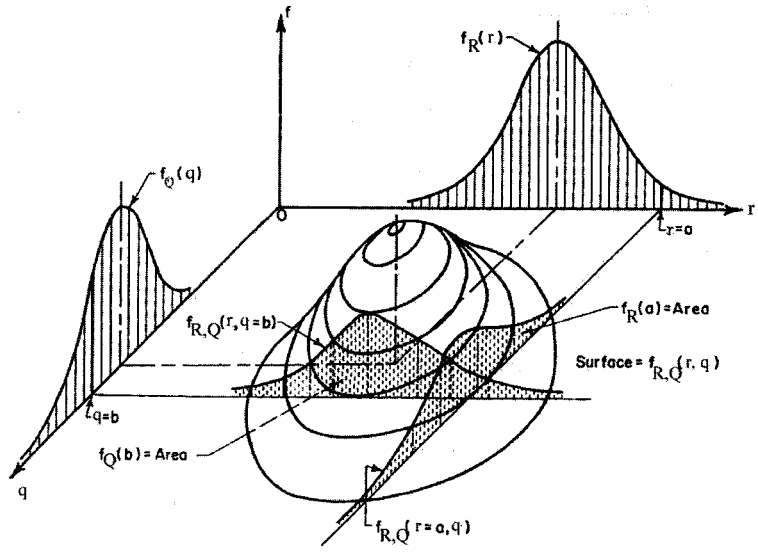


그림 3.1.10 하중-저항 한계상태함수 결합확률밀도

FORM 방법을 적용하여 신뢰도지수(β)를 계산하는 과정은 다음과 같다.

① 설계값(design point), x_i^*를 가정하고 다음 변환을 통해 감소된 좌표에서 대응점 $x_i'^*$을 찾는다.

$$x_i'^* = \frac{x_i^* - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \tag{3.1.50}$$

여기서, μ_{X_i} = 기본 난수 변수 X_i의 평균값이고, σ_{X_i} = 기본 난수 변수 X_i의 표준편차값이다. 기본 난수변수의 벡터 평균값은 종종 설계값의 초기 추측값으로 이용된다. x^*와 x'^* 표시는 각각 기본 좌표에서의 설계값, 감소된 좌표에서의 설계값을 의미한다.

② 기본 난수 변수의 분포가 정규분포가 아닐 경우, 설계점에서 동일한 가장자리 영역과 밀도함수의 세로값 즉, 다음과 같은 균등 평균값과 균등 표준편차를 가지는 균등 정규분포임을 가정한다.

$$\mu_X^N = x^* - \Phi^{-1}(F_X(x^*))\sigma_X^N \tag{3.1.51}$$

$$\sigma_X^N = \frac{\phi(\Phi^{-1}(F_X(x^*)))}{f_x(x^*))} \tag{3.1.52}$$

여기서, $F_X(x^*)$ = 설계값에서의 X_i의 원 누적분포함수(CDF), $f_X(x^*)$ = 설계값에서의 X_i의 원 확률밀도함수, $\Phi(.)$ = 표준정규분포의 누적분포함수, $\phi(.)$ = 표준정규분포의 확률밀도함수이다.

③ $x_i'^* = \alpha_i^* \beta$이고, 방향 코사인($\alpha_i^*$)을 계산한다($\alpha_i^*$, i=1,2,...,n).

$$\alpha_i^* = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial x'_i}\right)_*}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{\partial g}{\partial x'_i}\right)_*^2}} \qquad \text{i=1,2,...,n} \tag{3.1.53}$$

$$\left(\frac{\partial g}{\partial x'_i}\right)_* = \left(\frac{\partial g}{\partial x_i}\right)_* \sigma_{X_i}^N \tag{3.1.54}$$

④ α_i^*, $\mu_{X_i}^N$, $\sigma_{X_i}^N$를 구했으므로, 다음 식으로 β를 구한다.

$$g[(\mu_{X_1}^N - \alpha_{X_1}^* \alpha_{X_1}^N \beta),...,(\mu_{X_n}^* - \alpha_{X_n}^* \alpha_{X_n}^N \beta)] = 0 \tag{3.1.55}$$

⑤ 4단계에서 β를 구하고 새로운 설계값은 다음 식으로 구한다.

$$x_i^* = \mu_{X_i}^N - \alpha_i^* \sigma_{X_i}^N \beta \tag{3.1.56}$$

⑥ ①~⑤ 과정을 반복하여 β의 수렴값을 찾는다. 이 신뢰도지수는 감소된 좌표공간의 시작점에서 파괴면까지의 최단거리이다.

(2) FORM 기반 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 신뢰도 지수를 준다. 그러나 일반적인 경우에는 비선형성을 보인다. 본 연구는 불특정 변수들이 대수정규분포를 따르고 한계상태함수가 비선형이라는 점을 고려하면서 Rackwitz와 Fiessler(1978)가 개발한 반복 알고리즘을 FORM의 해석 기법으로 채택하였다. 이 알고리즘의 반복 계산 수행을 원활하게 하기 위해 상용 컴퓨터 프로그램 'MATLAB'을 사용하여 FORM 신뢰도 해석 프로그램 'KRGREL'을 개발하였다. 신뢰도지수를 계산하기 위해서 프로그램화된 FORM 해석의 단계별 절차는 다음과 같다.

단계 1. 불특정 변수 λ_R, λ_{QD}, 그리고 λ_{QL} 로 한계상태함수 g를 정의한다.

$$g = \ln\left(\frac{FS \times \lambda_R \times (QD/QL+1)}{\lambda_{QD} \times QD/QL + \lambda_{QL}}\right) \tag{3.1.57}$$

단계 2. 신뢰도지수 β의 초기값을 가정한다.

단계 3. 설계점들의 초기값을 가정한다. 개별 불특정 변수들의 평균값을 각각의 초기 설계점으로 가정할 수 있다.

단계 4. 대수정규분포를 나타내는 불특정 변수에 대한 등가정규분포의 설계점에서 그 평균과 표준편차를 다음 식으로써 구한다.

대수정규분포 표준편차: $\xi = \sqrt{\ln(1+COV^2)}$

평균: $\lambda = \ln(\mu) - 0.5 * \xi^2$

등가정규분포 표준편차: $\sigma_x^N = \xi * dp$

평균: $\mu_x^N = dp * (1 - \ln(dp) + \lambda)$

단계 5. 설계점에서 다음의 편미분을 계산한다.

$$pder = \left(\frac{\partial g}{\partial x}\right)_{x=dp}$$

단계 6. 설계점에서 방향 코사인 α를 계산한다.

$$\alpha = \left[\frac{\frac{\partial g}{\partial x} * \sigma_x^N}{\sqrt{\sum_i^n \left(\frac{\partial g}{\partial x} * \sigma_x^N \right)^2}} \right]_{x=dp}$$

단계 7. 다음과 같이 새로운 설계점 값을 계산한다.

$$dp = \mu_x^N - \alpha \times \beta \times \sigma_x^N$$

방향 코사인(α) 값이 명시된 허용치 0.005로 수렴할 때까지 단계 4에서 7까지 반복한다.

단계 8. α값이 수렴하면 새로운 설계점들을 신뢰도 지수 β를 미지수로 하는 식으로 표현할 수 있다. 이러한 새로운 설계점들은 한계상태함수(g)를 만족시켜야 한다. 한계상태함수의 불특정 변수들을 이 새로운 설계점으로 대치하고 이 함수식을 β 에 대해 푼다.

단계 9. β값이 허용치(0.001)로 수렴할 때까지 단계 3부터 8까지를 반복한다.

이상에서 설명한 FORM 신뢰도 해석 절차에 대한 알고리즘과 개발된 프로그램은 각각 그림 3.1.11, 그림 3.1.12와 같다.

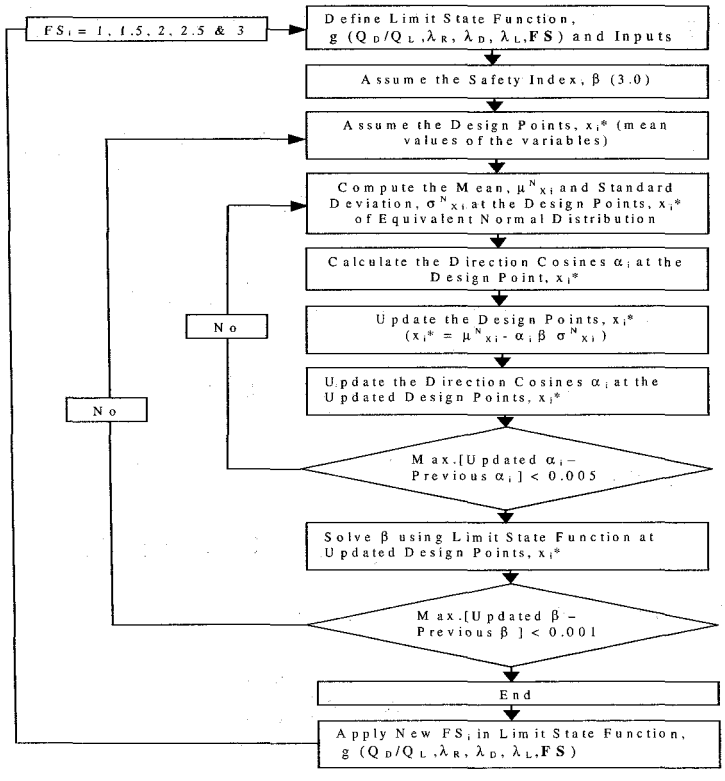


그림 3.1.11 FORM 신뢰도 해석 알고리즘

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
lambdaR=mean(D);
stdevI=std(D);
CoefVarR=stdevI/lambdaR;

stdev(1)=std(D)
stdev(2)=lambdaQd*CoefVarQd;
stdev(3)=lambdaQ1*CoefVarQ1;

CoefVars=[CoefVarR, CoefVarQd, CoefVarQ1];

means(1)=lambdaR;
means(2)=lambdaQd;
means(3)=lambdaQ1;

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% Distribution Type : 0 for normal distribution, 1 for other distribution
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

n=length(means(1,:));
Y(1:n)=1;
Y(1)=kstest(D);
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
```

그림 3.1.12 FORM 신뢰도 해석 프로그램

나. FORM 기반 저항계수 산정 기법 개발

(1) FORM 기반 저항계수 산정 기법

하중 통계 특성치와 저항 통계 특성치를 이용하여 신뢰성 해석이 수행되면 이를 바탕으로 선정된 목표 신뢰도지수에 대한 저항계수 산정이 이루어진다. 본 연구에서의 하중계수는 미국 AASHTO LRFD 교량설계기준 (2004)에서 제시하는 하중조합 Case I에 적용되는 사하중과 활하중의 하중계수들을 적용하여 저항계수를 산정하도록 하였다. 본 연구에서 구하고자 하는 하중계수는 기초구조물의 연직 방향 지지력에 대한 것이므로, 하중조합 Case I이 모든 하중 조합 중 연직 방향 최대 하중을 초래하기 때문이다.

저항계수 산정을 위한 FORM 방법의 기본적인 알고리즘은 앞에서 설명한 신뢰성 해석의 경우와 비슷하다. 한계상태함수는 식 (3.1.58)과 같이 정의된다.

$$g = \ln R - \ln(\sum Q_i) = \ln \frac{R}{\sum Q_i} \tag{3.1.58}$$

하중을 사하중(QD)과 활하중(QL)만을 고려하면 한계상태함수는 하중과 저항의 편향계수들을 적용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$g = \ln \frac{\lambda_R R}{\lambda_{QD} QD + \lambda_{QL} QL} \tag{3.1.59}$$

하중저항계수 설계법의 기본 방정식을 사하중과 활하중만으로 나타내면 다음과 같다.

$$\phi R = \gamma_{QD} QD + \gamma_{QL} QL \tag{3.1.60}$$

식 (3.1.60)의 저항, R을 식 (3.1.59)에 대입하면 다음과 같은 한계상태함수가 된다.

$$g = \ln \frac{\lambda_R(\gamma_{QD} QD + \gamma_{QL} QL)}{\phi(\lambda_{QD} QD + \lambda_{QL} QL)} \tag{3.1.61}$$

분자와 분모를 QL로 나누면 식 (3.1.61)은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$g = \ln \frac{\lambda_R(\gamma_{QD} QD/QL + \gamma_{QL})}{\phi(\lambda_{QD} QD/QL + \lambda_{QL})} \tag{3.1.62}$$

식 (3.1.62)는 FORM 방법에 의해 저항계수를 산정하는데 적용되는 한계상태함수이며 이를 바탕으로 반복 알고리즘을 통해서 최적의 저항계수를 산정하게 된다. FORM 기반의 저항계수 산정 알고리즘은 그림 3.1.13과 같다.

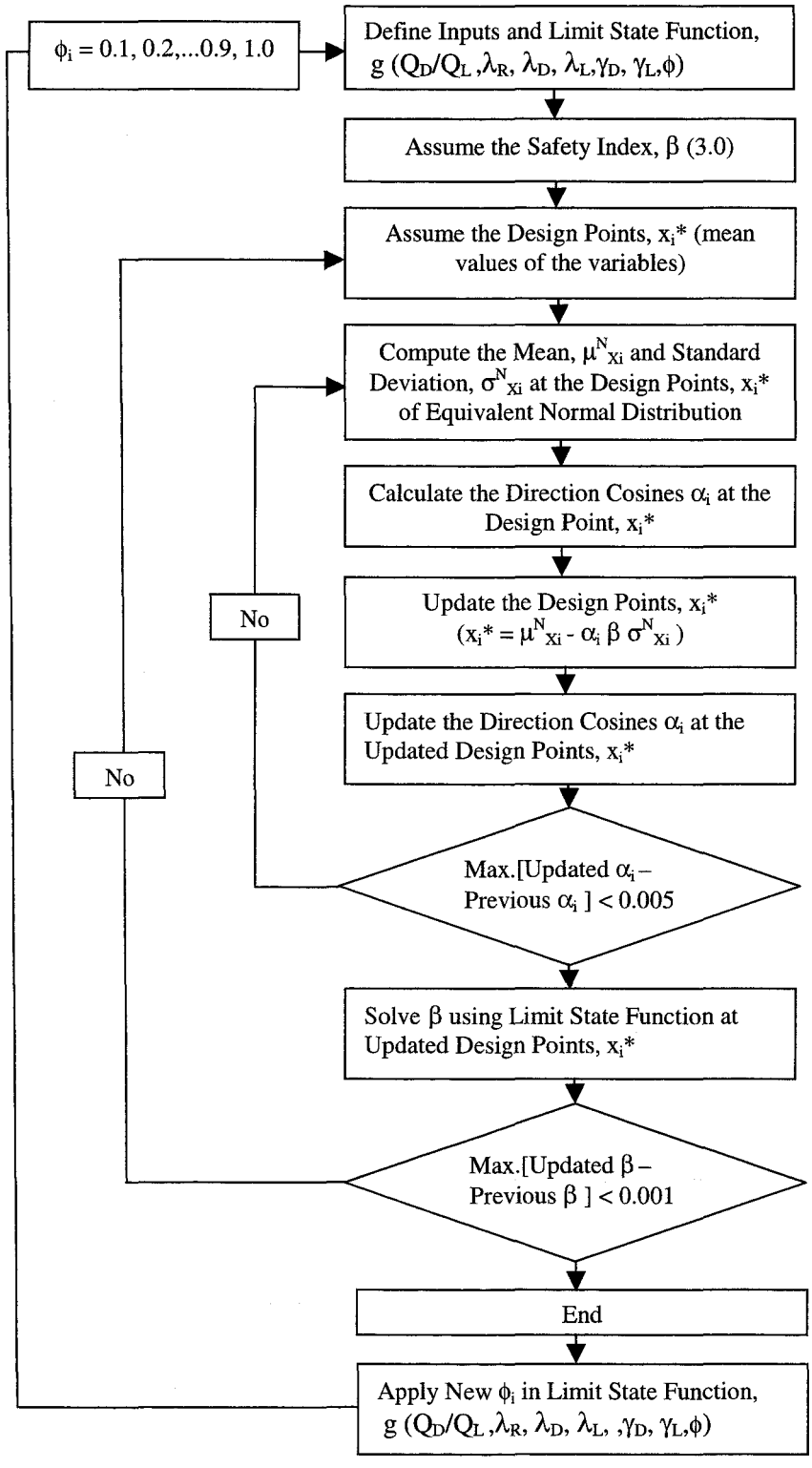


그림 3.1.13 FORM 기반 저항계수 산정 알고리즘

(2) FORM 기반 저항계수 산정 프로그램 개발

FORM 방법의 반복법을 통한 최적의 저항계수 산정을 위해서 MATLAB 프로그램을 기반으로 하여 저항계수 산정 프로그램 'KRGCAL'을 개발하였다. 프로그램의 계산 결과는 신뢰도지수와 산정된 저항계수의 상관관계를 그래프로 확인할 수 있도록 하였으며 MVFOSM 결과와 FORM 결과를 쉽게 비교해 볼 수 있도록 하기 위해 MVFOSM 방법에 의한 저항계수 계산 결과를 FORM 결과와 함께 나타내도록 하였다. 개발된 저항계수 산정 프로그램의 일부는 그림 3.1.14와 같다.

```
%%%
```

3. MCS(Monte Carlo Simulation) 기반 신뢰성 해석 및 저항계수 산정 기법 개발

가. MCS 기반 신뢰성 해석 기법 개발

(1) MCS 기반 신뢰성 해석 기법

일반적으로 MCS는 다양한 신뢰성 해석기법들 중에서 개념적으로 용이하고 적용성이 뛰어나며 일관된 결과를 제공하는 것으로 알려져 있다. 이론적으로 파괴확률 P_f는 아래의 적분식으로 구할 수 있다.

$$P_f = \int_D f(X_1, X_2, \cdots, X_n) dx_1, dx_2, \cdots, dx_n = \int_D f(X) dx \quad (3.1.63)$$

MCS에 의한 수치해석을 위해서는 식 (3.1.63)과 등가인 다음 표현이 사용된다.

$$P_f = E[I(x)] = \int_D I[x] f(x) dx \quad (3.1.64)$$

여기서, $I[x]$는 파괴 지시함수(indicator function)로서 아래와 같은 이원적 성질을 갖는다.

$$I[x] = I[g(x)] = \begin{cases} 1 & \text{if } g(x) \le 0 \quad : failure \\ 0 & \text{if } g(x) > 0 \quad : safe \end{cases} \quad (3.1.65)$$

일반적으로 $I[x] = 1$일 경우에 파괴영역의 경계면 모양이 매우 불규칙하므로 식 (3.1.64)의 적분식을 해석적으로 구하는 것은 거의 불가능하다. 따라서 파괴확률은 시뮬레이션이나 근사해 방법으로 구하는 것이 바람직하다. 본 연구에서는 기초구조물의 신뢰성평가를 위해서, 그림 3.1.15와 같이 MCS에 기초한 신뢰성 해석 알고리즘을 개발하였다. 개발된 프로그램을 통하여, 허용응력설계법(ASD)에 따라 설계된 기초구조물에 대한 신뢰성평가를 실시하여 목표신뢰도지수(또는 목표파괴확률)를 설정할 수 있으며, 또한 저항계수에 대한 코드 보정(code calibration)으로 다양한

저항계수 ϕ값에 대한 파괴확률을 계산할 수 있다. 그리고 최종적으로 선택된 목표 신뢰도지수에 대응되는 저항계수의 산정이 가능하다.

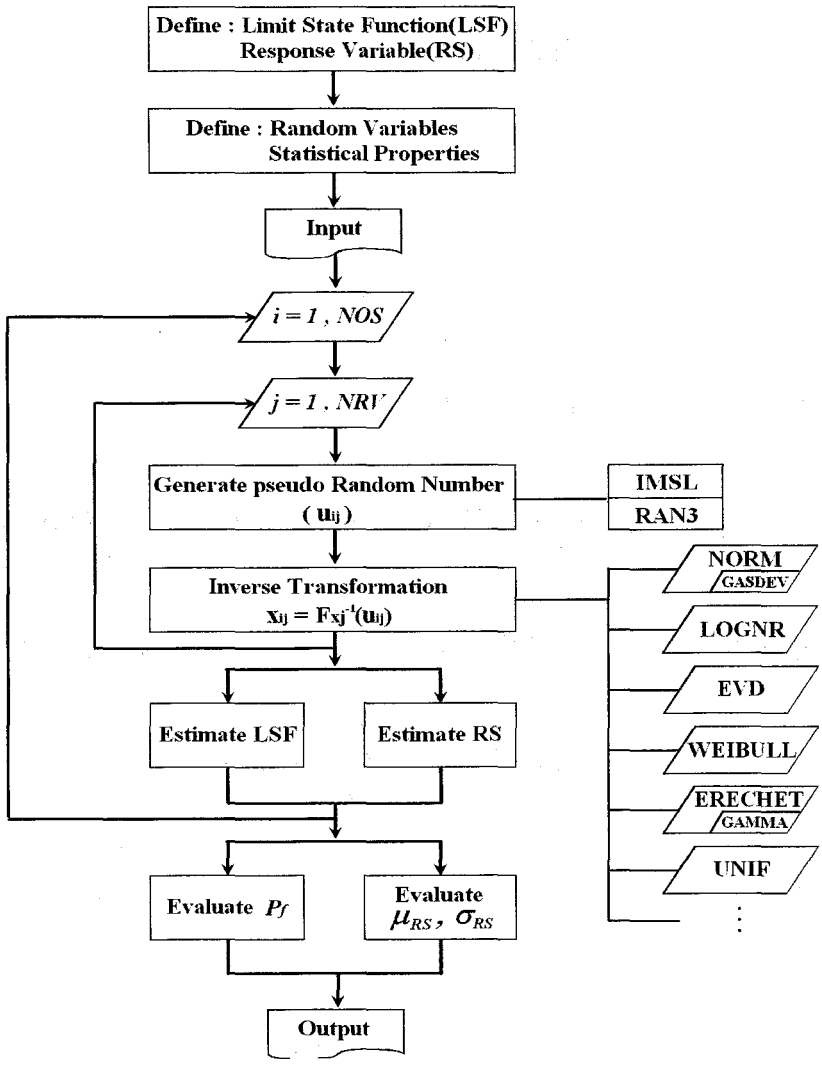


그림 3.1.15 MCS에 기초한 신뢰성 해석 알고리즘

MCS에 기초한 신뢰성 해석 알고리즘을 나타내는 그림 3.1.15를 보면, 먼저 한계상태함수 또는 응답변수(response variable, RS)를 정의하며, 각 한계상태함수나 응답변수에 포함된 랜덤변수의 통계특성치를 입력하여 0에서 1사이의 균일한 난수를 원하는 시뮬레이션의 횟수만큼 발생시키는데 이를 인위적 난수(pseudo random number)의 생성이라 한다. 다음으로 0과 1사이의 균일한 난수 u_{ij}를 적절한 통계적 특성 즉, 분포형태의 변량으로 변환한다. 이 과정을 역변환법 (inverse trans-

formation technique)이라 하며 그림 3.1.16으로 나타내었다. 여기서 랜덤변수의 누적확률분포는 발생된 난수 u_{ij}와 같다[$F_{Xj}(x_{ij}) = u_{ij}$]. 따라서 x_{ij}는 다음 식 (3.1.66)과 같이 표현된다.

$$x_{ij} = F_{Xj}^{-1}(u_{ij}) \tag{3.1.66}$$

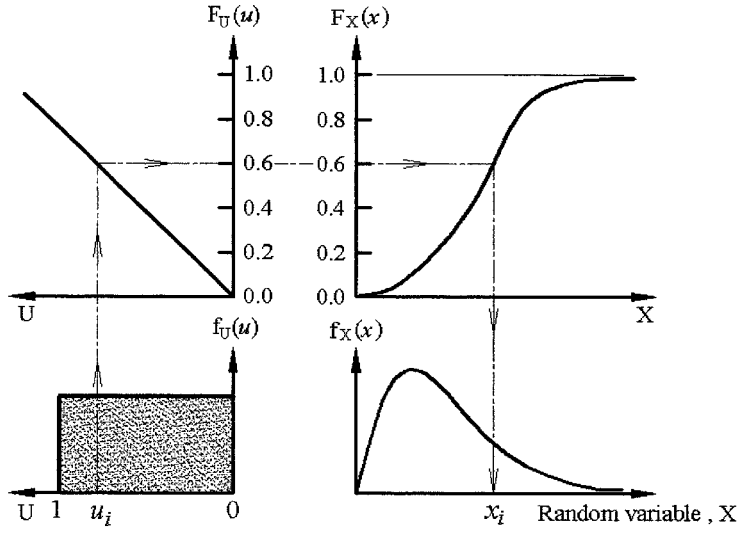


그림 3.1.16 역변환법(inverse transformation technique)

역변환법을 통하여 시뮬레이션 횟수만큼 한계상태함수 또는 응답변수가 평가되며, 최종적으로 파괴확률 P_f과 응답변수의 통계특성치인 평균 μ_{RS}과 표준편차 σ_{RS}를 산정한다.

표 3.1.9 MCS에 기초한 신뢰성 해석 프로그램용 모듈

모듈		기 능
RAN3		RANDOM NUMBER(난수) 생성 모듈
역변환 모듈	NORM	난수(0-1사이의 균등분포)를 정규분포 변량으로 변환
	LOGNR	난수를 대수정규분포 변량으로 변환
	EVD	난수를 극치분포(Type I of Max.)인 EVD 변량으로 변환
	WEI	난수를 극치분포(Type II of Min.)인 Weibull 변량으로 변환
	FRECHET	난수를 극치분포(Type II of Max.)인 Frechet 변량으로 변환
	UNIFORM	난수를 임의구간의 Uniform 변량으로 변환
파괴확률 계산 모듈 및 응답의 통계분석 모듈	ESLSF	한계상태함수 및 응답변수의 평가
	POFFAIL	한계상태함수에 따른 파괴확률의 계산
	STAT	응답변수 또는 한계상태함수의 통계치 계산
	SORT	응답변수 자료의 소팅 (CDF PLOTTING)
입출력 모듈	INPUT	한계상태함수 정의 및 확률변수와 통계특성치 입력
	OUTPUT	결과의 출력

(2) MCS 기반 신뢰성 해석 프로그램 개발

기초구조물에 대한 목표 신뢰도지수에 대응되는 저항계수의 산정을 위해 개발된 MCS에 기초한 신뢰성 해석 프로그램의 실행과정은 다음과 같다.

① 확률변수(random variables)의 개수를 입력

② seed number의 입력

③ 시뮬레이션의 횟수 입력

④ 확률변수의 통계특성치인 분포형태, 평균 및 표준편차 입력

⑤ 한계상태함수(limit state function)의 입력

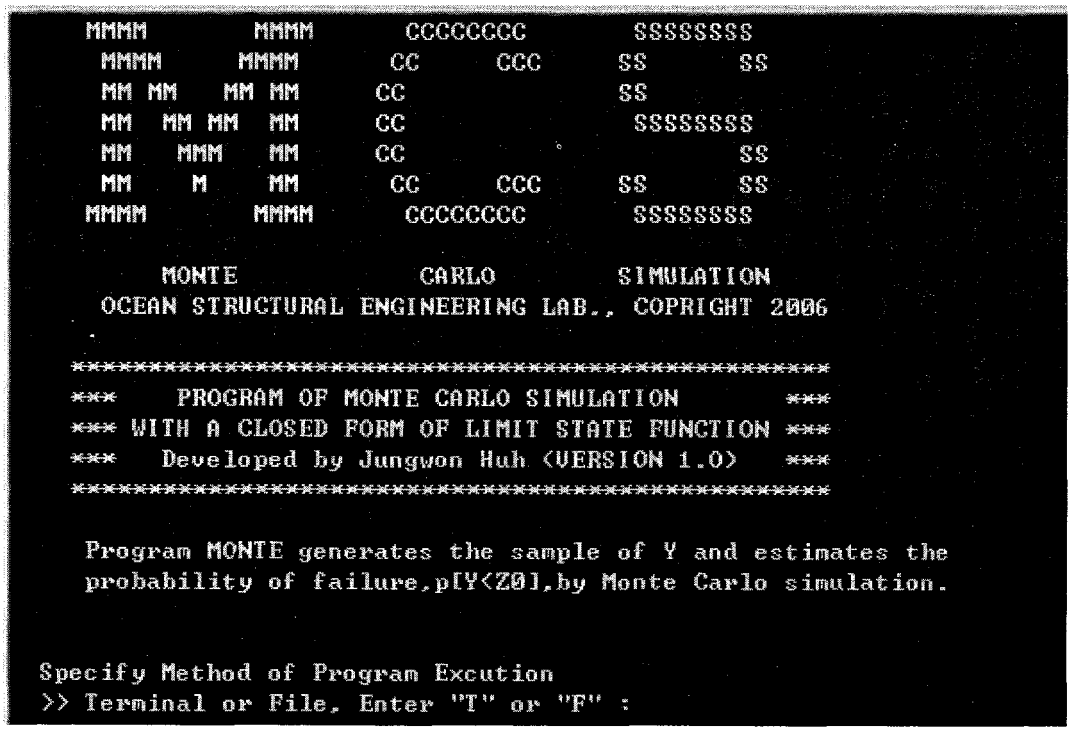


그림 3.1.17 MCS 신뢰성 해석 프로그램

이상의 MCS에 기초한 신뢰성 해석 프로그램의 검증을 위해 확률변수가 정규분포이고 한계상태함수가 선형인 간단한 예제를 고려하였다. 저항 R인 구조물에 사하중 Q_D와 활하중 Q_L이 작용할 때, 한계상태함수는 식 (3.1.67)과 같이 표현할 수 있다.

$$g = R - (Q_D + Q_L) \tag{3.1.67}$$

그리고 한계상태함수에 포함된 확률변수의 통계특성치인 평균과 표준편차 그리고 분포형태를 표 3.1.10에 나타내었다.

표 3.1.10 확률변수의 통계특성치

Random Variables	Mean	Standard Deviation	Distribution Type
Resistance , R	30	3.0	Normal
Dead Load , Q_D	15	1.5	Normal
Live Load , Q_L	10	1.0	Normal

식 (3.1.68)을 이용하여 신뢰도지수 β를 구하면, β=1.42857이며,

$$\beta = \frac{\mu_R - (\mu_{Q_D} + \mu_{Q_L})}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_{Q_D}^2 + \sigma_{Q_L}^2}} = \frac{30 - (15+10)}{\sqrt{3.0^2 + 1.5^2 + 1.0^2}} = 1.42857 \quad (3.1.68)$$

따라서, 최종적으로 파괴확률 P_f는 0.07656이다.

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) = 1 - \Phi(1.42857) = 0.07656 \quad (3.1.69)$$

다음으로 1,000,000번의 모사횟수를 이용한 MCS에 기초하여 신뢰성 해석을 실시 한 결과를 그림 3.1.18에 나타내었으며 이론 해와의 비교 결과를 표 3.1.11에 나타내었다. MCS 신뢰성 해석 결과, 파괴확률 P_f가 0.07663으로 평가되었으며 이는 이론 해와 0.1% 이내의 작은 오차를 보여 매우 정확한 결과가 산출된 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서 개발한 MCS 신뢰성 해석 프로그램을 통하여 다양한 저항계수 ϕ값에 대한 파괴확률의 산출이 가능할 것으로 사료된다.

표 3.1.11 이론 해와 MCS 신뢰성 해석 해의 비교

해석 방법	이론 해	MCS 신뢰성 해석 해
신뢰도지수 β	1.42857	1.42813
파괴확률 P_f	0.07656	0.07663

```
 MONTE CARLO SOLUTION

      SAMPLE SIZE, K=1000000

      NUMBER OF RANDOM VARIABLES, N=  3

      Value of ZO =    .0000

                      RANDOM VARIABLES

      VARIABLE        DISTRIBUTION      MEAN(MEDIAN)      STD DEV(C.O.V.)
      X( 1)=R            NORMAL          .30000E+02         .30000E+01
      X( 2)=QD           NORMAL          .15000E+02         .15000E+01
      X( 3)=QL           NORMAL          .10000E+02         .10000E+01

  *** G-FUNCTION USED IN MCS ANALYSIS ***
  GX = X(1)-(X(2)+X(3))
 #      - ZO

      STATISTICS OF Y :

      MEAN     =    .50042E+01

      STD DEV =    .35047E+01

      MEDIAN   =    .40989E+01

      COV      =    .70035E+00

      Number of Negative Y Values =76631
      Percent of Trials (Probability of Failure) =  .076631

 ----------------------------------------
  Elapsed CPU Time (SEConds) = .32031E+01
```

그림 3.1.18 MCS 신뢰성 해석 결과

나. MCS 기반 저항계수 산정 기법 개발

(1) MCS 기반 저항계수 산정 기법

본 절에서는 MCS 신뢰성 해석법에 기초한 보정(calibration)과정을 거쳐 저항계수 ϕ를 산정하는 방법에 대하여 기술하였다. 말뚝의 종류와 한계상태에 대하여 일관된 수준의 신뢰성을 확보하기 위해서는 현행 설계실무를 따라야 하며 또한 새로운 설계양식을 만들기 위해서는 기존의 설계기준들은 가능한 간단하고 사용자에게 친밀한 형태로 수정하는 것이 필요하다. 주어진 저항과 하중영향에 대한 신뢰도지수와 확률분포에 대해 MCS 또는 FORM으로 구한 부분안전계수(즉 하중계수 및

저항계수)는 파괴양상(한계상태함수)에 따라 달라질 수 있기 때문에 부분안전계수 및 저항계수의 보정이 중요하다.

본 연구에서도 AASHTO LRFD 교량설계기준(2004)에서 고려한 하중조합 Case I에 대한 사하중(QD)과 활하중(QL)의 조합으로 표현되는 강도한계상태에 대하여 보정을 수행하고 저항계수를 산정하였다. 그러므로 저항 R, 사하중 Q_D, 활하중 Q_L을 고려한 한계상태함수는 식 (3.1.70)과 같이 표현할 수 있다.

$$g = R - (Q_D + Q_L) \tag{3.1.70}$$

여기서, $\lambda_R = \frac{\mu_R}{R_n}$, $\lambda_{Q_D} = \frac{\mu_{Q_D}}{Q_{Dn}}$, $\lambda_{Q_L} = \frac{\mu_{Q_L}}{Q_{Ln}}$으로 표현할 수 있기 때문에 식 (3.1.70)은 다음 식 (3.1.71)과 같다.

$$g = \lambda_R R_n - (\lambda_{Q_D} Q_{Dn} + \lambda_{Q_L} Q_{Ln}) \tag{3.1.71}$$

여기서, R_n은 저항계수를 이용하여 식 (3.1.72)와 같이 표현된다.

$$R_n = \frac{\lambda_{Q_D} Q_D + \lambda_{Q_L} Q_L}{\phi} \tag{3.1.72}$$

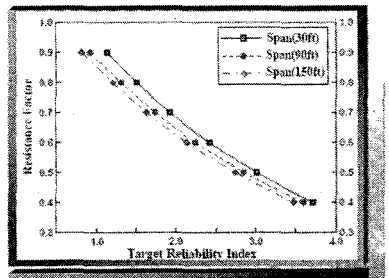
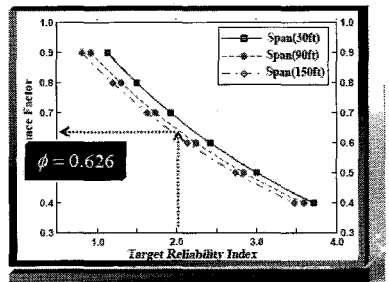
따라서, 최종적으로 MCS에 기초한 저항계수 산정에 적용되는 한계상태함수는 식 (3.1.73)으로 표현된다.

$$g = \frac{\lambda_R (\gamma_{Q_D} \frac{Q_D}{Q_L} + \gamma_{Q_L})}{\phi} - \left(\lambda_{Q_D} \frac{Q_D}{Q_L} + \lambda_{Q_L} \right) \tag{3.1.73}$$

전술한 바와 같이 지반공학분야의 설계기준에서 저항계수의 보정은 구조공학에서 이미 구체화한 하중계수들을 조합하여 사용하는 것을 전제로 하여 하중계수를

고정하는 것이 일반적이다(AASHTO, 2004). 본 연구에서도 한계상태함수인 식 (3.1.73)에서 확률변수로 고려하는 설계변수는 편향계수(bias factor)인 λ_R, λ_{Q_D} 그리고 λ_{Q_L}이며, 나머지는 결정론적 상수로 고려한다. 한편 저항편향계수 λ_R에 대한 통계특성치는 다음 절에서 기술되는 기초 말뚝구조물의 재하시험 결과로부터 획득한다. 식 (3.1.73)의 한계상태함수를 적용하여 저항계수를 산정하기 위해서는 아래 표 3.1.12에 나타낸 보정방법에 따라 저항계수의 값을 이용하여 값을 조정하면서 목표 파괴확률(또는 목표 신뢰도지수)이 만족되는 저항계수가 얻어질 때까지 반복적인 신뢰성분석 과정을 수행하는 것이 필요하다.

표 3.1.12 MCS 기반 저항계수 산정 알고리즘 및 보정 단계

1단계	Calibration of Resistance Factors 하중 및 저항에 대한 편향계수의 통계특성을 결정 한계상태함수에 MCS를 적용하여 다수의 ϕ값에 대한 파괴확률 계산 계산된 파괴확률에 대응하는 신뢰도지수 $\beta_T - \phi$ 선도를 작성 목표 신뢰도지수에 대응하는 저항계수 선택	Resistance Bias Factor Wirsching-Carlson method : 가설 CDF와 실험자료의 누적분포간의 적합도검사 Fortran program update 저항 편향계수의 통계분석 수행
2단계	Calibration of Resistance Factors 하중 및 저항에 대한 편향계수의 통계특성을 결정 한계상태함수에 MCS를 적용하여 다수의 ϕ값에 대한 파괴확률 계산 계산된 파괴확률에 대응하는 신뢰도지수 $\beta_T - \phi$ 선도를 작성 목표 신뢰도지수에 대응하는 저항계수 선택	MCS 신뢰성해석 - ASD 기초구조물에 대한 신뢰성해석 - 목표 신뢰도지수 결정 Limit State Function $g = \frac{\lambda_R(\gamma_{Q_D}\frac{Q_D}{Q_L}Q_D + \gamma_{Q_L})}{\phi} - (\lambda_{Q_D}\frac{Q_D}{Q_L} + \lambda_{Q_L})$ 다수의 ϕ에 대한 파괴확률 계산
3단계	Calibration of Resistance Factors 하중 및 저항에 대한 편향계수의 통계특성을 결정 한계상태함수에 MCS를 적용하여 다수의 ϕ값에 대한 파괴확률 계산 계산된 파괴확률에 대응하는 신뢰도지수 $\beta_T - \phi$ 선도를 작성 목표 신뢰도지수에 대응하는 저항계수 선택	목표 신뢰도지수에 대응하는 저항계수 결정 ($\beta_T - \phi$ 선도)  PDA BOR coastal concrete square pile
4단계	Calibration of Resistance Factors 하중 및 저항에 대한 편향계수의 통계특성을 결정 한계상태함수에 MCS를 적용하여 다수의 ϕ값에 대한 파괴확률 계산 계산된 파괴확률에 대응하는 신뢰도지수 $\beta_T - \phi$ 선도를 작성 목표 신뢰도지수에 대응하는 저항계수 선택	목표 신뢰도지수에 대응하는 저항계수 결정 ($\beta_T - \phi$ 선도)  PDA BOR coastal concrete square pile

(2) MCS 기반 저항계수 산정 프로그램 개발

본 연구에서 개발된 MCS 기반 저항계수 산정 자동화 프로그램의 주목적은 기초구조물의 하중조합에 따른 명시적 한계상태함수, 목표 파괴확률(또는 목표 신뢰도지수), 그리고 관련 확률변수의 통계특성(분포형태, 평균 및 표준편차)에 따른 반복적 과정의 LRFD 보정을 통하여 저항계수를 계산하는 것이다. 위 목적을 달성하기 위하여 표 3.1.12에 기술된 알고리즘에 근거하여 개발된 MCS 기반 저항계수 산정 자동화 프로그램 'MCS-CAL'(그림 3.1.19)의 입력 정보는 아래와 같다. 그림 3.1.20은 개발된 프로그램을 적용한 전형적인 결과이다.

① 목표 파괴확률의 입력

② 수렴여부 판단을 위한 저항계수의 자릿수 입력

③ 확률변수의 개수 입력

④ -1 ~ ∞ 범위의 임의 값(seed number) 입력

⑤ 시뮬레이션의 횟수 입력 ; 최대 시뮬레이션 횟수는 50,000,000회

⑥ 확률변수의 통계특성치인 분포형태, 평균 및 표준편차 입력

⑦ 보정을 위한 한계상태함수의 입력

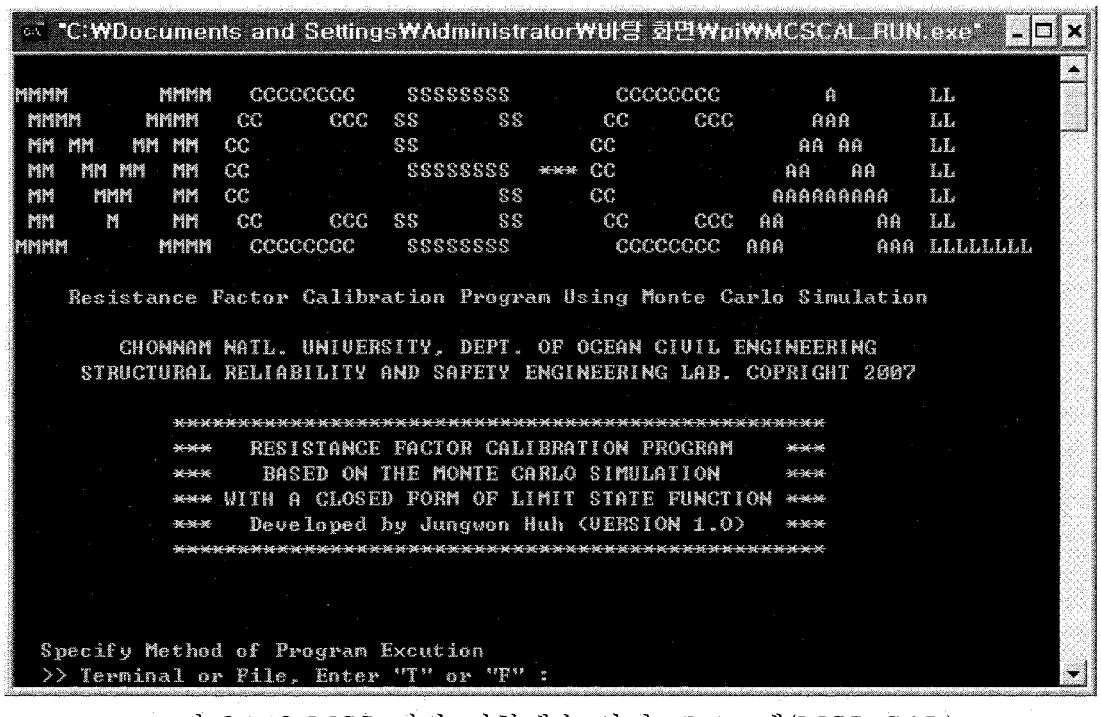
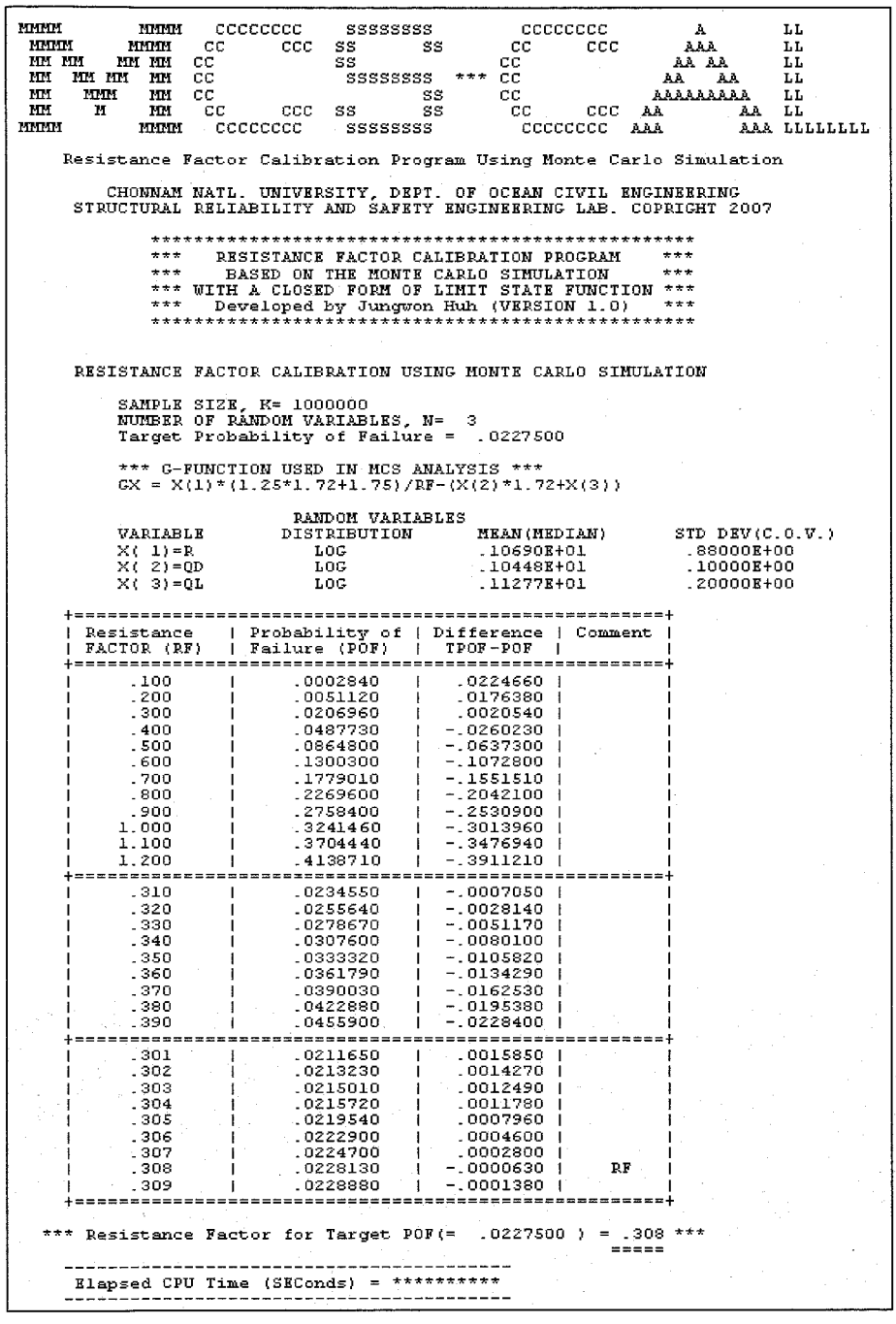


그림 3.1.19 MCS 기반 저항계수 산정 프로그램(MCS-CAL)



```
MMMM        MMMM   CCCCCCCC    SSSSSSSS        CCCCCCCC        A        LL
 MMMM      MMMM   CC      CCC  SS      SS      CC      CCC      AAA       LL
 MM MM    MM MM  CC           SS              CC              AA AA      LL
 MM  MM MM  MM  CC            SSSSSSSS  *** CC             AA   AA     LL
 MM   MMM   MM  CC                    SS     CC            AAAAAAAAA    LL
 MM    M    MM   CC      CCC  SS      SS      CC      CCC  AA       AA  LL
MMMM       MMMM   CCCCCCCC    SSSSSSSS        CCCCCCCC  AAA       AAA LLLLLLLL

    Resistance Factor Calibration Program Using Monte Carlo Simulation

       CHONNAM NATL. UNIVERSITY, DEPT. OF OCEAN CIVIL ENGINEERING
     STRUCTURAL RELIABILITY AND SAFETY ENGINEERING LAB. COPRIGHT 2007

           ************************************************
           ***    RESISTANCE FACTOR CALIBRATION PROGRAM    ***
           ***     BASED ON THE MONTE CARLO SIMULATION     ***
           *** WITH A CLOSED FORM OF LIMIT STATE FUNCTION ***
           ***    Developed by Jungwon Huh (VERSION 1.0)   ***
           ************************************************


     RESISTANCE FACTOR CALIBRATION USING MONTE CARLO SIMULATION

         SAMPLE SIZE, K= 1000000
         NUMBER OF RANDOM VARIABLES, N=  3
         Target Probability of Failure =  .0227500

         *** G-FUNCTION USED IN MCS ANALYSIS ***
         GX = X(1)*(1.25*1.72+1.75)/RF-(X(2)*1.72+X(3))

                          RANDOM VARIABLES
         VARIABLE        DISTRIBUTION       MEAN(MEDIAN)       STD DEV(C.O.V.)
         X( 1)=R            LOG              .10690E+01          .88000E+00
         X( 2)=QD           LOG              .10448E+01          .10000E+00
         X( 3)=QL           LOG              .11277E+01          .20000E+00

     +=================================================+
     | Resistance    | Probability of | Difference | Comment |
     | FACTOR (RF)   | Failure (POF)  |  TPOF-POF  |         |
     +=================================================+
     |      .100     |     .0002840   |   .0224660 |         |
     |      .200     |     .0051120   |   .0176380 |         |
     |      .300     |     .0206960   |   .0020540 |         |
     |      .400     |     .0487730   |  -.0260230 |         |
     |      .500     |     .0864800   |  -.0637300 |         |
     |      .600     |     .1300300   |  -.1072800 |         |
     |      .700     |     .1779010   |  -.1551510 |         |
     |      .800     |     .2269600   |  -.2042100 |         |
     |      .900     |     .2758400   |  -.2530900 |         |
     |     1.000     |     .3241460   |  -.3013960 |         |
     |     1.100     |     .3704440   |  -.3476940 |         |
     |     1.200     |     .4138710   |  -.3911210 |         |
     +=================================================+
     |      .310     |     .0234550   |  -.0007050 |         |
     |      .320     |     .0255640   |  -.0028140 |         |
     |      .330     |     .0278670   |  -.0051170 |         |
     |      .340     |     .0307600   |  -.0080100 |         |
     |      .350     |     .0333320   |  -.0105820 |         |
     |      .360     |     .0361790   |  -.0134290 |         |
     |      .370     |     .0390030   |  -.0162530 |         |
     |      .380     |     .0422880   |  -.0195380 |         |
     |      .390     |     .0455900   |  -.0228400 |         |
     +=================================================+
     |      .301     |     .0211650   |   .0015850 |         |
     |      .302     |     .0213230   |   .0014270 |         |
     |      .303     |     .0215010   |   .0012490 |         |
     |      .304     |     .0215720   |   .0011780 |         |
     |      .305     |     .0219540   |   .0007960 |         |
     |      .306     |     .0222900   |   .0004600 |         |
     |      .307     |     .0224700   |   .0002800 |         |
     |      .308     |     .0228130   |  -.0000630 |    RF   |
     |      .309     |     .0228880   |  -.0001380 |         |
     +=================================================+

  *** Resistance Factor for Target POF(=  .0227500 ) = .308 ***
                                                       =====
     ------------------------------------------
      Elapsed CPU Time (SEConds) = **********
     ------------------------------------------
```

그림 3.1.20 MCS-CAL을 이용한 저항계수 산정 결과 예

이상과 같이 개발된 MCS 기반 저항계수 산정 자동화 프로그램의 검증을 위해서 PDA 재항타 해상 콘크리트 사각 말뚝에 대하여 MCS 기반 저항계수 산정 프로그램을 이용하여 저항계수를 산정하였으며 이를 MVFOSM 방법으로써 산정한 저항계수(표 3.1.8 참고)와 비교하였다(표 3.1.13). 개발된 MCS 기반 저항계수 산정

프로그램은 정의된 한계상태함수에 대하여 1,000,000번의 모사횟수를 적용하여 반복적 신뢰성분석으로 저항계수를 산정하였다.

표 3.1.13 MVFOSM과 MCS에 의한 저항계수 비교

Span(ft)	Q_D/Q_L	β_T	MVFOSM에 의한 저항계수	MCS 의한 저항계수	차이
30	0.5	2.00	0.634	0.685	8.06%
60	1.0	2.00	0.607	0.662	9.10%
90	1.5	2.00	0.590	0.646	9.44%
120	2.0	2.00	0.579	0.634	9.47%
150	2.5	2.00	0.571	0.626	9.61%
200	3.5	2.00	0.560	0.613	9.39%
250	4.3	2.00	0.555	0.606	9.25%

해석결과 표 3.1.13을 보면, MCS 신뢰성 해석으로 평가된 저항계수 값이 MVFOSM으로 해석한 저항계수 값보다 약 8~10%정도 크게 산정된 것을 알 수 있다. 향후 기초 말뚝구조물에 대한 재하시험을 통하여 저항편향계수의 분포형태를 포함한 통계특성치를 정확히 평가하여 이를 반영하면 보다 정확한 저항계수 ϕ를 결정할 수 있을 것으로 사료된다. 그리고 MCS 신뢰성 해석에 기초하여, 표 3.1.13에 제시된 말뚝의 지간(*ft*)이 30, 90, 120인 경우에 대해서, 목표 신뢰도지수 β_T를 1.5에서 3.0까지의 변화에 따른 저항계수 ϕ를 산정하여 그림 3.1.21에 나타내었다.

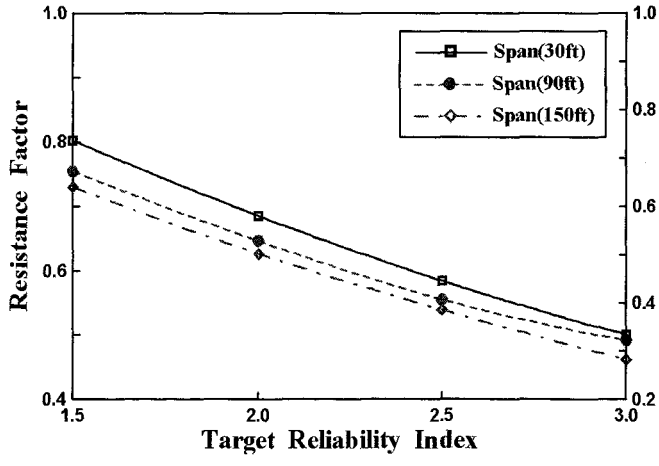


그림 3.1.21 목표 신뢰도지수의 변화에 따른 저항계수 ($\beta_T - \phi$선도)

제 2 절 설계변수 데이터베이스 구축

1. 자료 수집

기초구조물의 하중저항계수설계법은 구조물에 작용하는 하중과 지반의 저항력, 그리고 이들의 불확실성을 고려한 각각의 하중계수와 저항계수의 유기적인 조합으로 구성되어 있다. 따라서 하중저항계수설계법의 개발과 도입을 위해서는 합리적인 하중계수와 저항계수의 결정이 무엇보다 중요하다. 지역적 가변성과 구조물 재료 자체의 변동성이 작은 하중계수와 달리 변동성이 크고 복잡한 양상을 보이는 지반 및 기초구조물의 저항계수의 결정에는 불확실성을 정량화하기 위한 정확한 신뢰성 해석기법의 개발뿐만 아니라 복잡한 구조 특성과 변동성을 내포하고 있는 지반에 대한 실내·현장조사 자료 및 주요 설계변수에 대한 자료 축적이 선행되어야 한다.

지반 및 기초구조물의 불확실성은 지반의 공간적 변화에 따른 내재적 불확실성과 현장 계측, 실내실험의 오차, 해석모델 및 설계 단계에서의 오차 등 네 부분으로 분류할 수 있다(그림 3.2.1).

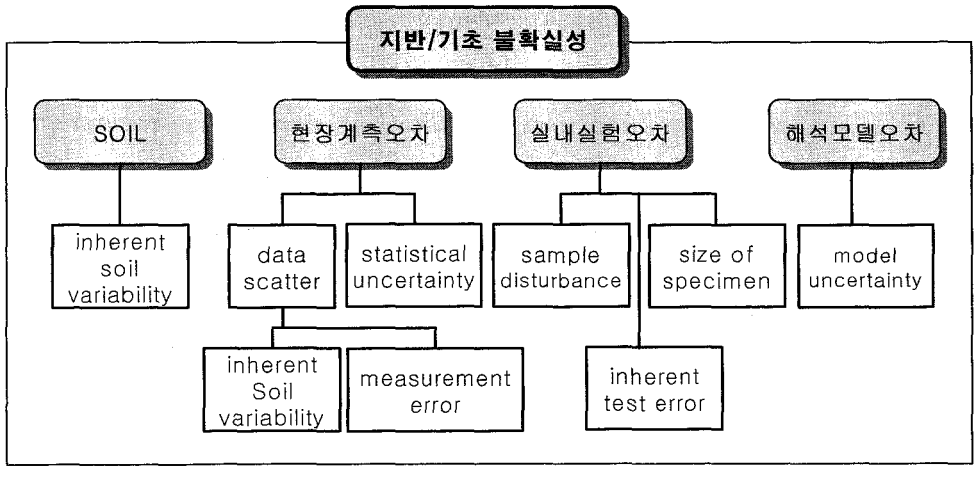


그림 3.2.1 지반공학적 불확실성 요인(Kulhawy and Phoon, 1996)

지반 특성은 생성, 풍화, 운반, 퇴적 과정과 생성 후 구성 광물의 변화, 응력, 함수비 등 지역 특성과 위치에 따른 변화를 보이며, 연직방향과 수평방향에 따른 물

성의 변화를 보인다. 또한 시간적, 경제적 제한으로 인해 국부적인 조사·계측 및 실험만이 수행되며, 측정장비와 방법, 조사자에 따른 차이 그리고 제반 실험 오차 등이 발생할 수 있다. 마지막으로 설계 정수를 도출하는 해석 과정 중 발생가능한 오차는 측정자료의 부족이나 간접적 상관식을 이용한 모델 오차 등 신뢰성 분석 기법과 그 적용에 있어서의 불확실성 등이다.

현재 국내외 기준에서 확률변수로서 채택되고 있는 토질정수로는 표준관입시험(SPT)에 의한 N치, 암반의 일축압축강도, 유효응력, 콘 관입저항치, 삼축압축시험에 의한 내부마찰각(ϕ) 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.

기초구조물의 주요 설계변수 데이터베이스 구축을 위해 국내 각 지역에서 실시된 설계 및 시공 사례와 함께 현장 재하시험, 현장 지반조사 자료, 실내 실험 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. 먼저 대한주택공사 등 공기업, 특별시, 광역시·도를 포함한 지방자치단체 등 주요 국가사업 발주기관인 공공기관을 중심으로 현장 재하시험 자료와 지반조사 자료, 실내실험 자료 및 실제 기초설계 보고서를 획득하였다. 또한 설계나 시공을 담당하는 민간 설계업체 및 시공회사와 직접 재하시험을 수행하는 지반·지질조사 전문 회사 등을 포함한 민간 업체에 대한 자료수집도 병행하였다.

기초 재하시험의 경우 시험목적에 따라 설계에 반영하기 위해 설계단계에서 실시하는 설계목적의 재하시험과 설계지지력 확인을 위하여 시공단계에서 실시하는 통상적인 재하시험의 두 가지로 분류할 수 있으며, 통상적인 재하시험은 시공 중 설계하중의 지지가능 여부만을 확인하기 위하여 수행되는 경우가 많으므로 기초구조물의 극한지지력 또는 항복지지력을 확인할 수 없는 경우가 많다. 따라서 본 연구의 목적상 극한지지력이나 항복지지력을 확인할 수 있는 현장 재하시험 자료를 확보하기 위하여 축하중전이 양상과 극한지지력, 항복지지력을 확인할 수 있는 하

중-침하 그래프를 연구목적의 보고서나 학위논문, 논문집 등을 통해서도 수집하였다. 1945년 이후의 국내 석박사학위논문 98만여 권을 데이터베이스로 구축하고 있는 국회도서관 내에 소장된 재하시험 관련 주제의 700여편의 논문을 검토하였고, 국내외 40만건 이상의 토목관련 연구정보 데이터베이스 이외에 전문학회와 학술단체에서 개최하는 세미나 자료, 건설현장 및 신기술자료 등에 대한 자료 제공 서비스를 수행하고 있는 토목연구정보센터(CERIC)와 한국학술정보(KISS), 학술연구정보서비스(RISS) 등을 통해 600여 편의 논문과 연구자료를 검토하여 재하시험 자료 및 지반조사 자료를 획득하였다. 또한 국내 축하중전이 양상과 기초의 하중지지 양상을 확인하기 위한 재하시험을 수십 차례 이상 수행한 경성대학교, 서울대학교, 계명대학교 등으로부터 자료를 수집하였다.

이와 더불어 2005년~2007년 현재 공사 중이거나 완료된 전국의 지방국토관리청 관내 모든 도로건설현장 약 320여 곳에서 수행된 재하시험 및 지반조사 자료를 수집하여 분석하였다. 수집된 재하시험 자료의 현황은 표 3.2.1과 같으며, 데이터베이스 구축을 위한 각 자료의 목록화는 표 3.2.2, 표 3.2.3, 표 3.2.4와 같다.

표 3.2.1 수집 재하시험 자료

종 류	자료 출처	수집·분석 자료 수
석박사학위논문	국회도서관	723
학술연구논문	토목연구정보센터(CERIC), 한국학술정보(KISS), 학술연구정보서비스(RISS)	596
재하시험 보고서	지방국토관리청, 특별시, 광역시·도 공기업, 민간업체, 재하시험 실시 대학교	908
	전국 지방국토관리청 관내 도로 건설현장	148
계		**2,375**

표 3.2.2 석박사학위논문 데이터베이스 목록 예

번호	논문명	저자명	대학	학위년도	학위
1	억지말뚝을 이용한 흙막이 공법의 적용성에 관한 연구	김대우	부산대 대학원	2006	석사
2	실내모형실험 및 현장평판재하시험에 의한 현장타설형 팽이말뚝기초의 지지력 산정	안민희	인천대 산업대학원	2006	석사
3	초고층 건축물 말뚝기초의 지지력과 침하량 확인을 위한 양방향 고유압 말뚝재하시험 적용사례 연구	김성수	경성대 대학원	2006	석사
4	수치해석에 의한 팽이말뚝기초의 거동특성	이정해	단국대 대학원	2005	석사
5	경량 흙막이 구조물의 안정해석	김우진	충주대 산업대학원	2005	석사
6	Sand Column을 갖는 모래-점토 합성시료의 전단거동 특성	송병관	동신대 대학원	2005	석사
7	잔교 구조물의 PILE 변형원인에 관한 연구	문철용	수원대 대학원	2005	석사
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

표 3.2.3 학술연구논문 데이터베이스 목록 예

번호	자료명	저자	발행년도	수록지명	발행처
1	연직 및 수평재하시험을 통한 단일 현장타설 말뚝의 성능 확인	김경석, 김정열, 봉영채, 정우관	2005	고속도로. 제70호	한국도로공사
2	천공 후 말뚝타격공법의 진동·소음 문제 해소를 위한 적정 이격거리 산정 방안 연구	박홍태, 강인석	2005	건설관리. 제6권 제4호 통권 제26호	한국건설관리학회
3	교량 말뚝기초의 캡강성을 고려한 비선형 3차원 해석	원진오, 정상섬	2005	韓國地盤工學會論文集. 제21권 제6호	한국지반공학회
4	교대말뚝기초의 측방유동에 관한 원심모형실험	최동혁, 정길수, 박병수, 유남재	2005	産業技術硏究. 제25권 B호	江原大學校産業技術硏究所
5	양방향 반복수평하중이 작용하는 무리말뚝의 거동 특성	배종순, 김성호, 김태용	2005	大韓土木學會論文集-제25권 제1호	대한토목학회
7	교량 말뚝기초 해석기법의 적용성 분석	원진오, 정상섬	2005	韓國地盤工學會論文集. 제21권 제4호	한국지반공학회
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

표 3.2.4 재하시험보고서 데이터베이스 목록 예

번호	보고서명	연도	기관명	시행기관
1	센텀파크 아파트 신축공사-말뚝기초 설계지지력 확인을 위한 말뚝 재하시험 보고서	2002	㈜백송종합건설	㈜백경지앤씨
2	부산신항 진입도로 건설공사(가덕I/C)-말뚝정재하시험 보고서	2004	㈜대우건설	연엔지니어링기술연구소 등
3	부산신항 진입도로 건설공사(가덕I/C)-말뚝정재하시험 보고서	2003	㈜대우건설	연엔지니어링기술연구소 등
4	광안대로 1공구 건설공사-MP12 말뚝재하시험 결과 보고서(MP12-P8, P3, P4)	1999	대림산업㈜	대림산업㈜ 용인기술연구소
5	경부선 청도-삼랑진 간선로개량 노반공사-말뚝정재하시험보고서	2001	경남기업㈜	세진기초산업주식회사
6	거제시 국도대체우회도로(상동~신현)건설공사 현장-말뚝동재하시험보고서(AREA:문동3교 A2-A2)	2004	SK 건설	㈜선웅엔지니어링
7	거제시 국도대체우회도로(상동~신현)건설공사 현장-말뚝동재하시험보고서(AREA:문동3교 P5-A-1(Restrike))	2004	SK 건설	㈜선웅엔지니어링
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

2. 현장 재하시험

신뢰성 해석 및 저항계수 산정에 필요한 현장시험 자료를 확보하고 개발된 신뢰성 해석 프로그램과 저항계수를 검증하기 위해 항타강관말뚝에 대한 정재하시험 및 축하중전이 시험을 실시하였다. 1차년도 5회, 2차년도 5회, 3차년도 4회 등 3년의 연구기간 동안 총 14회의 시험을 서로 다른 국내 지반에서 수행하였다. 신뢰성 해석에 포함되는 재하시험 자료의 질을 높이고 저항계수 산정 시 결과의 신뢰성을 확보하기 위해서 한정된 예산과 연구기간의 여건 내에서 최대한 많은 수의 시험을 다양한 지반 조건에서 수행하였다.

연구의 효율성과 적용성을 높이기 위해서 공사가 진행중인 현장에서 직경 406㎜~812㎜의 항타강관말뚝에 대해서 정재하시험 및 축하중전이 시험을 수행하였다. 기존 현장에서 수행된 많은 수의 항타강관말뚝 재하시험은 허용지지력을 확인하는 목적으로 수행되었기 때문에 재하용량의 부족으로 인해 말뚝의 극한지지력(또는 항복지지력)을 확인할 수 없는 경우가 대부분이었다. 따라서 이들 자료는 말

뚝 지지력의 신뢰성 분석 및 저항계수 산정에 적용될 수 없었다. 본 연구에서 직접 수행한 14회의 시험은 말뚝의 극한지지력을 명백히 확인할 수 있는 수준까지 하중재하를 실시하여 신뢰성 분석 자료에 포함하였다. 14회 시험의 위치와 말뚝제원의 개요는 표 3.2.5와 같다.

표 3.2.5 직접 수행된 항타강관말뚝 정재하시험 개요

구 분	시험 위치	선단부 지층	선단부 SPT N치	말뚝제원	
				직경(㎜)	길이(m)
1	대저 순아 수문 설치공사 현장	사질토	32	609	58
2	부산 정보단지 지원도로 현장	점토	5	508	17
3	국도 25호선 대체우회도로 현장	풍화토	44	508	9.5
4	장항-군산 철도연결 노반공사 현장	풍화토	47	406	9.5
5	명지주거단지 현장	사질토	17	609	57.1
6	서수원-평택 고속도로 건설공사 현장	풍화토	50	508	13
7	다대항 배후도로 건설공사 현장	사질토	50	508	33
8	명지대교 건설공사 현장	사질토	50	508	47
9	송도신도시 아시아트레이드 타워 현장	사질토	50	508	35.5
10	부산-김해 경량전철 현장	사질토	50	813	46
11	화전지구 개발사업 1공구 현장	점토	4	406	30
12	한국도로공사 팔각말뚝프로젝트 현장	풍화토	50	406	9
13	화전지구 개발사업 3공구 현장	점토	5	406	30
14	부산-김해 경량전철 민간사업 현장	사질토	15	508	30

말뚝의 압축정재하시험법은 여러 가지가 있으나 국내에서는 ASTM 1143-81 표준 재하방법인 완속재하방법(slow maintained load test)과 지반의 잔류 침하량을 확인할 수 있는 반복하중재하방법(cyclic loading test), 각 하중단계마다 동일한 시간을 유지하도록 하는 급속재하방법(quick maintained load test)을 주로 사용하고 있다. 본 연구에서는 완속재하방법 중 탄성침하량과 소성침하량을 함께 측정할 수 있는 다주기 방식에 의한 하중재하 방법을 적용하였다. 연직 압축정재하시험 방법에 대한 내용은 다음 절에서 자세히 설명하였다.

축하중 계측센서가 부착된 개단강관말뚝을 시공하여 정재하시험을 실시하였으며 하중단계별 임의 심도에서 축방향 하중을 측정하였다. 완전결선형 전기저항식

강관변형율계를 사용하여 축하중 응력을 측정하였으며, 계측센서의 설치 위치와 수량은 시험 말뚝의 길이와 지반 조건 등을 고려하여 결정하였다. 심도별 축하중의 분포도 및 마찰응력의 분포도를 분석함으로써 말뚝의 전체 지지력에서 주면마찰력과 선단지지력을 분리할 수 있었고 말뚝의 하중지지 거동을 정확히 확인할 수 있었다. 시험말뚝에 적용된 계측센서는 강관표면에 부착하여 방수처리 하였고 외부 충격, 해충, 항타에너지에 의한 손실 방지처리를 하였다. 계측센서의 모식도는 그림 3.2.2와 같다. 시험말뚝과 함께 반력말뚝이 항타관리기준에 준하여 시공되었으며, 현장 여건에 따라서 4본, 6본 또는 8본을 설치하였다. 반력말뚝 8본이 설치된 대표적인 재하프레임 설치 모식도는 그림 3.2.3과 같다.

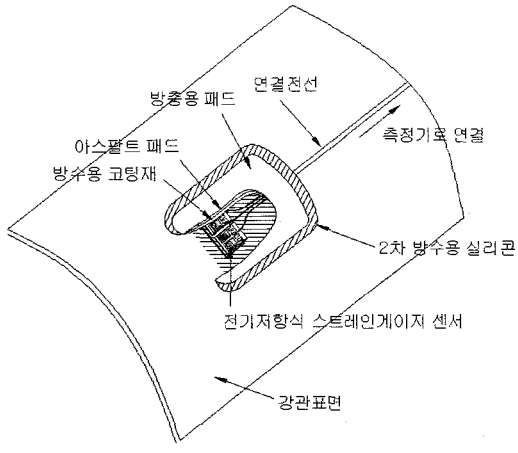


그림 3.2.2 계측센서 모식도

재하시험 자료의 분석과 설계 지지력 산정을 위해서 시추조사를 비롯한 지반조사 시험이 함께 수행되었다. 지반조사 시험의 다양성과 정확성은 재하시험 자체의 엄밀성과 함께 신뢰성 분석 및 저항계수 산정에 있어서 자료의 정확성과 신뢰성을 결정 짓는 가장 중요한 변수이다. 본 연구에서는 재하시험 위치에서 시추조사를 실시하여 말뚝이 근입된 심도의 지층특성을 분석하였고 채취된 토질 샘플을 이용하여 지반물성치를 파악하였다. 지반조사 시험 결과는 다음 절에서 재하시험 결과와 함께 상세히 설명하였다.

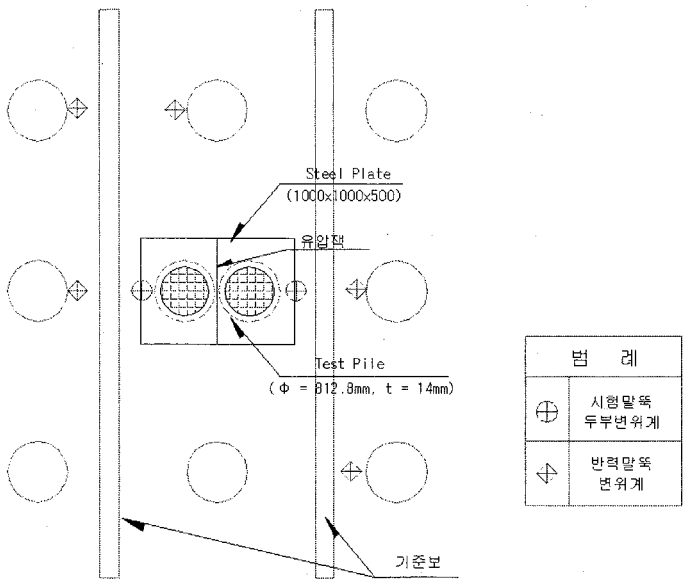


그림 3.2.3 말뚝 재하프레임 설치 모식도 예

가. 압축정재하시험 방법

말뚝의 압축정재하시험은 다양한 하중재하 방법으로 수행되고 있으며 자세한 내용은 다음과 같다(한국지반공학회, 2002).

■ 완속재하시험법 (slow maintained load test)

ASTM 표준재하방법으로 널리 알려진(ASTM D 1143-81)이 방법의 재하시험 과정은 다음과 같다.

① 총 시험하중을 8단계 즉, 설계하중의 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175 및 200 %로 나누어 재하한다.

② 각 하중단계에서 말뚝두부의 침하율이 시간당 0.01 inch(= 0.25mm)이하가 될 때까지, 단 최대 2시간을 넘지 않도록 하여 재하하중을 유지한다.

③ 설계하중의 200%, 즉 총 시험하중 재하단계에서 하중을 유지하되 시간당 침하량이 0.01 inch 이하일 경우 12시간, 그렇지 않을 경우 24시간 동안 유지시킨다.

④ 총 시험하중을 설계하중의 25% 씩 각 단계별로 1시간 간격으로 재하한다.

⑤ 만약 시험도중 말뚝의 파괴가 발생할 경우, 총 침하량이 말뚝 두부의 직경 또는 사각형 말뚝 대각선 길이의 15%에 달할 때까지 재하를 계속한다.

■ 반복하중재하시험법 (cyclic loading test)

ASTM D 1143 - 81(optional)에 의한 반복하중재하 시험방법은 아래와 같다.

① 재하하중의 하중단계를 표준재하방법에서와 같이 정한다.

② 재하하중 단계가 설계하중의 50, 100 및 150%에 도달하였을 때 재하하중을 각각 1시간 동안 유지시킨 후 표준재하방법의 재하시와 같은 단계를 거쳐 단계별로 20분 간격을 두면서 제하한다.

③ 하중을 완전히 제하한 후 설계하중의 50%씩 단계적으로 다시 재하하고 표준시험 방법에 따라 다음 단계로 재하한다.

④ 재하하중이 총 시험하중에 도달하게 되면 12시간 또는 24시간 동안 하중을 유지시킨 후 제하하되 그 절차는 표준재하방법과 같다.

그림 3.2.4에서 시간에 따른 하중재하상태를 나타내었으며, 표 3.2.6에서 현장에 시공된 현장타설 말뚝에 수행된 말뚝 정재하 압축시험사례에서 설정한 반복하중재하방법의 하중재하 단계의 예를 나타내었다. 시험 말뚝은 설계하중 5MN의 현장타설 콘크리트 말뚝으로 최대재하용량을 20MN으로 설정하였다. 여기서, 하중재하단계는 ASTM의 완속재하시험 방법과 반복하중재하방법에 따라 설정되었다.

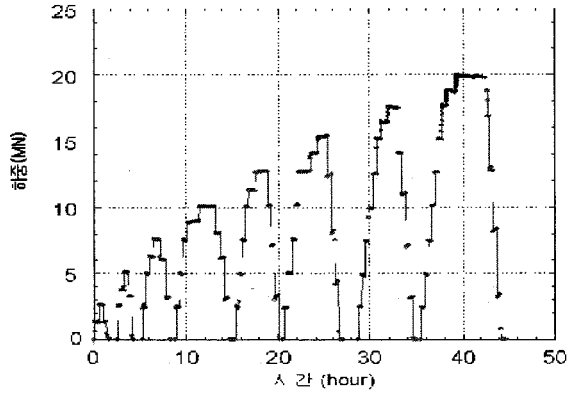


그림 3.2.4 반복하중재하방법 시간에 따른 하중재하 상태 예

표 3.2.6 반복하중재하 방법의 하중단계 예

주기	하 중 단 계	재하시간	비 고
①	0MN→1.25MN→2.50MN→1.25MN→0MN	2시간	설계하중의 50%
②	0MN→2.50MN→3.75MN→5.005MN→3.75MN→2.50MN→0MN→Next Cycle	3시간	설계하중의 100%
③	0MN→2.50MN→5.00MN→6.25MN→7.50MN→6.25MN→5.00MN→2.50MN→0MN→Next Cycle	4시간	설계하중의 150%
④	0MN→2.50MN→5.00MN→7.50MN→8.75MN→10.00MN→8.75MN→7.50MN→5.00MN→2.50MN→0MN→Next Cycle	5시간	설계하중의 200%
⑤	0MN→2.50MN→5.00MN→7.50MN→10.00MN→11.25MN→12.50MN→11.25MN→10.00MN→7.50MN→5.00MN→2.50MN→0MN→Next Cycle	6시간	설계하중의 250%
⑥	0MN→2.50MN→5.00MN→7.50MN→10.00MN→12.50MN→13.75MN→15.00MN→13.75MN→12.50MN→10.00MN→7.50MN→5.00MN→2.50MN→0MN→End	7시간	설계하중의 300%
⑦	0MN→2.50MN→5.00MN→7.50MN→10.00MN→12.50MN→15.00MN→16.25MN→17.50MN→15.00MN→12.50MN→10.00MN→7.50MN→5.00MN→2.50MN→0MN→Next Cycle	8시간	설계하중의 350%
⑧	0MN→2.50MN→5.00MN→7.50MN→10.00MN→12.50MN→15.00MN→17.50MN→18.75MN→20.00MN→18.75MN→17.50MN→15.00MN→12.50MN→10.00MN→7.50MN→5.00MN→2.50MN→0MN→End	22시간	설계하중의 400%

■ 급속재하시험법 (quick maintained load test)

표준재하방법은 매우 긴 시간(보통 30 내지 70시간)이 소요되는데 침하율 기준에 따라 각 하중재하단계에서 경과 시간을 조절하는 것보다는 각 하중단계마다 '동일한' 시간을 유지토록 하는 것이 더 중요하다할 수도 있다. 이러한 인식하에서 제안된 방법이 '급속재하방법'으로서 뉴욕 주 교통국, 미국 연방도로국 및 ASTM 1143 - 81(Optional)에 의해 권장되고 있으며 그 시험방법은 다음과 같다.

① 재하하중단계를 설계하중의 10%~15%로 정하고 각 하중단계의 재하 간격을 2.5 내지 15분으로 하여 재하한다. ASTM에서는 재하 간격을 2.5분으로 규정하고 있으나 그 시간 동안 2~4차례에 걸쳐 변위계를 읽고 기록하기에는 충분치 못한 것으로 판단되며 대체로 5분 간격으로 하는 것이 보다 실제적일 것으로 보인다.

② 각 하중단계마다 2~4차례(예 : 재하 간격 5분일 경우 0, 2.5, 4.0 및 5분 경과시) 침하량을 읽어 기록한다.

③ 시험은 재하하중을 계속 증가시켜 말뚝의 극한하중에 이를 때까지 또는 재하장치의 재하용량이 허용하는 범위까지 재하한 후, 최종 하중단계에서 2.5 내지 15분간 하중을 유지시킨후 제하한다. 일반적으로 총 시험하중을 표준재하방법에서와 마찬가지로 설계하중의 200%, 혹은 300%까지로 제한하는 것이 권장되고 있다(Fellenius, 1998 ; Prakash and Sharma, 1990). 이 방법을 사용하면 대략 2~5시간 이내에 전 시험과정을 마칠 수 있다.

■ 일정침하율시험법 (constant rate of penetration test)

일정침하율시험방법은 흔히 CRP 시험이라고 불리며 말뚝의 극한하중을 신속히 결정하기 위한 목적으로 Whitaker에 의해 개발된 것으로서 스웨덴 말뚝 협회(Swedish Pile Commission), 뉴욕 주 교통국 및 ASTM D 1143 - 81(optional)에 의해 권장되고 있으며 시험 방법은 다음과 같다.

① 말뚝의 침하율이 통상 0.01inch/min 내지 0.10inch/min가 되도록 재하하중을 조절하면서 매 2분마다 하중과 침하량을 기록한다. 침하율을 정하는 데 있어 Whitaker는 마찰말뚝에 대해서는 0.75mm/min, 선단지지말뚝에 대해서는 1.5 mm/min를 채택할 것을 권유하고 있으며, ASTM에서는 점성토인 경우 0.25~1.25 mm/min,사질토인 경우 0.75~2.50mm/min를 제시하고 있다.

② 위의 방법으로 재하하중을 증가시켜 말뚝의 총 침하량이 2~3 inch (= 50~75mm)에 달할 때까지 또는 총 시험하중에 도달할 때까지 시험을 계속한 후 재하한다. ASTM에서는 총침하량이 말뚝두부의 직경 또는 사각형 말뚝 대각선 길이의 15 %에 도달할 때까지 시험을 계속할 것을 규정하고 있다.

CRP 시험방법은 급속재하방법에서보다 더 나은 하중 침하량 곡선을 얻을 수 있다는 데 그 장점이 있으며 특히 점성토의 마찰말뚝에 대해 보다 잘 적용된다. 이 방법을 수행하기 위해서는 일정침하율을 유지하기 위해 지속적으로 유압을 가할 수 있는 특수전동펌프의 구비가 필수적이며, 또한 하중과 침하량 눈금들을 동시에 읽어내야 하므로 시험요원의 적절한 훈련이 필요하다.

■ 일정침하량시험법(constant settlement increment test)

이 방법 역시 CRP 시험방법과 마찬가지로 말뚝의 침하량이 일정한 값만큼 증가하도록 단계별 재하하중을 조절하는 방법으로서 그 과정은 아래와 같다.

① 단계별 재하하중을 말뚝의 침하량이 대략 말뚝 두부의 직경 또는 대각선 길이의 1 % 에 해당하는 값과 같아지도록 조절한다.

② "①"항의 소정 침하량을 유지하기 위한 재하하중 변화율이 시간당 각 단계에서의 재하하중의 1 % 미만에 이르게 되면 다음 하중단계로 옮겨진다.

③ 이러한 과정을 계속하여 말뚝의 총 침하량이 말뚝 두부의 직경 또는 대각선 길이의 10 %에 달할 때까지(또는 재하장치의 용량한도까지) 시험을 계속한다.

④ 재하하중이 총 시험하중에 도달하면 소정 침하량을 유지하기 위한 하중의 변화율이 시간당 총 시험하중의 1% 미만이 될 때까지 재하하중을 유지시킨 후 총 재하하중을 네 단계로 등분하여 제하하되, 단계별로 말뚝의 리바운드율이 시간당 말뚝두부의 직경이나 대각선 길이의 0.3% 이내에 들때까지 기다린 후 다음 단계의 재하를 행한다.

■ 하중증가평형시험법 (incremental equilibrium test)

이 방법은 Mohan 등에 의해 제안된, 표준재하방법을 개선한 방법으로서 표준재하방법에 비해 총 소요시간을 1/3 가량 단축시킬 수 있으며 그 시험결과는 표준재하방법에 의한 것과 잘 부합되는 것으로 알려져 있다.

① 재하하중 단계를 설계하중의 15% 내지 25%로 정한다.

② 각 재하하중 단계에서 재하하중을 일정 시간 (5 - 15분) 동안 유지시킨 후

하중 - 침하량이 평형상태에 도달할 때까지 재하하중이 감소하도록 방치한다.

③ "②"항에서의 평형상태에 도달하면 다음 단계의 하중을 재하하는 식으로 같은 방식을 되풀이하여 재하하중이 총 시험하중에 이를 때까지 시험을 계속한다.

■ 스웨덴 반복하중재하시험법 (Swedish cyclic test)

이 방법은 스웨덴 말뚝위원회(Swedish Pile Commission)에 의해 권장되는 방법으로서 다음의 과정을 통해 수행된다.

① 초기 재하하중을 말뚝 설계하중의 3분의 1까지로 하여 재하한다.

② 설계하중의 6분의 1까지 제하하여 같은 과정을 20차례 반복한다.

③ 재하하중을 "①"항에서 보다 50% 증가시켜 재하하고 "②"에서의 같은 과정을 되풀이한다.

④ 상기 "①", "②", "③"의 과정을 말뚝이 파괴에 이를 때까지 계속한다.

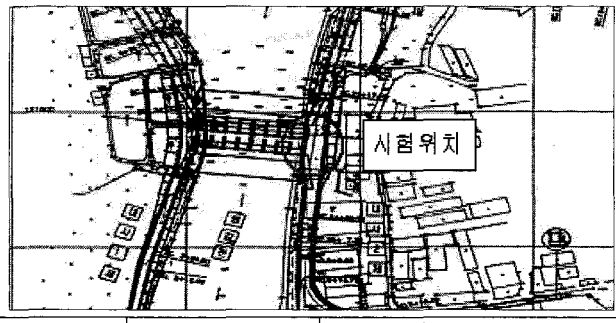
이 방법은 상당히 오랜 시간이 소요되고 하중의 재하 - 제하가 빈번히 반복됨에 따라 말뚝자체도 최초의 말뚝상태와는 다른 것이 되고 만다. 따라서 이 시험방법은 특별한 경우에 한하여 사용할 것을 권유하고 있다.

나. 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

본 연구에서 직접 수행한 14회의 항타강관말뚝 정재하시험 및 축하중전이 시험의 결과는 말뚝머리 하중-침하량-시간 관계 및 축하중전이 거동의 크게 두 부분으로 구분할 수 있다. 말뚝머리 하중-침하량-시간 관계에서는 말뚝머리 하중-침하량 관계, 말뚝머리 하중-시간 관계, 말뚝머리 침하량-시간 관계의 세 가지 결과를 측정하였고, 축하중전이 거동에서는 하중 주기별 최대하중에 대한 축하중전이 결과를 측정하였다. 이와 함께 재하시험 위치에서 시추조사를 포함한 지반조사 시험을 병행하여 지반 특성을 분석하였고 정재하시험 및 축하중전이 시험결과 분석 시 이를 적용하였다. 본 연구에서 실시한 14회의 항타강관말뚝 정재하시험과 하중전이 시험 결과 및 지반조사 결과는 다음의 표와 같다.

표 3.2.7 1번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

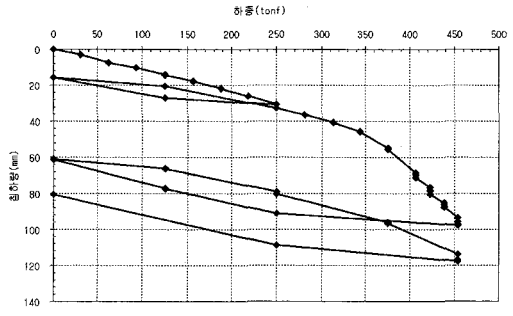
시험위치	대저 순아 수문 설치공사 현장



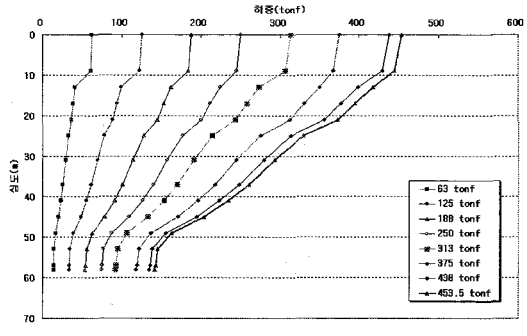
말뚝제원				
	직경(㎜)	609	시험계획하중(tonf)	1000
	길이(m)	58	반력말뚝	8본
	강관두께(㎜)	12	선단부지층	사질토

지층분석			
심도(m)	지층명	심도(m)	지층명
0-2.0	매립층 (실트질모래)	24.5-28.5	퇴적층 (실트질모래)
2.0-9.0	퇴적층 (실트질모래)	28.5-30.0	퇴적층 (실트질자갈)
9.0-18.0	퇴적층 (점토층)	30.0-43.0	퇴적층 (실트질모래)
18.0-20.0	퇴적층 (실트질모래)	43.0-46.0	퇴적층 (자갈층)
20.0-23.5	퇴적층 (실트질자갈)	46.0-60.0	퇴적층 (모래층)
23.5-24.5	퇴적층 (점토층)		

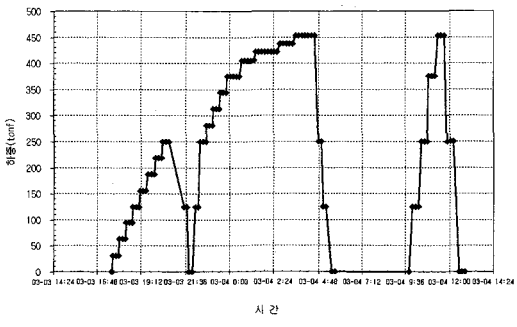
표준관입시험 결과(회/cm)			
심도	SPT N치	심도	SPT N치
1.5	8/30	24.0	5/30
3.0	11/30	27.0	26/30
6.0	15/30	33.0	23/30
9.0	1/30	42.0	38/30
15.0	1/30	45.0	50/27
18.0	8/30	46.5	27/30
21.0	12/30	58.5	32/30



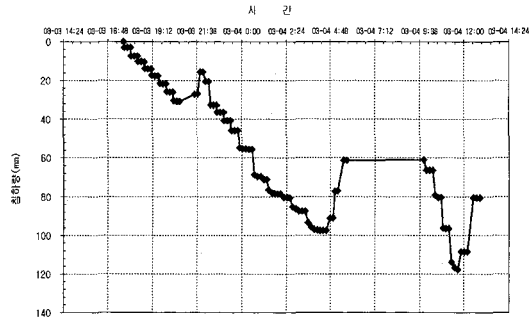
말뚝머리 하중 - 침하량 관계



하중단계별 말뚝 축하중전이 분포도

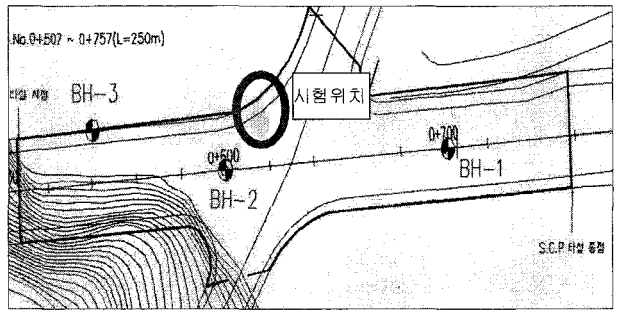


말뚝머리 하중 - 시간 관계

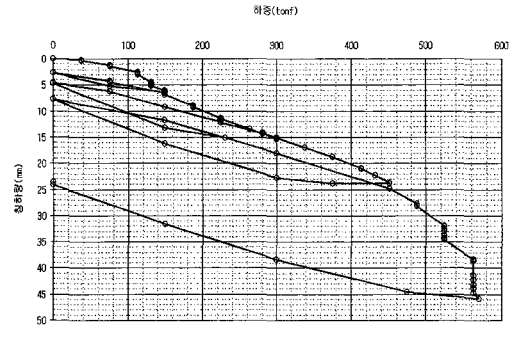


말뚝머리 침하량 - 시간 관계

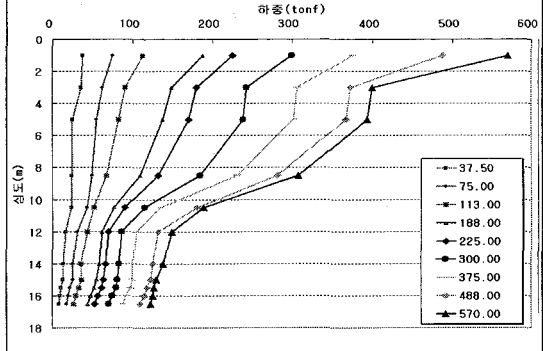
표 3.2.8 2번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

시험위치	부산 정보단지 지원도로 현장			
				
말뚝제원	직경(㎜)	508	시험계획하중(tonf)	600
	길이(m)	17	반력말뚝	8본
	강관두께(㎜)	12	선단부지층	실트질점토

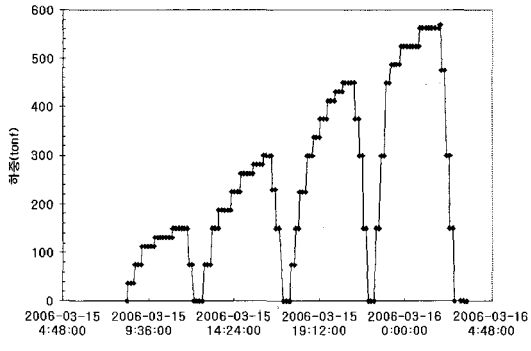
지층분석		표준관입시험 결과(회/cm)			
심도(m)	지층명	심도	SPT N치	심도	SPT N치
0.0-1.7	매립층 (콘크리트, 점토, 잔자갈)	1.5	8/30	10.5	2/30
		3.0	9/30	12.0	2/30
1.7-7.8	모래층	4.5	10/30	13.5	5/30
7.8-21.0	실트질점토	6.0	11/30	14.0	6/30
		7.5	11/30	16.5	6/30
		9.0	4/30	18.0	5/30



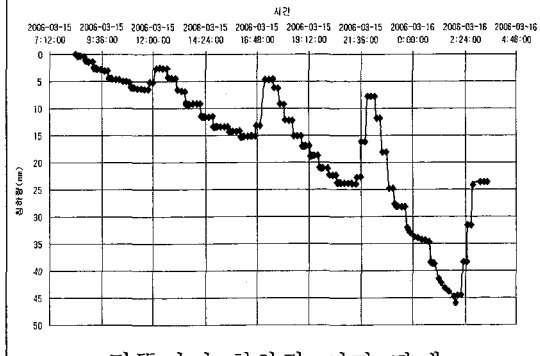
말뚝머리 하중-침하량 관계



하중단계별 말뚝 축하중전이 분포도

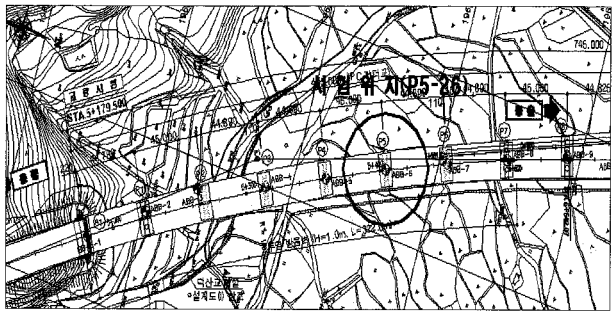


말뚝머리 하중-시간 관계

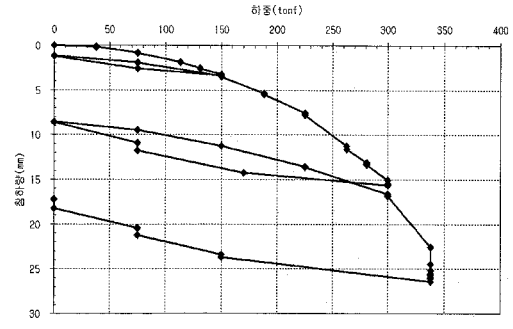


말뚝머리 침하량-시간 관계

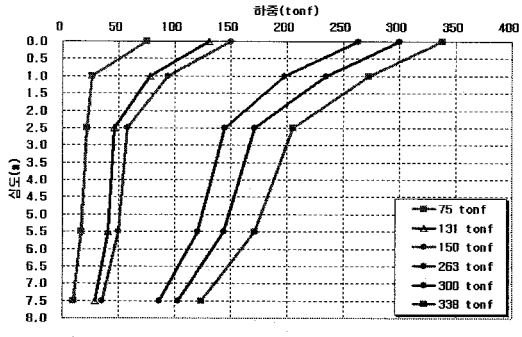
표 3.2.9 3번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

시험위치	국도25호선 대체우회도로 현장			
				
말뚝제원	직경(㎜)	508	시험계획하중(tonf)	600
	길이(m)	9.5	반력말뚝	8본
	강관두께(㎜)	12	선단부지층	풍화토

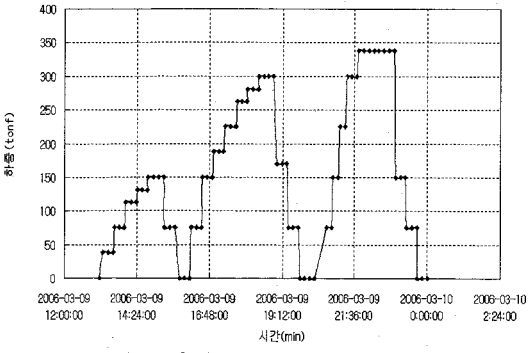
지층분석		표준관입시험 결과(회/cm)			
심도(m)	지층명	심도	SPT N치	심도	SPT N치
0.0-0.5	표토층 (모래질실트)	1.5	50	9.0	35/30
0.5-7.4	붕적토 (실트질모래, 잔자갈)	3.0	50	10.5	50
7.4-16.5	풍화토	4.5	25/30		
		6.0	25/30		
		7.5	25/30		



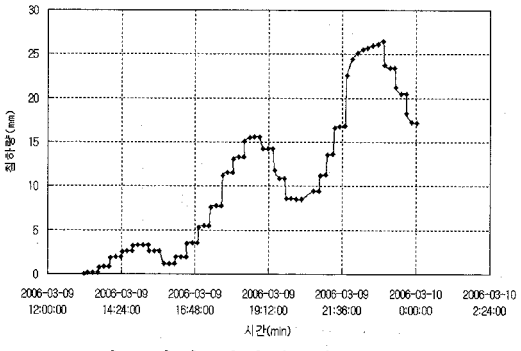
말뚝머리 하중-침하량 관계



하중단계별 말뚝 축하중전이 분포도

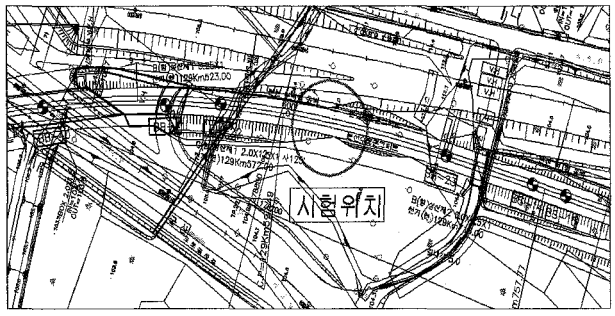


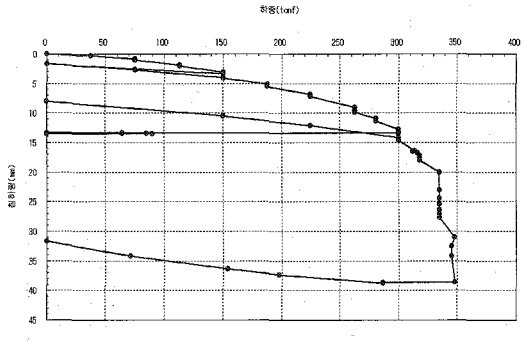
말뚝머리 하중-시간 관계



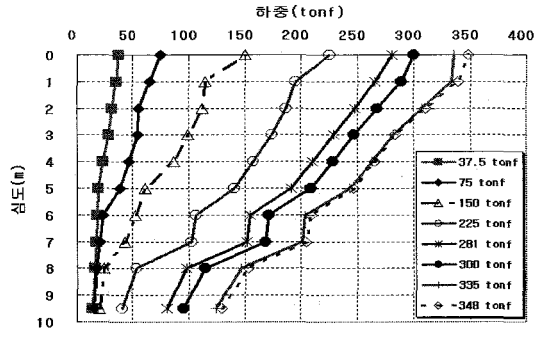
말뚝머리 침하량-시간 관계

표 3.2.10 4번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

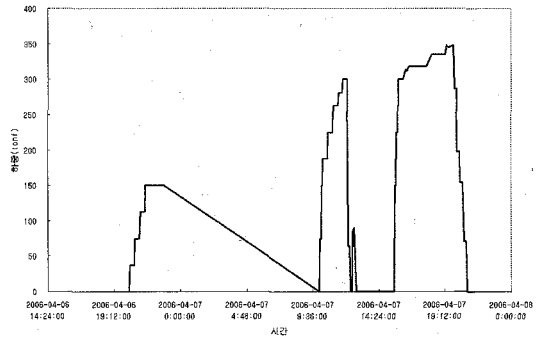
시험위치	장항-군산 철도연결 노반공사 현장				
					
말뚝제원	직경(㎜)	406	시험계획하중(tonf)		600
	길이(m)	9.5	반력말뚝		8본
	강관두께(㎜)	10	선단부지층		
지층분석			표준관입시험 결과(회/cm)		
심도(m)	지층명	심도	SPT N치	심도	SPT N치
0.0-1.2	표토	1.5	1/30	10.5	37/30
1.2-8.4	점토	6.0	9/30		
8.4-26.8	풍화토	7.5	8/30		
		9.0	42/30		



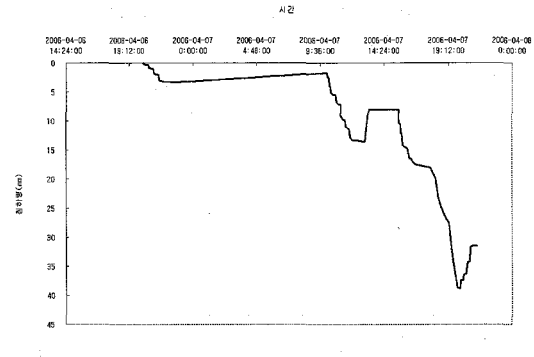
말뚝머리 하중-침하량 관계



하중단계별 말뚝 축하중전이 분포도



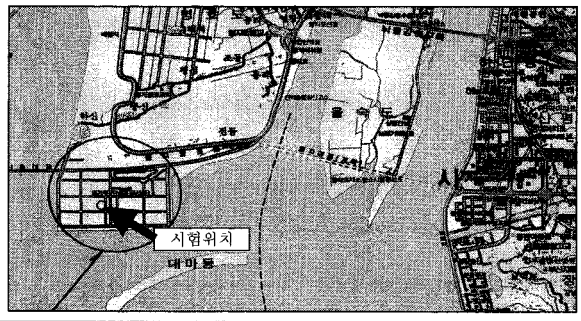
말뚝머리 하중-시간 관계



말뚝머리 침하량-시간 관계

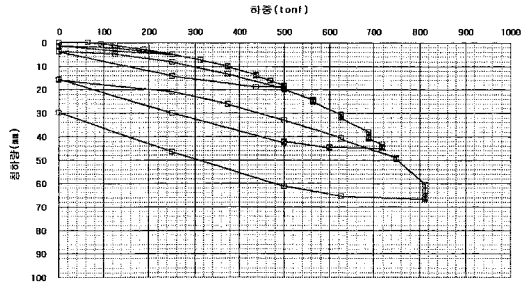
표 3.2.11 5번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

시험위치	명지주거단지 현장

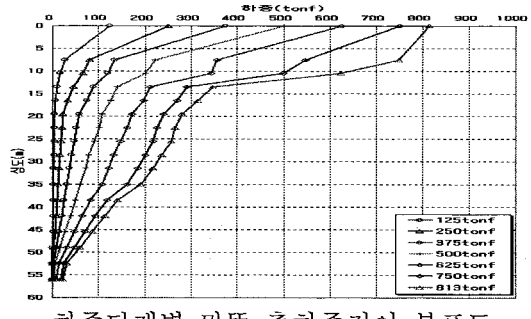


말뚝제원	직경(㎜)	609	시험계획하중(tonf)	1000
	길이(m)	57.1	반력말뚝	8본
	강관두께(㎜)	12	선단부지층	사질토

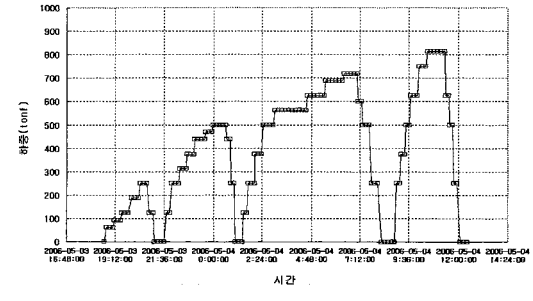
지층분석		표준관입시험 결과(회/cm)					
심도(m)	지층명	심도	SPT N치	심도	SPT N치	심도	SPT N치
0.0-4.5	매립층(자갈)	1.5	46/30	21.0	1/30	42.0	33/30
		3.0	43/30	22.5	3/30	43.5	18/30
4.5-16.0	퇴적층(모래)	4.5	4/30	25.0	3/30	45.0	12/30
		6.0	4/30	26.5	4/30	46.5	12/30
16.0-34.0	퇴적층(실트질점토)	7.5	4/30	28.0	5/30	48.0	35/30
		9.0	11/30	28.5	7/30	49.5	50/30
34.0-40.0	퇴적층(모래)	10.5	12/30	31.0	7/30	51.0	50/20
		12.0	15/30	32.5	7/30	52.5	36/30
40.0-42.0	퇴적층(점토)	13.5	23/30	33.0	6/30	54.0	14/30
		15.0	11/30	34.0	50/25	55.5	15/30
42.0-57.6	퇴적층(모래)	16.5	0/30	37.0	25/30	57.0	17/30
		18.0	0/30	38.5	23/30		
		19.5	1/30	40.0	14/30		



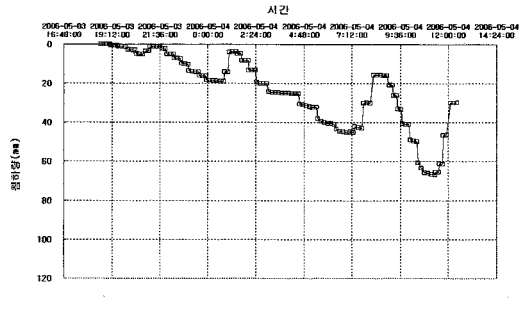
말뚝머리 하중-침하량 관계



하중단계별 말뚝 축하중전이 분포도

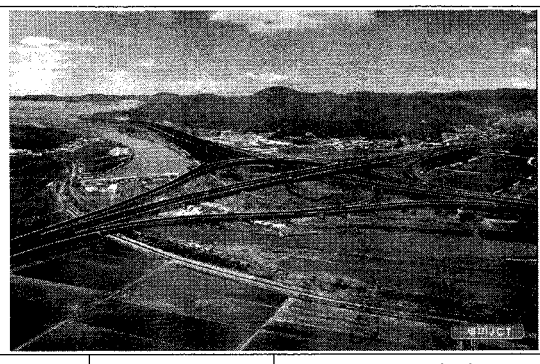


말뚝머리 하중-시간 관계

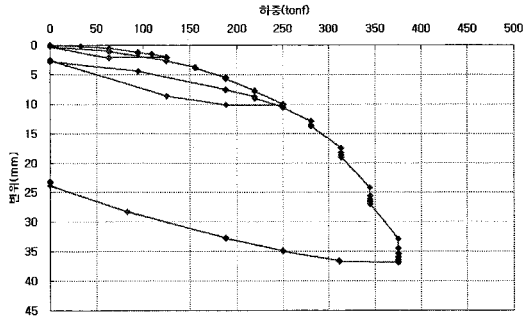


말뚝머리 침하량-시간 관계

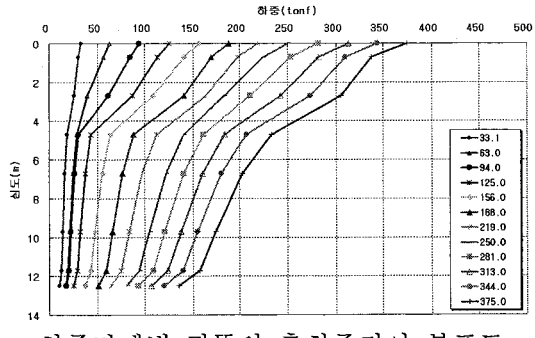
표 3.2.12 6번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

시험위치	서수원-평택 고속도로 건설공사 현장			
				
말뚝제원	직경(㎜)	508	시험계획하중(tonf)	500
	길이(m)	17	반력말뚝	8본
	강관두께(㎜)	12	선단부지층	풍화토

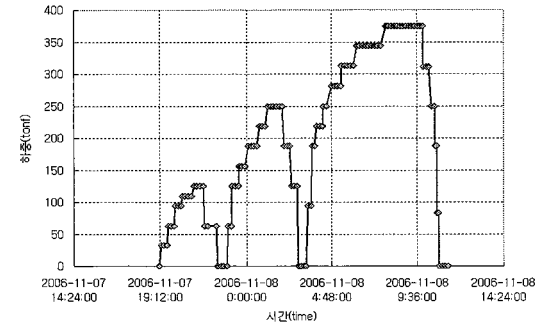
지층분석		표준관입시험 결과(회/cm)			
심도(m)	지층명	심도	SPT N치	심도	SPT N치
0-0.8	전답토	1.5	5/30	9.0	50/21
0.8-5.6	충적토	3.0	4/30	10.5	50/19
5.6-13.0	풍화잔류토	4.5	7/30	12.0	50/17
13.0-20.0	풍화암	6.0	30/30	13.5	50/7
		7.5	48/30		



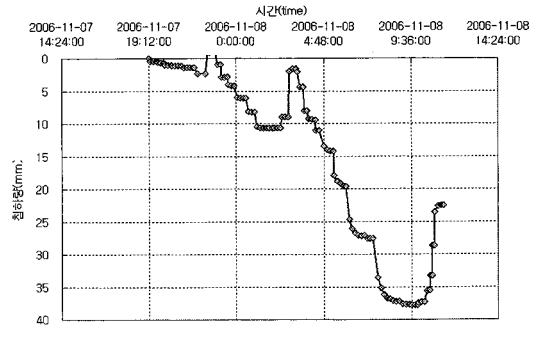
말뚝머리 하중 - 침하량 관계



하중단계별 말뚝의 축하중전이 분포도

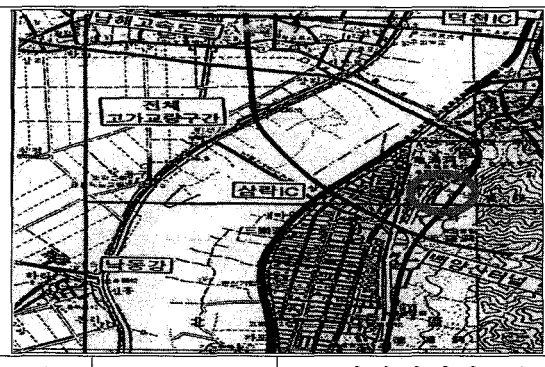


말뚝머리 하중 - 시간 관계

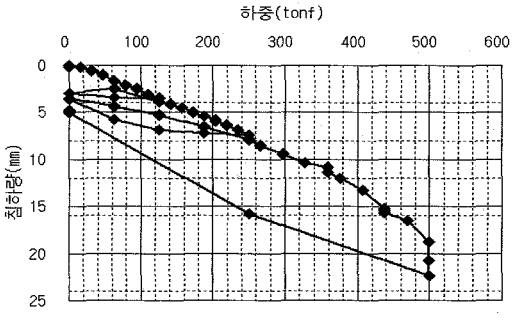


말뚝머리 침하량 - 시간 관계

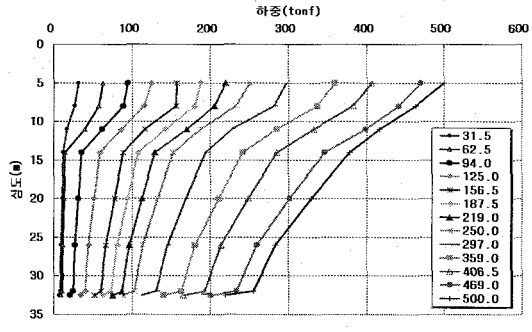
표 3.2.13 7번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

시험위치	다대항 배후도로 건설공사 현장			
				
말뚝제원	직경(㎜)	508	시험계획하중(tonf)	500
	길이(m)	33	반력말뚝	8본
	강관두께(㎜)	12	선단부지층	모래질자갈

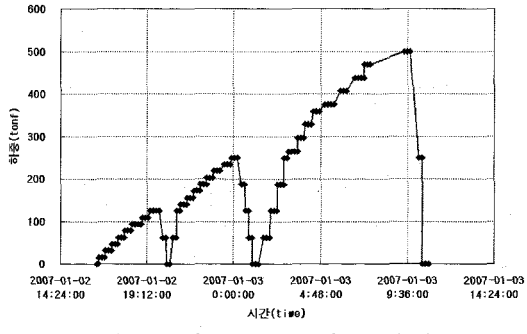
지층분석		표준관입시험 결과(회/cm)	
심도(m)	지층명	심도	SPT N치
0-7.25	매립층	5.5	14/30
7.25-14.4	퇴적층(실트질모래)	11.0	19/30
14.4-24.25	퇴적층(모래질점토)	19.0	19/30
24.25-26.4	퇴적층(모래질점토)	25.0	31/30
26.4-32.25	퇴적층(모래질점토)	29.0	37/30
32.25-33.0	퇴적층(모래질자갈)	30.0	50



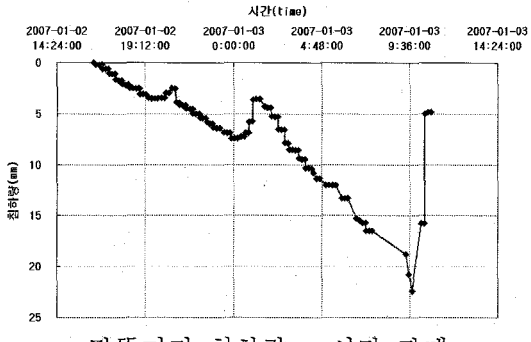
말뚝머리 하중 - 침하량 관계



하중단계별 말뚝의 축하중전이 분포도



말뚝머리 하중 - 시간 관계



말뚝머리 침하량 - 시간 관계

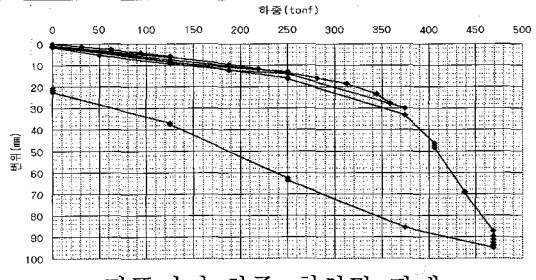
표 3.2.14 8번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

시험위치	명지대교 건설공사

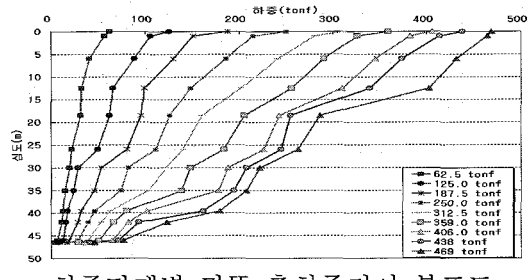


말뚝제원	직경(㎜)	508	시험계획하중(tonf)	500
	길이(m)	47	반력말뚝	8본
	강관두께(㎜)	12	선단부지층	모래질자갈

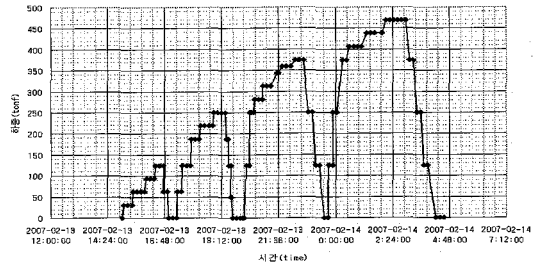
지층분석				표준관입시험 결과(회/cm)					
심도(m)	지층명	심도(m)	지층명	심도	SPT N치	심도	SPT N치	심도	SPT N치
0.0-1.0	매립층 (모래질자갈)	17.5-18.0	퇴적층 (자갈질모래)	1.5	11/30	18.0	39/30	34.5	26/30
1.0-6.0	퇴적층 (실트질모래)	18.0-23.0	퇴적층 (실트질모래)	23.0	15/30	19.5	40/30	36.0	40/30
6.0-6.7	퇴적층 (모래질실트)	23.0-23.5	퇴적층 (모래질실트)	26.5	5/30	21.0	46/30	37.5	26/30
6.7-8.2	퇴적층 (실트질모래)	23.5-26.0	퇴적층 (실트질모래)	39.5	4/30	22.5	30/30	39.0	29/30
8.2-8.8	퇴적층 (실트질점토)	26.0-35.0	퇴적층 (모래질실트)	7.5	10/30	24.0	14/30	40.5	25/30
8.8-12.5	퇴적층 (실트질모래)	35.0-39.5	퇴적층 (실트질점토)	9.0	13/30	25.5	14/30	42.0	50/26
12.5-13.5	퇴적층 (실트질점토)	39.5-46.0	퇴적층 (점토질자갈)	10.5	12/30	27.0	14/30	43.5	50/30
13.5-15.0	퇴적층 (모래질실트)	46.0-55.0	퇴적층 (모래질자갈)	12.0	4/30	28.5	13/30	45.0	50/21
15.0-17.5	퇴적층 (실트질모래)			13.5	5/30	30.0	11/30	46.5	50/5
				15.0	6/30	31.5	14/30	48.0	50/2
				16.5	7/30	33.0	21/30		



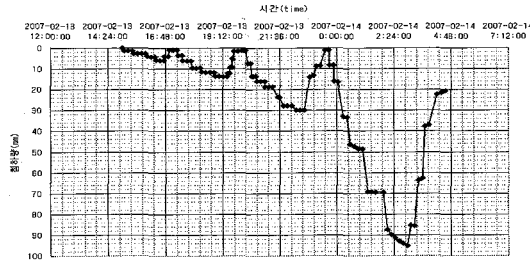
말뚝머리 하중-침하량 관계



하중단계별 말뚝 축하중전이 분포도



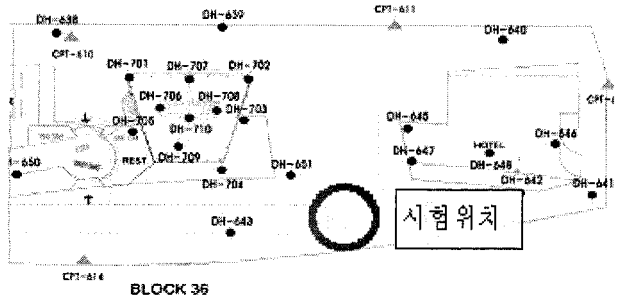
말뚝머리 하중-시간 관계



말뚝머리 침하량-시간 관계

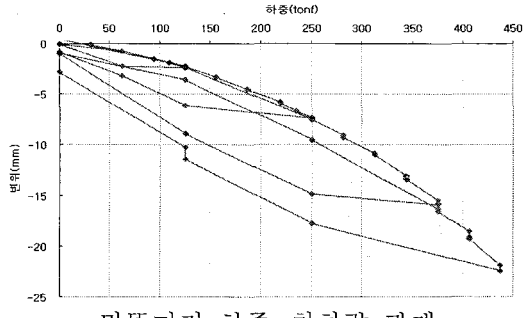
표 3.2.15 9번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

시험위치	인천 아시아 트레이드 타워 건설공사

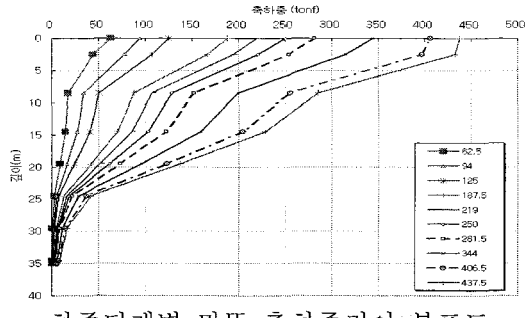


말뚝제원				
	직경(㎜)	508	시험계획하중(tonf)	500
	길이(m)	35.5	반력말뚝	4본
	강관두께(㎜)	12	선단부지층	풍화토

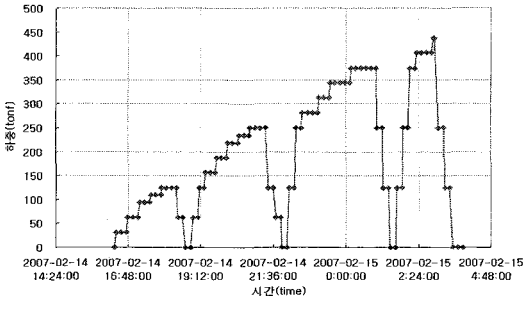
지층분석		표준관입시험 결과(회/cm)					
심도(m)	지층명	심도	SPT N치	심도	SPT N치	심도	SPT N치
0.0-7.1	매립층	1.5	25/30	13.5	11	25.5	50
7.1-11.0	모래질실트	3.0	11/30	15.0	12	27.0	50
11.0-22.0	실트질점토	4.5	18	16.5	11	28.5	42
22.0-28.2	실트질모래	6.0	17	18.0	14	30.0	40
28.2-31.7	실트질점토	7.5	18	19.5	15	31.5	50
31.7-36.7	풍화토	9.0	24	21.0	18	33.0	50
		10.5	11	22.5	32	34.5	50
		12.0	17	24.0	43	36.0	50



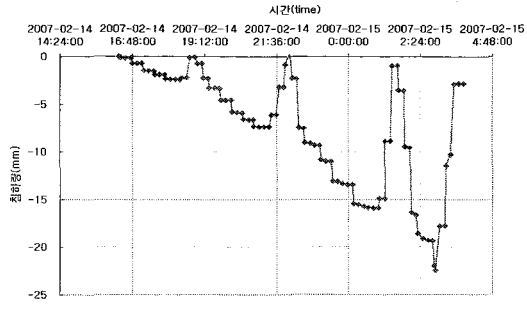
말뚝머리 하중-침하량 관계



하중단계별 말뚝 축하중전이 분포도

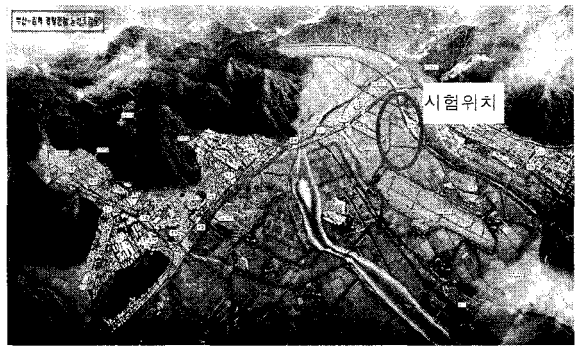


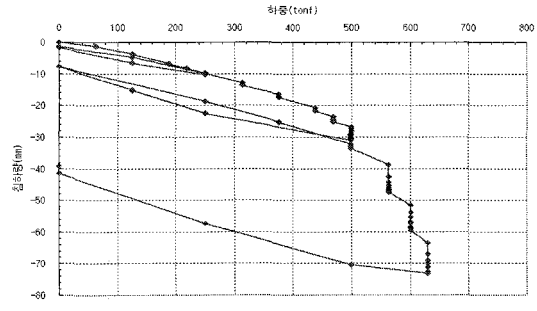
말뚝머리 하중-시간 관계



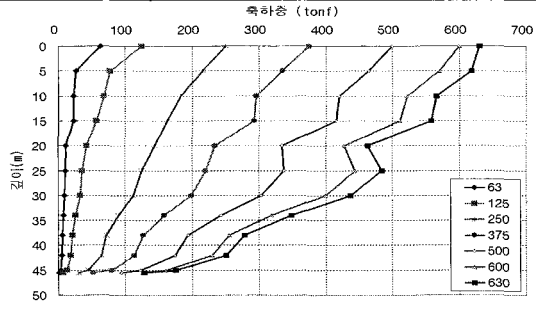
말뚝머리 침하량-시간 관계

표 3.2.16 10번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

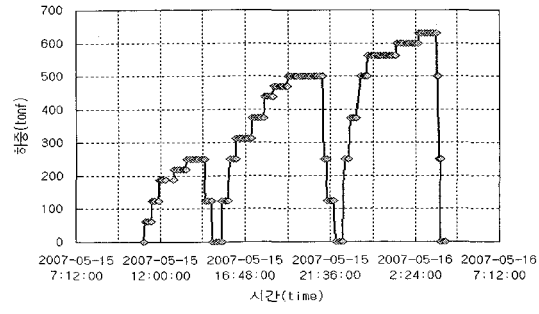
시험위치	부산-김해간 경량전철 건설공사				
					
말뚝제원	직경(㎜)	812.8	시험계획하중(tonf)		1000
	길이(m)	46	반력말뚝		8본
	강관두께(㎜)	14	선단부지층		
지층분석			표준관입시험 결과(회/cm)		
심도(m)	지층명	심도	SPT N치	심도	SPT N치
0.0-0.9	매립층	1.5	14/30	21.0	5/30
		3.0	5/30	24.0	13/30
0.9-12.6	모래층	4.5	3/30	27.0	31/30
		6.0	2/30	30.0	28/30
12.6-18.2	실트질점토	7.5	2/30	33.0	33/30
		9.0	2/30	36.0	27/30
18.2-42.8	모래층	10.5	3/30	39.0	24/30
		12.0	4/30	42.0	43/30
42.8-60.0	모래질자갈	15.0	1/30	45.0	50
		18.0	7/30	46.0	50



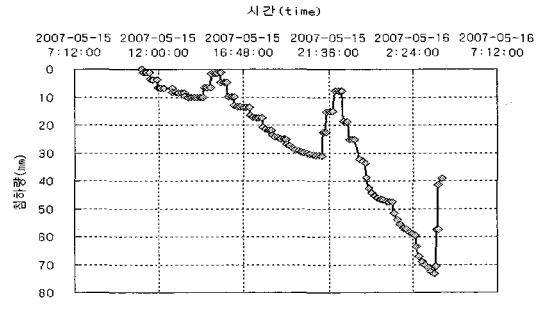
말뚝머리 하중-침하량 관계



하중단계별 말뚝 축하중전이 분포도

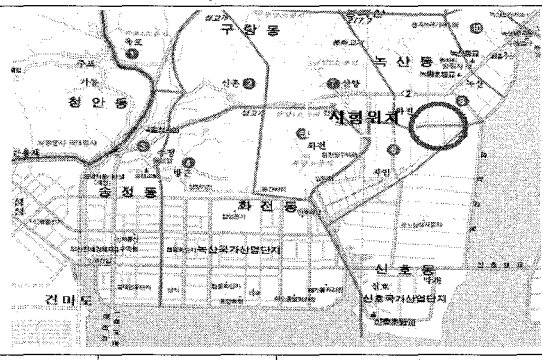


말뚝머리 하중-시간 관계

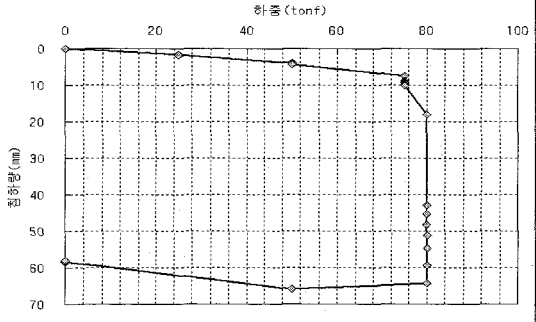


말뚝머리 침하량-시간 관계

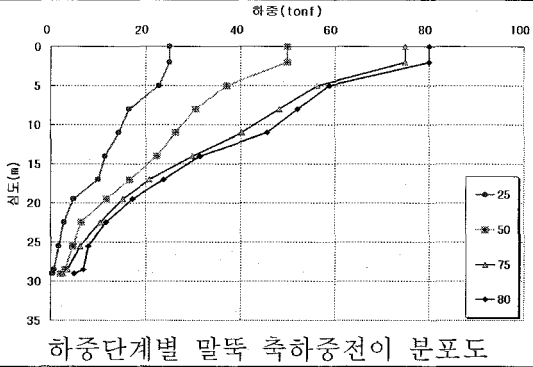
표 3.2.17 11번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

시험위치	화전지구 개발사업 1공구			
				
말뚝제원	직경(㎜)	406	시험계획하중(tonf)	400
	길이(m)	30	반력말뚝	4본
	강관두께(㎜)	10	선단부지층	실트질점토

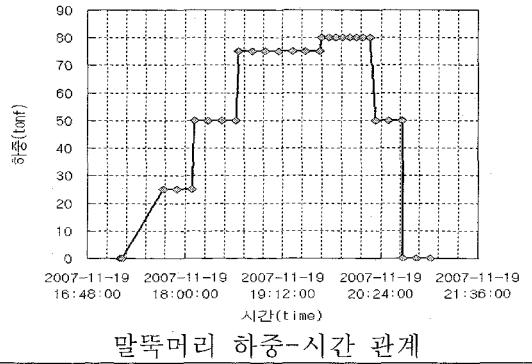
지층분석		표준관입시험 결과(회/cm)			
심도(m)	지층명	심도	SPT N치	심도	SPT N치
0.0-6.0	매립층	1.0	5/30	16.0	2/30
		2.5	7/30	17.5	2/30
6.0-7.0	모래질점토	4.0	12/30	19.0	3/30
		5.5	31/30	22.0	3/30
7.0-12.0	실트질모래	7.0	3/30	23.5	4/30
		8.5	4/30	25.0	4/30
12.0-19.0	실트질점토(연약)	10.0	3/30	26.5	4/30
		11.5	3/30	28.0	4/30
19.0-31.0	실트질점토(보통견고)	13.0	3/30	31.0	4/30
		14.5	3/30		



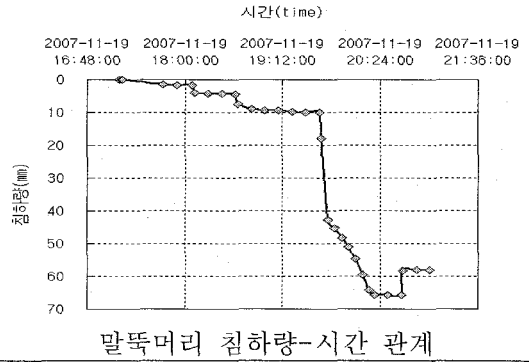
말뚝머리 하중-침하량 관계



하중단계별 말뚝 축하중전이 분포도



말뚝머리 하중-시간 관계

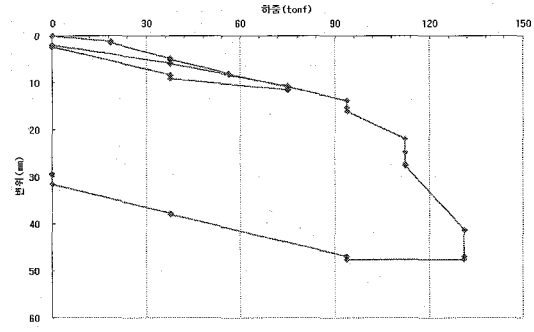


말뚝머리 침하량-시간 관계

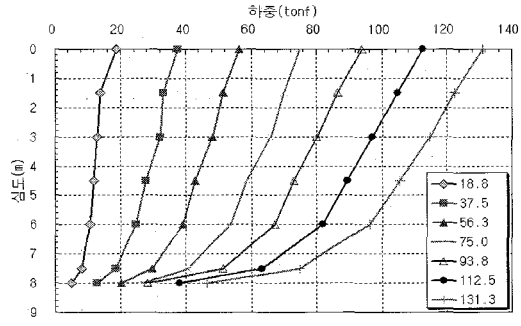
표 3.2.18 12번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

시험위치	한국도로공사 팔각말뚝프로젝트 부지내			
				
말뚝제원	직경(㎜)	406	시험계획하중(tonf)	400
	길이(m)	9	반력말뚝	4본
	강관두께(㎜)	10	선단부지층	풍화토

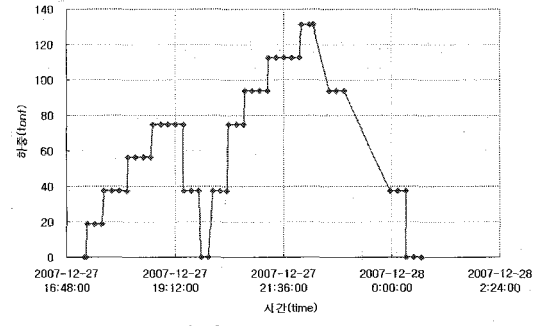
지층분석		표준관입시험 결과(회/cm)			
심도(m)	지층명	심도	SPT N치	심도	SPT N치
0.0-6.2	매립층(실트질모래)	1.5	5/30	6.0	5/30
6.2-8.0	충적토층(실트질점토)	3.0	4/30	7.5	8/30
8.0-18.0	풍화토(매우조밀)	4.5	4/30	9.0	50/19



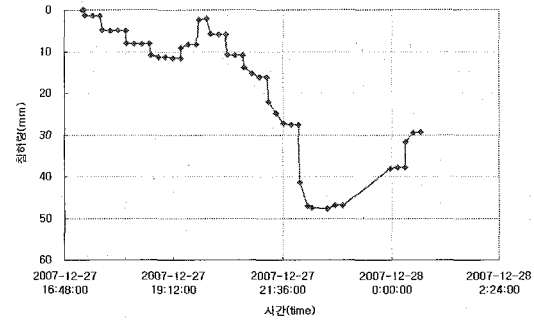
말뚝머리 하중-침하량 관계



하중단계별 말뚝 축하중전이 분포도



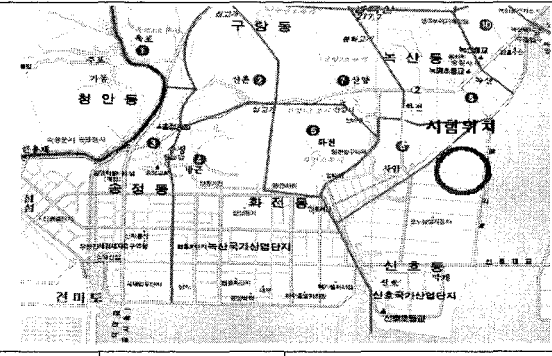
말뚝머리 하중-시간 관계



말뚝머리 침하량-시간 관계

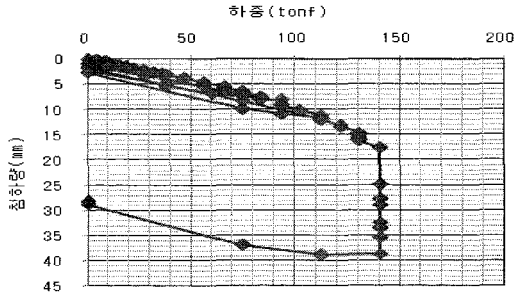
표 3.2.19 13번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

시험위치	화전지구 개발사업 3공구

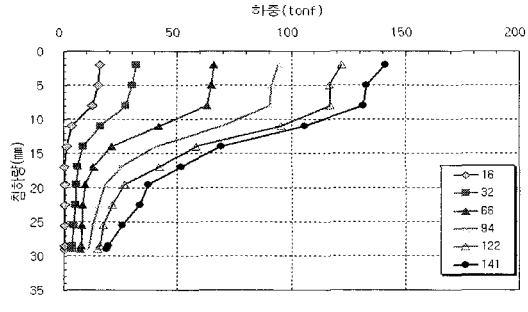


말뚝제원	직경(㎜)	406	시험계획하중(tonf)	400
	길이(m)	30	반력말뚝	4본
	강관두께(㎜)	10	선단부지층	실트질점토

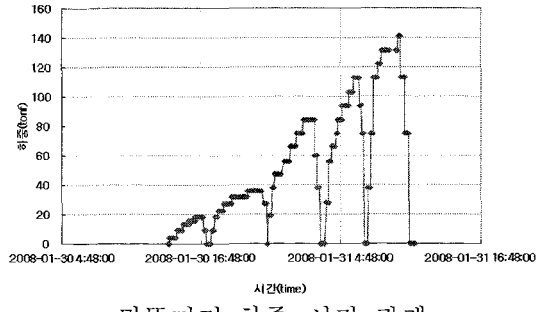
지층분석		표준관입시험 결과(회/cm)					
심도(m)	지층명	심도	SPT N치	심도	SPT N치	심도	SPT N치
0.0-5.0	매립층(실트질모래)	1.0	7/30	11.0	3/30	21.0	5/30
		2.0	6/30	12.0	12/30	22.0	5/30
5.0-14.3	퇴적층(실트질모래)	3.0	2/30	13.0	12/30	23.0	3/30
		4.0	3/30	14.0	6/30	24.0	3/30
14.3-62.5	퇴적층(실트질점토)	5.0	11/30	15.0	1/30	25.0	3/30
		6.0	6/30	16.0	1/30	26.0	3/30
		7.0	8/30	17.0	1/30	27.0	4/30
		8.0	5/30	18.0	2/30	28.0	3/30
		9.0	3/30	19.0	3/30	29.0	5/30
		10.0	3/30	20.0	3/30	30.0	5/30



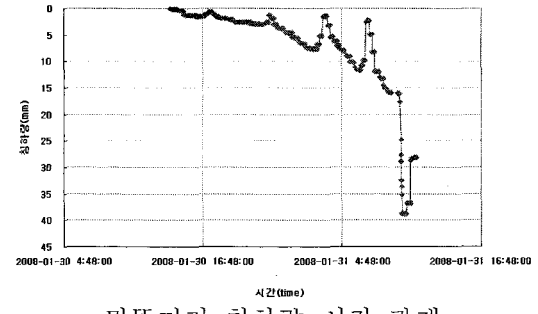
말뚝머리 하중-침하량 관계



하중단계별 말뚝 축하중전이 분포도



말뚝머리 하중-시간 관계

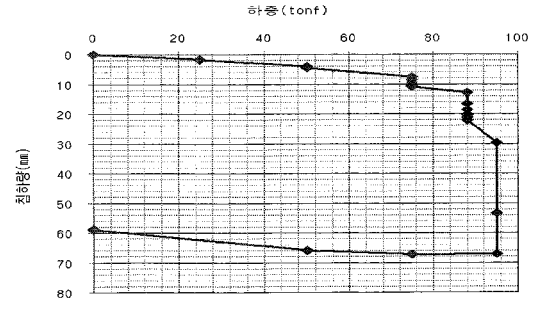


말뚝머리 침하량-시간 관계

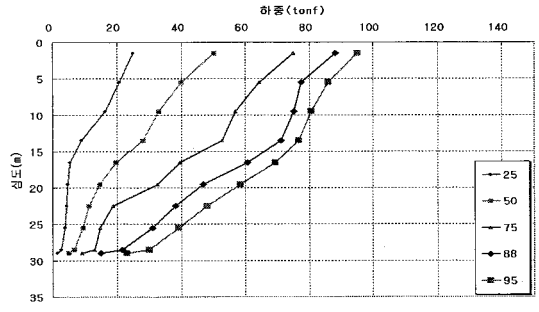
표 3.2.20 14번째 정재하시험 및 축하중전이 시험 결과

시험위치	부산-김해간 경량전철 민간사업			
				
말뚝제원	직경(㎜)	508	시험계획하중(tonf)	400
	길이(m)	30	반력말뚝	4본
	강관두께(㎜)	12	선단부지층	실트질모래

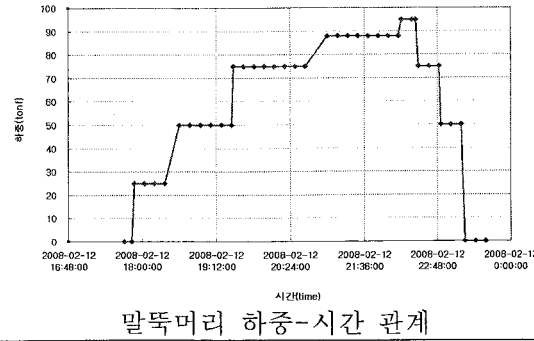
지층분석		표준관입시험 결과(회/cm)			
심도(m)	지층명	심도	SPT N치	심도	SPT N치
0.0-1.2	점토질실트	1.5	1/30	16.5	0/30
		3.0	1/30	18.0	1/30
1.2-10.0	실트질모래	4.5	2/30	19.5	2/30
		6.0	4/30	21.0	8/30
10.0-20.6	실트질점토	7.5	3/30	22.5	10/30
		9.0	4/30	24.0	15/30
20.6-58.9	실트질모래	10.5	1/30	25.5	10/30
		12.0	1/30	27.0	12/30
		13.5	1/30	28.5	13/30
		15.0	0/30	30.0	15/30



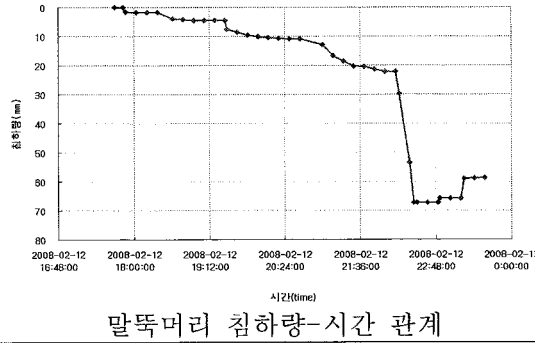
말뚝머리 하중-침하량 관계



하중단계별 말뚝 축하중전이 분포도



말뚝머리 하중-시간 관계



말뚝머리 침하량-시간 관계

3. 데이터베이스 분석

저항계수 산정을 위한 통계분석과 신뢰성 해석을 실시하기 위하여 수집된 현장 재하시험, 지반조사 및 실내 실험 자료를 목록화하고 검토, 분석하였다. 2000여 이상 많은 자료 중 다양한 토목 구조물의 기초로서 범용화 되어 있으며 사용성이 높은 기초에 대한 분석을 실시하였다. 항타강관말뚝은 뛰어난 재질 특성(인장강도, 압축강도, 장기허용 응력)과 경제성(품질, 장수명), 시공성(다양한 치수 제작, 취급성, 견고한 지층 삽입) 등으로 인해 중소형 토목구조물 뿐만 아니라 대형 교량기초, 항만, 하천 및 해양 구조물, 잔교, 방파제, 도크, 수문, 방벽의 기초 등에 널리 사용되고 있다. 또한 현장타설말뚝은 항타말뚝의 단점인 소음과 진동문제를 해결할 수 있는 저소음 저진동 공법일 뿐 아니라 주변 구조물의 근접시공이 가능하고 콘크리트 품질에 대한 신뢰성이 높고 시공관리가 비교적 용이하여 근래에 대심도, 대구경 기초구조물 현장에 많이 적용되고 있다. 따라서 본 연구에서는 일차적으로 기초구조물 중 항타강관말뚝과 현장타설말뚝에 대한 자료 수집, 분석 및 검토를 실시하였다.

지역별 상이한 지층과 지반조건을 대변할 수 있는 충분한 양의 정도 높은 자료 축적이 선행되어야만 정확성 높은 신뢰성 평가가 이루어질 수 있으므로 정도 높은 자료의 확보는 가장 중요한 업무 중의 하나이다. 본 연구의 목적상 극한지지력 또는 항복지지력을 확인할 수 있는 재하시험 자료의 확보가 필수적이므로 연구목적의 보고서나 학위논문, 논문집 등에 보고된 자료를 수집하기 위해서 다양한 형태의 방대한 자료를 검토하였으며 이는 앞 절의 표 3.2.1에 간략히 나타내었다.

말뚝재하시험은 하중의 재하 방법에 따라 정재하시험, 동재하시험, 기타 방법(오스터버어그 셀 시험, 정·동재하시험, 간편재하시험) 등으로 분류할 수 있는데 그 중 정재하시험이 실제 기초의 하중-침하 거동을 가장 정확히 반영하는 것으로 알려져 있다(한국지반공학회, 2002). 따라서 항타강관말뚝 및 현장타설말뚝의 정재하시험 자료를 수집하여 검토, 분석하였으며, 동일한 형식, 제원, 지반조건의 말뚝 기초에 대해서 정역학적 지지력 평가를 수행하였다.

가. 항타강관말뚝의 극한지지력 산정

(1) 자료의 개요

신뢰성 분석 및 저항계수 산정을 위해서는 극한지지력 또는 항복지지력을 확인할 수 있는 자료가 필요하다. 수집된 많은 재하시험 자료 중 극한지지력 또는 항복지지력이 확인되어 연구에 적용된 자료 수는 본 연구에서 직접 실시한 14회의 재하시험 자료를 포함하여 총 63개이다(1차년도 44개(5), 2차년도 58개(9): 괄호안 숫자는 재하시험 실시자료 수). 현재 실무에서 수행되는 재하시험의 대부분이 시공단계에서 설계지지력을 확인하기 위해서 실시되는 경우가 많으므로 2,000여개 이상 수집된 재하시험 자료는 재하 하중이 설계지지력의 2배 정도만 가해지고 말뚝 변위량은 탄성압축량 정도의 크기만 발생하여 말뚝의 극한지지력이나 항복지지력을 확인할 수 없는 경우가 대부분이었다.

극한지지력이나 항복지지력이 확인되어 연구에 적용된 63개 자료의 말뚝 제원과 재하시험 지역에 대한 분류 결과는 표 3.2.21~3.2.23 및 그림 3.2.5~3.2.7와 같다.

표 3.2.21 말뚝 직경에 따른 분류

직경	자료 수
406mm 이하	8
508mm	36
609mm	16
609mm 이상	3
계	63

표 3.2.22 말뚝 길이에 따른 분류

말뚝 길이	자료 수
10m 미만	20
10m~30m	23
30m 이상	20
계	63

표 3.2.23 재하시험 지역에 따른 분류

지 역	자료 수
경기·강원	13
충 청 도	2
경 상 도	35
전 라 도	8
기 타	5
계	63

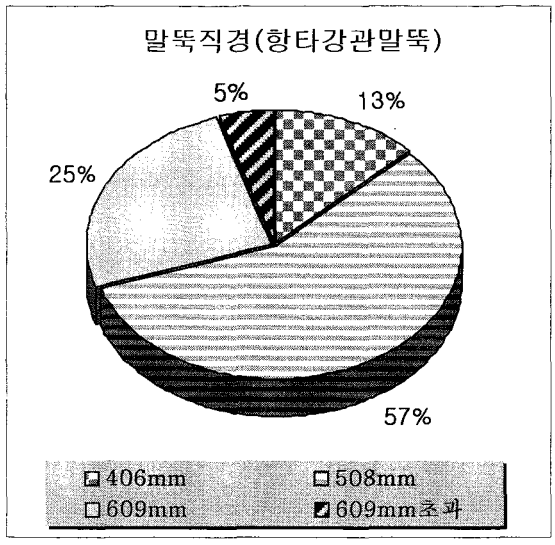


그림 3.2.5 말뚝 직경에 따른 분류

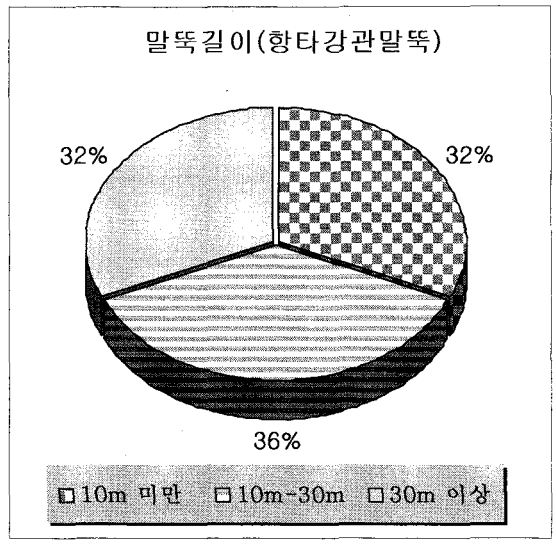


그림 3.2.6 말뚝 길이에 따른 분류

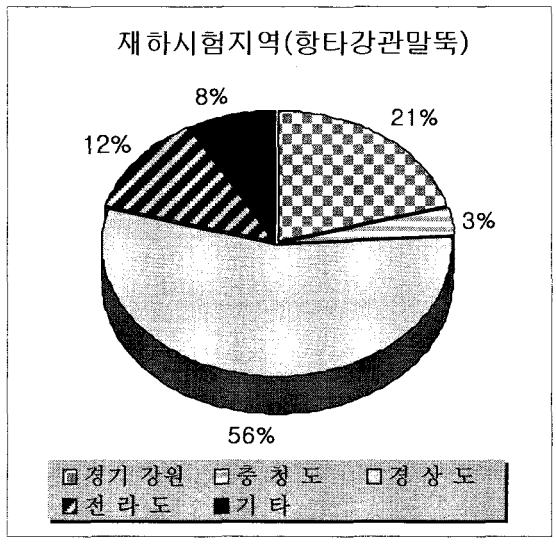


그림 3.2.7 재하시험 지역에 따른 분류

선정된 재하시험 자료의 분류 결과 말뚝의 직경은 406㎜~812㎜에 걸쳐 분포하고 있으며, 말뚝 길이 역시 10m 미만(32%), 10m~30m(37%), 30m 이상(31%)으로 고르게 분포하고 있다. 또한 재하시험 수행 지역은 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%), 충청도 지역(2%) 등 이었다. 기타 지역이란 지역 구분을 정확히 알 수 없는 자료이다. 국내 전체의 전반적인 지반 특성을 고려한 통계 특성치 분석을 위해서 전국의 재하시험 자료가 필요한 점을 고려할 때 선정된 자료의 지역 분포는 매우 양호한 것을 알 수 있다.

재하시험 자료의 분석은 하중-침하 데이터에 의한 측정 극한지지력 분석 및 지지력 공식에 의한 설계 극한지지력 평가, 그리고 이들에 대한 통계 특성치 분석 및 신뢰도 해석으로 이루어진다. 지지력 공식에 의한 설계 극한지지력 평가를 위해서는 말뚝기초가 근입된 선단과 주면 지층에 대한 분석이 우선되어야 한다. 연구에 적용된 63회의 재하시험 자료에 대한 선단 및 주면 지층 분석 결과(표 3.2.24), 단일 지층 보다는 모래질, 자갈질, 실트질, 점토질 등 여러 가지 상이한 지층이 섞여 있는 혼합토 지층을 보였는데 이는 국내의 지반 특성이 그대로 반영된 것으로 판단된다. 선단부는 풍화암이나 연암 등의 암반층 또는 혼합토 지층이었다.

자료의 데이터베이스 구축 및 지지력평가, 신뢰성 분석을 위해서 1차년도에는 지반조사 보고서 상에 기록된 선단부 지층을 기준으로 토사층과 암반층의 두 종류로 자료를 구분하였으며 이는 토사층과 암반층의 지반특성뿐만 아니라 토사층 근입 말뚝과 암반층 근입 말뚝의 거동 특성이 상이한 점을 고려한 것이다. 그러나 지반조사 보고서에 기록된 선단부 지층명이 그 기준의 객관성이나 일관성이 결여된 것으로 확인되어 모든 자료에 대해서 객관적이고 지반 물성치 및 말뚝지지력과 밀접한 연관성이 있는 표준관입시험 N치(blows/30cm 관입)을 기준으로 자료를 재분류하였다. 63개의 재하시험 자료를 검토한 결과(표 3.2.25), 말뚝 선단부 지층의 N치를 기준으로 50보다 큰 경우가 30개(48%), 50보다 작은 경우가 28개(44%), 알 수 없는 경우 5개(8%)로 구분되어 N치 50이 전체 자료를 양분하는 것으로 나타났다. 또한 N치 50 이상은 일반적으로 단단한 지지층으로 인식되고 있는 점을 고려하여 본 연구에서는 N치 50을 기준으로 두 그룹($N<50$, $N\geq50$)으로 자료를 분류하여 지지력 평가 및 신뢰성 해석을 실시하였으며 이를 바탕으로 저항계수를 산정하였다. 또한 전체 자료 중 본 연구에서 직접수행한 14회의 재하시험 자료를 포함하여 엄격한 관리 하에 수행된 23개 재하시험 자료를 별도 구분하여 신뢰성 분석을 실시하고 저항계수를 산정하여 이를 전체 자료에 의한 결과와 비교하였다. 이상에서 설명한 항타강관말뚝 재하시험 분석 자료의 개요는 표 3.2.26과 같다.

표 3.2.24 지층 구분 결과

Soil Type		Number of Case
선단	주면	
점토	매립/실트모래/모래자갈/실트모래	2
	점토/점토/사질토	1
	실트모래	3
	모래	1
	모립/모래	1
모래	모래/자갈	1
	모래	1
	콘크리트/모래	1
	모래/모래/실트질 점토	3
	점토/풍화토/점토/점토질모래	1
	매립/실트모래/자갈모래/실트모래/점토	1
	매립/모래/점토/모래/점토	2
	매립/퇴적토/모래/점토/모래/자갈	1
자갈	모래자갈/모래	2
	성토/실트점토/실트모래/실트점토	2
	실트점토/실트모래/실트점토/실트모래	2
풍화토	풍화토/매립	3
	풍화토	1
	전답토/붕적토/풍화토	7
	성토층/충적층	2
	표토/붕적토	1
	표토/점토	2
풍화암	표토/모래/풍화암	1
	잔류토층	1
	매립/퇴적토(실트)/모래/점토/모래/풍화토	1
	매립/실트/점토/모래자갈	1
	매립/모래/자갈모래/자갈	1
	매립/모래/실트/점토/모래/자갈모래	1
	매립/모래/점토/자갈/풍화토	3
	매립/모래/실트/모래/점토/모래/점토/모래	1
연암	매립/퇴적/풍화/풍화암	2
	매립/실트모래/실트점토/모래점토	1
	매립/모래/점토/자갈	1
	매립/모래/실트점토/점토모래/풍화토	2
	매립/모래/실트점토/모래/점토/모래연암	1
	실트점토/자갈/풍화토/풍화암/	1
	퇴적토/붕적토/풍화암	1
	자갈/점토자갈/자갈/점토자갈	1
사암	느슨한모래/실트모래/실트점토	1
	실트점토	1
	총계	**63**

표 3.2.25 항타강관말뚝 재하시험 자료

구 분*	말뚝정보			선단 N치 (Blows/30cm)	재하시험지역
	말뚝직경(mm)	말뚝길이(m)	선단 지층		
T-1	508	15.5	연암	50/5	경상도
T-2	508	34.0	사질토	27	경기도
T-3-1	609	11.7	사질토	26	기타
T-3-2	508	9.6	풍화토	26	기타
T-3-3	609	7.4	사질토	43	기타
T-4	508	7.3	풍화토	31	기타
T-5	508	6.5	풍화암	50/2	충청도
T-6-1	609	22.9	점토	10	경상도
T-6-2	609	25.8	사질토	50/15	경상도
T-7	508	7.3	자갈	32	경상도
T-8-1	508	41.3	점토	N/A	전라도
T-8-2	711	22.2	점토	N/A	전라도
T-8-3	508	19.1	점토	N/A	전라도
T-8-4	406	9.5	사암	33	전라도
T-9	609	7.7	사질토	37	경상도
T-10-1	813	54.6	점토	4	경상도
T-10-2	508	33.0	풍화암	50/13	경상도
T-11	406	21.2	사질토	45	경기도
T-12	508	28	자갈	50/10+	경상도
R-1	508	33	사질토	50/14	경상도
R-2	508	24	사질토	11	경상도
R-3-1	609	36.5	점토	13	경상도
R-3-2	508	24.0	연암	50/10-	경상도
R-3-3	609	30.0	연암	50/10-	경상도
R-4-1	609	13.1	풍화암	50/2	경상도
R-4-2	609	19.8	풍화암	50/3	경상도
R-4-3	609	30.3	풍화암	50/6	경상도
R-5-1	609	42.4	사질토	27	경상도
R-5-2	609	57.4	자갈	50/4	경상도
R-6-1	609	24.5	자갈	46	경상도
R-6-2	609	23.3	자갈	37	경상도
R-7	508	31.4	점토	25	경기도
R-8	609	58.0	사질토	32	경상도
R-9	508	17.0	점토	5	경상도
R-10	508	9.5	풍화토	44	경상도

*T-석박사학위논문, R-재하시험보고서, J-학술연구논문

표 3.2.25 항타강관말뚝 재하시험 자료(계속)

구 분*	말뚝정보			선단부 N치 (Blows/30cm)	재하시험지역
	말뚝직경(㎜)	말뚝길이(m)	선단 지층		
R-11	406	9.5	풍화토	47	전라도
R-12	609	57.1	사질토	17	경상도
R-13-1	508	7.0	풍화토	50/22	전라도
R-13-2	508	7.8	풍화토	50/22	전라도
R-14-1	406	8.0	풍화토	50/21	경상도
R-14-2	508	6.8	풍화토	50/21	경상도
R-15	508	11.9	풍화토	50/15	전라도
R-16	508	6.9	사질토	12	충청도
R-17-1	508	6.0	풍화토	50/30	경기도
R-17-2	508	6.4	풍화토	47	경기도
R-17-3	508	5.0	풍화토	44	경기도
R-18	508	5.7	풍화토	50/20	경기도
R-19	508	13.0	사질토	50/10+	경기도
R-20	508	33.0	사질토	50/29	경상도
R-21	508	47.0	사질토	50/14	경상도
R-22	508	35.5	사질토	50/16	경기도
R-23	813	46.0	사질토	50	경상도
R-24	406	30.0	점토	4	경상도
R-25	406	9.0	풍화토	50	경기도
R-26	406	30.0	점토	5	경상도
R-27	508	30.0	사질토	15	경상도
J-1-1	508	12.0	풍화암	50/2	경기도
J-1-2	508	12.0	풍화암	50/6	경기도
J-1-3	508	12.0	풍화암	50/10-	경기도
J-2-1	508	39.0	점토	50/10+	경상도
J-2-2	508	39.0	점토	50/10+	경상도
J-2-3	508	38.5	점토	N/A	경상도
J-3	406	9.5	사질토	33	기타

*T-석박사학위논문, R-재하시험보고서, J-학술연구논문

표 3.2.26 선단부 N치에 따른 자료 분류

선단의 지지층 종류	자료 수	비율 (%)
N치 50미만	30	48
N치 50이상	28	44
알 수 없는 경우	5	8
계	63	100

(2) 재하시험에 의한 극한지지력 산정

지반과 기초구조물의 지지능력에 대한 불확실성을 정량적으로 평가하기 위해서 저항의 공칭강도(nominal strength)와 정역학적 설계법으로 산정한 설계지지력의 값을 비교하여 그 통계적 특성을 신뢰성 해석에 반영한다. 일반적으로 정재하시험에 의해 측정된 극한지지력이 실제 지지력을 가장 신뢰성 있게 평가하는 것으로 알려져 있으므로 저항의 공칭강도는 정재하시험에 의해 측정된 말뚝의 하중-침하 곡선으로부터 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 3.2.27).

표 3.2.27 재하시험에 의한 극한지지력 결정법

지지력 결정 방법		참고 문헌	제안자(연도)
Davisson 방법		구조물기초 설계기준, NCHRP 연구보고서	Davisson(1972)
Shape of Curve 방법		NCHRP 연구 보고서	-
DeBeer 방법(1970)		구조물기초 설계기준, NCHRP 연구보고서	DeBeer(1970)
전침하량 기준방법	Δ=25.4mm 방법	구조물기초 설계기준, NCHRP 연구보고서	Terzaghi(1943)
	Δ=0.1B 방법	구조물기초 설계기준, NCHRP 연구보고서	Terzaghi(1943)
ASCE 20-96 방법		ASCE 20-96	ASCE(1997)

(가) Davisson 방법(1972)

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 상수값은 말뚝직경에 따라 직경이 600mm 미만이면 3.81+D/120(mm), 직경이 600mm 이상인 말뚝은 3.81+D/30 (mm)이다(그림 3.2.8).

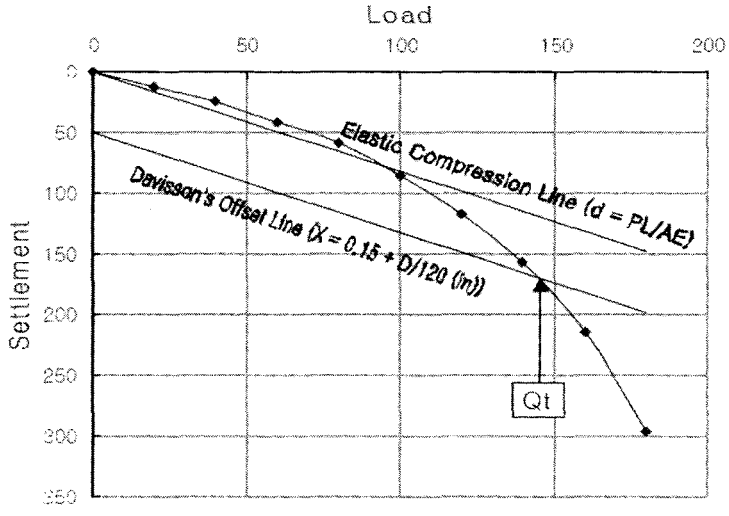


그림 3.2.8 Davisson 방법(1972)의 적용 예

(나) Shape of Curve 방법

이 방법은 항복 하중을 산정하는 방법 중의 하나인 P-S 곡선법(Butler and Hoy, 1977)과 비슷한 방법으로서, 말뚝두부의 하중-침하량 곡선의 최소 곡률점 두 점의 접선 간 교점을 최소극한지지력, 극한상태(펀칭파괴)를 보이는 점을 최대극한지지력으로 하여 그 범위로써 파괴 하중을 나타낸다(그림 3.2.9).

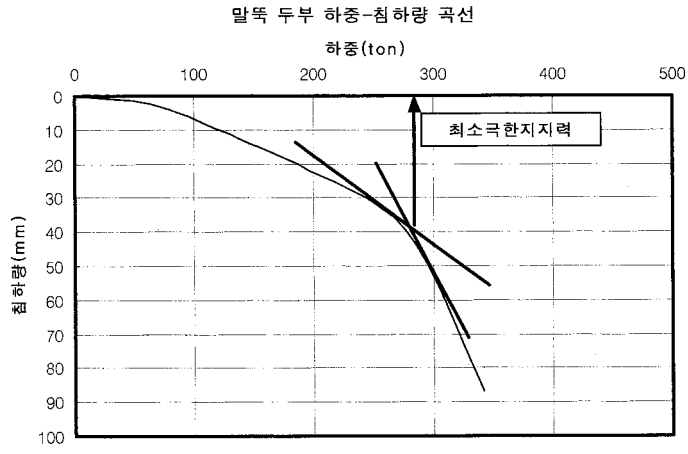


그림 3.2.9 Shape of Curve 방법 적용 예(최소 극한하중)

(다) DeBeer 방법(1970)

DeBeer(1970)는 완속재하시험의 결과를 해석하기 위해 이 방법을 제안하였으며, 아래의 그림 3.2.10과 같이 하중-침하량 곡선을 양대수 눈금의 좌표에 표시하고, 두 직선부의 연장선상에 교차되는 점을 항복지지력으로 결정한다.

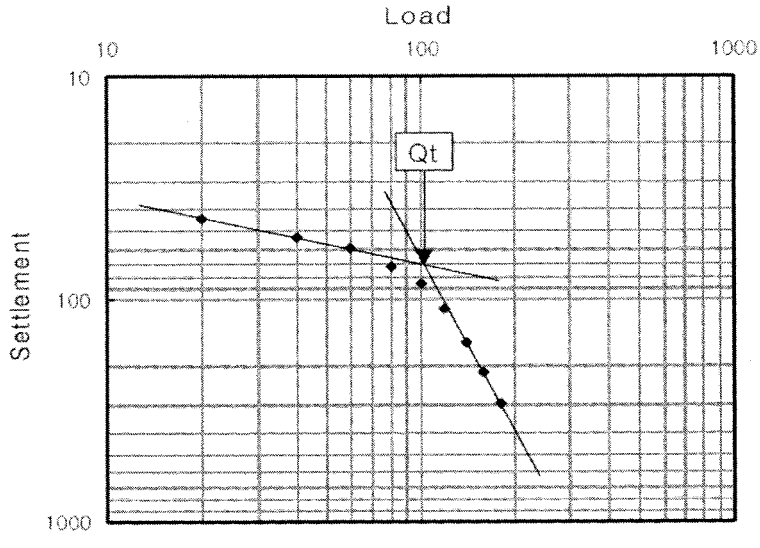


그림 3.2.10 DeBeer 방법(1970) 적용 예

(라) 전 침하량 기준 방법 : Δ=25.4mm 방법, Δ=0.1B 방법

전 침하량 기준으로 파괴하중을 결정하는 방법은 Terzaghi(1943)가 제안한 말뚝두부에서의 전침하량이 25.4mm, 0.1B(B=말뚝직경)일 때의 말뚝두부 하중을 말뚝

의 극한하중으로 정의하는 방법이다. 그런데 이외에도 싱가포르 지하철 설계기준, 일본 토질공학회 기준, 러시아의 기준 등 광범위한 기준들이 있다(표 3.2.28). 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 주면마찰력의 비율이 상이하게 되고 이에 따라 말뚝의 하중-침하량 거동이 결정되는 점을 감안할 때 전침하량 기준은 이를 고려할 수 없다는 단점이 있다. 따라서 전침하량 기준에 의한 말뚝의 설계하중 결정은 극히 제한적인 경우에 국한하여 적용할 수 있으며, 반드시 다른 해석결과와 비교하는 과정이 필요하다.

표 3.2.28 파괴하중에 대한 전침하량 기준(한국지반공학회, 2002)

기준명 또는 제안자	전침하량(mm)	허용하중 산정시 안전율	비 고
독일 DIN 4014 기준	20		현장타설말뚝
프랑스	20		
벨기에	20		
체코슬로바키아	15~20	2.0	
오스트리아	25		
네덜란드	25.4		
뉴욕시	25.4		
인도 IS 2911	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	
구 일본 건축학회 기준	25	2.0	현장타설말뚝
일본 토질공학회(1993)	0.1B		
영국 기초공업기준	0.1B		
Tomlinson	0.1B		
Johnson(1973)	0.1B		
Capper/Cassie	0.1B		

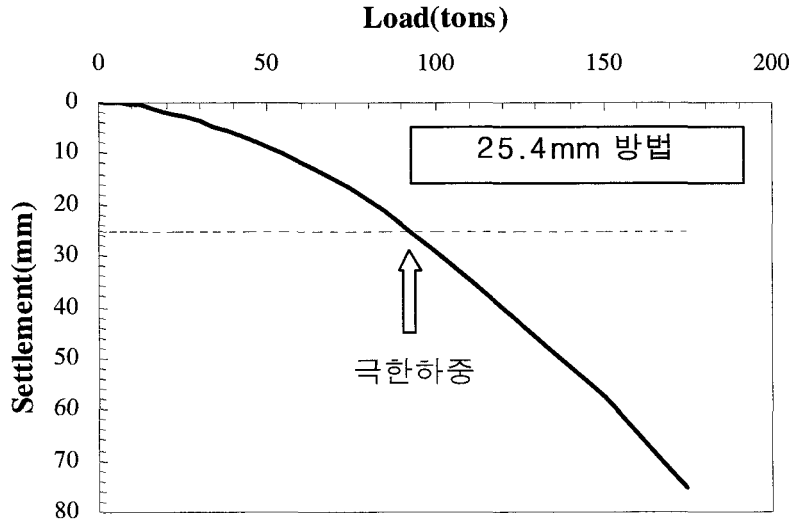


그림 3.2.11 Δ=25.4mm 방법 적용 예

(마) ASCE 20-96(ASCE, 1997) 방법

이 방법은 말뚝두부의 하중이 선단으로 모두 전이된다는 가정 하에 말뚝의 파괴하중은 말뚝의 전체 탄성압축량과 말뚝 직경에 따른 일정값(3.81+D/100)(mm)을 더한 침하량에서의 하중으로 정의한다. Davisson(1972)이 제안한 방법과 유사한 방법이며 급속재하시험 결과에 대하여 주로 적용된다.

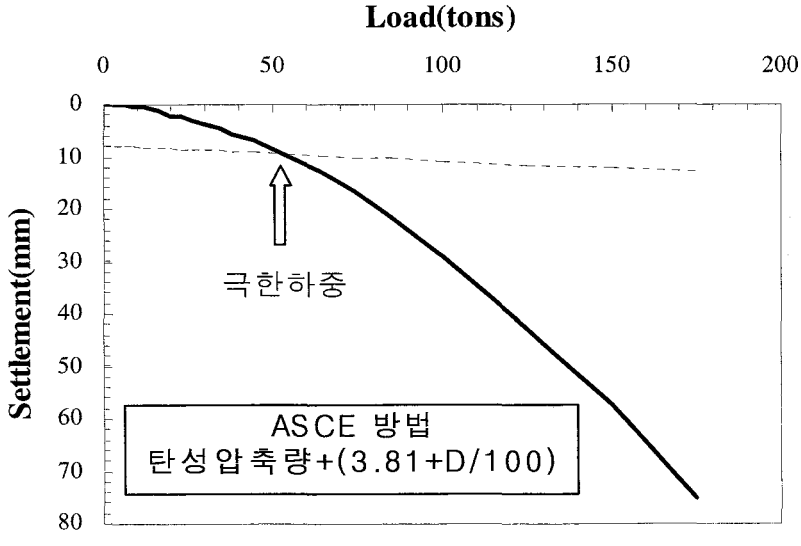


그림 3.2.12 ASCE 20-96방법(ASCE, 1997) 적용 예

이상에서 설명한 극한지지력 산정 방법들은 크기 효과(scale effect)를 고려하기 위하여 말뚝의 탄성침하량 곡선을 약 20도로 맞춘 후 동일한 그래프상에 도시하여 극한하중을 확인하였다. 63개 재하시험 자료의 측정 극한지지력을 산정한 결과는 표 3.2.29와 같다.

표 3.2.29 정재하시험에 의한 측정 극한지지력 산정

구 분*	Pile dia. (mm)	Type of Method (kN)						평 균 (kN)
		Davisson's	Shape of Curve	DeBeer	D=25.4mm	D=0.1B	ASCE 20-96	
T-1	508	5292	5125	4537	5292	-	-	5062
T-2	508	1529	1666	1813	1530	1931	1480	1658
T-3-1	609	2254	2234	2176	2499	2744	2342	2375
T-3-2	508	1470	1578	1323	1764	2058	1597	1632
T-3-3	609	2087	2558	2450	2646	-	2215	2391
T-4	508	2352	2205	2146	-	-	2381	2271
T-5	508	960	960	882	1568	-	1058	1086
T-6-1	609	1911	1823	1666	2019	2519	2078	2003
T-6-2	609	3332	3332	2793	2881	3900	3489	3288
T-7	508	2205	2136	2087	2666	-	2303	2280
T-8-1	508	-	3489	-	4116	-	-	3802
T-8-2	711	2646	2205	-	-	-	3058	2636
T-8-3	508	4998	5547	-	5782	-	5459	5446
T-8-4	406	2597	-	-	-	-	2862	2729
T-9	609	1264	2058	2744	2156	3038	1539	2133
T-10-1	813	6086	-	-	5243	-	6625	5985
T-10-2	508	16092	16092	16092	15494	-	16092	15972
T-11	406	-	1568	-	-	-	-	1568
T-12	508	2528	2254	1695	2450	-	2568	2299
R-1**	508	4018	3724	2940	3263	3920	4067	3655
R-2**	508	6341	6439	6003	5243	6419	6488	6155
R-3-1**	609	5145	5655	4018	3871	5998	5596	5047
R-3-2**	508	3038	3381	-	3038	3920	3410	3357
R-3-3**	609	6664	6292	-	4900	7281	6889	6405
R-4-1	609	7311	7644	8095	7448	-	7840	7668
R-4-2	609	7203	6997	6272	6566	-	7678	6943
R-4-3	609	7399	7605	6047	5321	8291	7948	7102
R-5-1**	609	7056	6723	6125	4116	7507	7869	6566
R-5-2**	609	4802	6272	5934	3136	4998	6448	5265
R-6-1**	609	6860	6135	6321	5135	8232	7291	6662
R-6-2**	609	4929	4959	4900	4332	6938	5488	5258
R-7	508	1323	1240	1225	1352	1470	1343	1326
R-8**	609	3538	3994	3984	2254	3812	3704	3548
R-9**	508	4880	4969	4508	4508	-	4802	4733

* T-석박사학위논문, R-재하시험보고서, J-학술연구논문

** 엄격한 관리 하에 수행된 신뢰성이 높은 자료

표 3.2.29 정재하시험에 의한 측정 극한지지력 산정 (계속)

구 분	Pile dia. (mm)	Type of Method (kN)						평 균 (kN)
		Davisson's	Shape of Curve	DeBeer	D=25.4mm	D=0.1B	ASCE 20-96	
R-10**	508	2960	3018	2646	3283	-	2607	2903
R-11**	406	3156	3185	2842	3234	-	3028	3089
R-12**	609	7585	7389	6272	5517	7771	7703	6987
R-13-1	508	1558	1851	-	-	-	1725	1711
R-13-2	508	1999	1777	-	-	-	-	1888
R-14-1	406	1377	-	1211	-	-	1453	1347
R-14-2	508	1397	1427	-	-	-	1515	1446
R-15	508	1264	1132	758	-	-	1362	1129
R-16	508	1294	825	-	-	-	1440	1186
R-17-1	508	1166	1063	-	-	-	1274	1167
R-17-2	508	1548	1184	-	-	-	1651	1461
R-17-3	508	2332	1989	-	-	-	2512	2278
R-18	508	1303	1367	1128	-	-	1385	1296
R-19**	508	3009	3117	1977	3291	-	3136	2906
R-20**	508	5586	4697	4594	-	-	-	4959
R-21**	508	4145	3820	3352	3432	3432	4240	3754
R-22**	508	6370	3538	-	-	-	-	4954
R-23**	813	5439	4645	4606	4606	-	5635	4986
R-24**	406	750	747	744	766	786	753	758
R-25**	406	630	994	928	1083	1229	785	941
R-26**	406	1325	1292	1261	1335	-	1325	1308
R-27**	508	805	848	801	875	916	813	843
J-1-1	508	2323	2254	2156	2499	2862	2421	2419
J-1-2	508	2038	1960	1744	2205	2614	2107	2111
J-1-3	508	2185	2313	1852	2577	-	2450	2276
J-2-1	508	4243	3920	-	3744	-	4371	4070
J-2-2	508	4900	4459	-	3949	-	4920	4557
J-2-3	508	-	3557	2597	3920	-	-	2519
J-3	406	2891	2254	-	-	-	-	2573

* T-석박사학위논문, R-재하시험보고서, J-학술연구논문

** 엄격한 관리 하에 수행된 신뢰성이 높은 자료

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. 63개 자료에 대한 각 지지력 결정법의 K_{sc}(측정 극한지지력 평균/각 방법에 의한 측정 극한지지력)의 평균과 표준편차, 적용가능 재하시험의 자료 수를 각각 표 3.2.30에 나타내었다.

표 3.2.30 지지력 결정법에 따른 K_{sx}의 평균과 표준편차

해석방법	적용 자료수	K_{sx} 평균	K_{sx} 표준편차	K_{sx} 최대값	K_{sx} 최소값	K_{sx} 범위 (0.90-1.10) 자료 수	비고
Davisson	**60**	**1.012**	**0.130**	**1.688**	**0.778**	**50**	
Shape of Curve	60	1.025	0.110	1.438	0.708	49	
DeBeer	44	1.103	0.138	1.489	0.777	22	
Δ=25.4㎜	46	1.064	0.209	1.679	0.643	24	
Δ=0.1B	25	0.872	0.088	1.094	0.702	8	과대평가
ASCE 20-96	55	0.962	0.094	1.386	0.817	40	과대평가

K_{sx}=평균 측정 극한지지력/각 방법에 의한 측정 극한지지력

Davisson 방법(1972)의 분석 결과 총 63개의 자료 중 60개 자료에 대해서 극한지지력을 확인할 수 있었으며, K_{SD}(평균 측정 극한지지력/Davisson방법에 의한 극한지지력)의 평균은 1.012, 표준편차는 0.130으로 나타났다. 평균값이 1.0에 근접하기 때문에 다른 방법들에 비해서 전체적으로 평균적인 값을 산정한다는 것을 알 수 있다. K_{SD}의 최대값과 최소값은 각각 1.688, 0.778 이었고 K_{SD}의 값이 0.90~1.10 범위 내의 적용 수는 50개로서 타 방법에 비해서 평균 측정 극한지지력과 근접한 자료의 수가 많았다.

Shape of curve 방법은 총 63개의 자료 중 60개 자료가 적용가능 하였으며, K_{SC}(평균 측정 극한지지력/Shape of curve방법에 의한 극한지지력)의 평균은 1.025이고 표준편차는 0.110 이었다. K_{SC}의 최대값과 최소값은 각각 1.438, 0.708 이었고 K_{SC}의 값이 0.90~1.10 범위 내의 적용 수는 49개로서 Davisson 방법과 마찬가지로 타 방법에 비해서 평균 측정 극한지지력과 근접한 자료의 수가 많았다.

DeBeer 방법(1970)은 총 63개의 자료 중 44개 만이 극한지지력 확인이 가능하였고 K_{SB}(평균 측정 극한지지력/DeBeer 방법에 의한 극한지지력)의 평균은 1.103, 표준편차는 0.138이었다. K_{SB}의 최대값과 최소값은 각각 1.489, 0.777 이었고 K_{SB}의 값이 0.90~1.10 범위 내의 적용 수는 22개로서 타 방법에 비해서 평균 측정 극한지지력과 근접한 자료의 수가 상대적으로 적었다.

전체 침하량을 기준으로 하는 방법 중 Δ=25.4mm 기준의 경우 총 46개의 자료에서 극한지지력 확인이 가능하였다. K_{ST}(평균 측정 극한지지력/Δ=25.4mm 방법에 의한 극한지지력)의 평균은 1.064, 표준 편차는 0.209로서 타 방법에 비해서 평균값과의 큰 분산성을 나타내었다. K_{ST}의 최대값과 최소값은 각각 1.679, 0.643 으로서 최대값, 최소값의 편차 역시 가장 크게 나타났다. K_{SB}의 값이 0.90~1.10 범위 내의 적용 수는 24개로서 DeBeer 방법과 같이 평균 측정 극한지지력과 근접한 자료의 수가 상대적으로 적었다.

전체 침하량 Δ=0.1B(B=말뚝직경) 기준의 경우 타 방법에 비해 상대적으로 큰 침하량에 대한 극한지지력을 산정하게 됨으로써 극한지지력 확인이 가능한 자료수는 25개로서 가장 적었다. 또한 K_{SL}(평균 측정 극한지지력/Δ=0.1B 방법에 의한 극한지지력)의 평균은 0.872이고 표준편차는 0.088로서 자료의 분산성은 작은 편이었으나 평균값이 1.0보다 작음으로써 타 방법에 비해서 지지력을 과대평가하는 것으로 나타났다. K_{SL}의 최대값과 최소값은 각각 1.094, 0.702로서 최대값보다 최소값의 편차가 더 크게 나타났다. K_{SL}의 값이 0.90~1.10 범위 내의 적용 수는 단지 8개로서 평균 측정 극한지지력과 근접한 자료의 수가 가장 적었다.

ASCE 20-96 방법(1997)으로 극한지지력이 확인 가능한 자료는 총 55개이었다. Davisson 방법과 비슷한 적용 기준으로서 자료의 적용 수는 많은 편이었으나, Davisson 방법과 달리 K_{SA}(평균 측정 극한지지력/ ASCE 20-96 방법에 의한 극한지지력)의 평균은 0.962, 표준편차는 0.094로서 타 방법에 비해서 지지력을 과대평가하는 것으로 나타났다. K_{SA}의 최대값과 최소값은 각각 1.386, 0.817로서 최대값과 최소값의 편차는 Δ=0.1B 방법을 제외하고 가장 작은 편이었다. K_{SA}의 값이 0.90~1.10 범위 내의 적용 수는 40개로 나타났다.

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(△=25.4mm,△=0.1B)은 적용 가능한 유효 자료의 수가 적으므로 제외하였다. ASCE 20-96방법(1997)은 편차가 작고 적용가능한 자료의 수도 많은 편이

었으나 급속재하방법에 대해서 주로 적용되며 국내 기초구조물 관련 설계기준에 포함되지 않아 실무 적용성이 낮고 타 방법과 비교하여 지지력을 과대평가하는 경향을 나타내어 부적합한 것으로 판단하였다. 반면, 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 Davisson 방법(1972)을 선정하였다.

(3) 지지력 공식에 의한 극한지지력 산정

(가) 정역학적 지지력 공식에 의한 극한지지력

말뚝기초의 설계 극한지지력은 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에서 제시하고 있는 정역학적 지지력공식을 적용하여 선단부와 주면부의 지지력을 산정하였다. 구조물기초설계기준에서 제안하고 있는 항타강관말뚝의 정역학적 지지력 설계공식은 다음과 같다.

① 일반

외말뚝의 축방향 극한지지력을 추정하는 정역학적 지지력 공식은 식 (3.2.1)과 같다.

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_p A_p + \sum f_s A_s \tag{3.2.1}$$

여기서, Q_u = 외말뚝의 축방향 극한지지력, Q_p = 극한 선단지지력, Q_s = 극한 주면마찰력, A_p = 말뚝 선단 지지면적, A_s = 말뚝 주면적, $q_p = \sigma_v' N_q + cN_c$ 으로서 단위면적당 최대 선단지지력이다. $f_s = c_a + K_s \overline{\sigma'_v} tan\delta$ 는 단위면적당 최대 주면마찰력이며, σ'_v = 말뚝 선단 깊이의 유효상재압, N_q, N_c = 깊은 기초의 지지력 계수, σ'_v= 말뚝 선단 깊이의 유효상재압, c = 말뚝지지층의 점착력, c_a = 말뚝과 주변 흙 사이의 부착력, K_s = 말뚝면에 작용하는 법선토압 계수, $\overline{\sigma'_v}$ = 말뚝주변 지층의 평균 유효 상재압, δ = 말뚝과 주변 흙사이의 마찰각이다.

② 사질토의 경우

사질토 지반의 경우 c=0을 적용하여 식 (3.2.2)와 같이 선단지지력을 구한다.

$$q_p = \sigma_v' N_q \tag{3.2.2}$$

균질한 사질토 지반의 경우 말뚝의 관입깊이가 깊어지면 말뚝 선단부 위치에서의 유효상재압 σ'_v 는 직선적으로 증가하므로 단위면적당 극한 선단지지력도 직선적으로 증가하여야 한다. 그러나 말뚝의 실제 극한선단지지력은 관입깊이가 깊어짐에 따라, 초기에는 직선 증가 구간이 나타나지만 어느 심도 이상이 되면 그 값이 한계에 도달하여 더 이상 증가하지 않는다. 이와 같이 말뚝의 극한선단지지력 도달에 필요한 최소관입깊이를 한계관입깊이(critical depth of penetration)라 한다. 사질토 지반에서의 말뚝의 선단지지력을 개략적으로 추정할 때는 한계관입깊이를 20B로 가정하고, D_f=20B를 사용하여 식 (3.2.2)를 계산한다(건설교통부, 2003). 허용지지력을 계산할 때는 3.0 이상의 안전율을 적용하며 추후 시험시공 또는 실제 시공시에 말뚝재하시험을 실시하여 설계지지력을 확인하여야 한다.

표 3.2.31 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

주면 마찰력은 다음 식 (3.2.3)에 의해 계산된다.

$$f_s = K_s \overline{\sigma'_v} \tan\delta \tag{3.2.3}$$

여기서, $\overline{\sigma'_v}$ = 말뚝측변 흙의 평균 유효상재압이며, 토압계수는 표 3.2.32, 식 (3.2.4)와 같다.

표 3.2.32 주면마찰력을 산정을 위한 토압계수, K_s

말뚝형태	K_s	
	느슨한 모래	촘촘한 모래
타입 H말뚝	0.5	1.0
타입치환말뚝	1.0	1.5
타입치환쐐기형말뚝	1.5	2.0
타입사수말뚝	0.4	0.9
굴착 말뚝(B≤1500mm)	0.7	

$$K_s = 1.4(1-\sin\phi) \tag{3.2.4}$$

말뚝과 흙사이의 마찰각(δ)는 표 3.2.33의 값을 적용한다(건설교통부, 2003).

표 3.2.33 말뚝 표면과 흙의 마찰각 δ

말 뚝 재 료	δ
강 말 뚝	20°
콘 크 리 트 말 뚝	3/4 ϕ
나 무 말 뚝	3/4 ϕ

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

③ 점성토의 경우

비배수 조건의 포화 점성토 지반에서는 $\phi_u=0$이므로 선단 지지력은 아래의 식으로 간략화 된다.

$$q_p = c_u N_c \tag{3.2.5}$$

여기서, 지지력 계수 N_c의 값은 기초의 폭, 형태 및 관입비에 영향을 받는다. 해설 그림 3.2.13은 Skempton(1951)이 제안한 N_c 값인데, 말뚝기초의 경우 일반적으로 정방형 또는 원형단면이며 관입비 또한 4이상이므로, N_c=9를 적용할 수 있다.

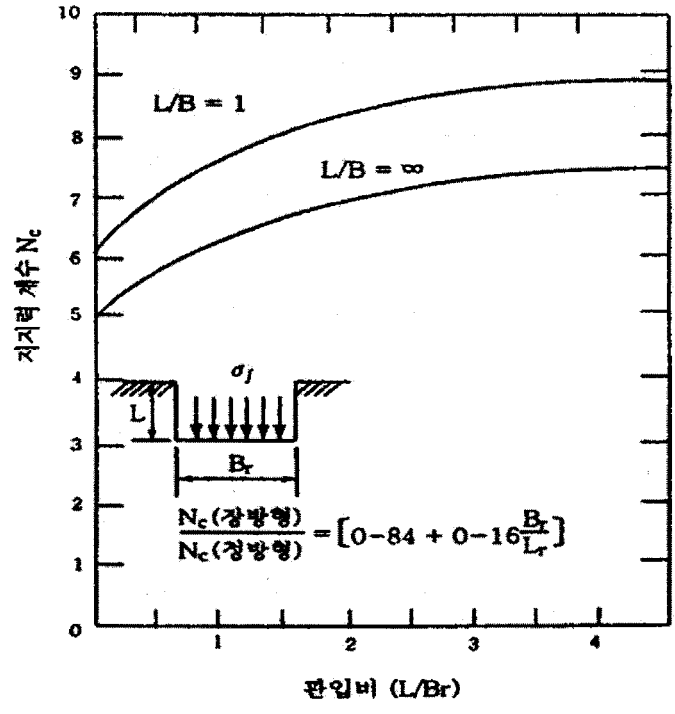


그림 3.2.13 지지력 계수 N_c(Skempton, 1951)

점성토의 주면 마찰력은 α계수법, β계수법에 의해 산정되며(건설교통부, 2003) 본 연구에서는 비배수 조건에 대해 적용하는 α계수법을 적용하여 말뚝기초의 주면 마찰력을 산정하였다. α계수법과 β계수법에 대한 간략한 설명은 다음과 같다.

(ㄱ) α계수법(비배수 조건)

말뚝이 포화 점토층에 근입된 경우 비배수 조건에서는 $\Phi_u = 0$이므로 $\delta = 0$이다. 이때 말뚝기초의 주면마찰력은 말뚝과 지반의 부착력만으로 표시된다. 즉,

$$f_s = c_a = \alpha c_u \tag{3.2.6}$$

여기서, c_a=부착력, c_u=비배수 점착력, α=부착력 계수이다. α값은 점토층의 굳기와 말뚝종류, 크기, 시공법, 지층상태 등에 따라 값이 달라진다. 그림 3.2.14에는

α계수와 비배수 점착력 c_u의 관계를 나타낸 몇 개의 곡선이 제시되어 있다. 육상 말뚝에 대해서는 Woodward의 곡선을, 해상구조물을 위한 긴 강관말뚝에 대해서는 API의 곡선을 사용한다(Hunt, 1986).

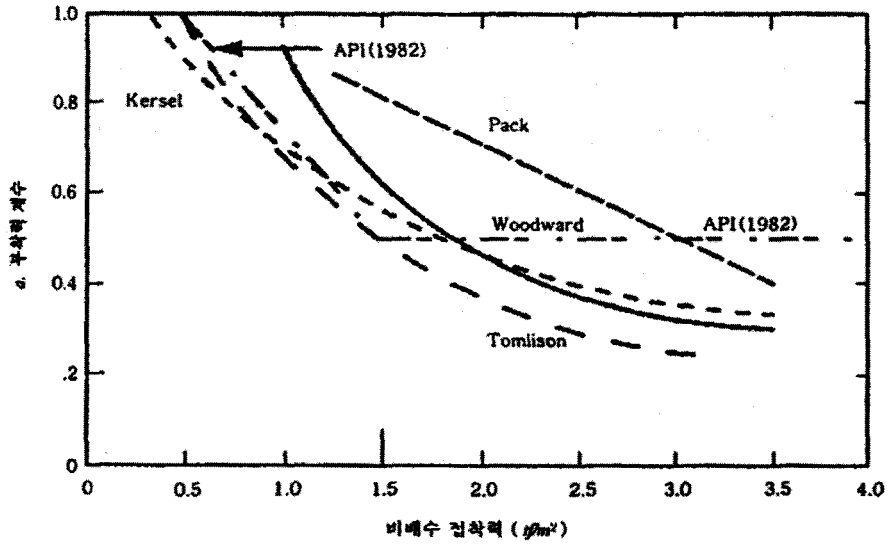


그림 3.2.14 타입말뚝의 부착력 계수

(ㄴ) β계수법(유효응력 해석법)

말뚝 관입에 의하여 말뚝 주위 지반이 흐트러지며 과잉간극수압이 발생되지만 어느 정도 시간이 경과하면 과잉간극수압이 소산되면서 흐트러졌던 지반이 재압밀된다. 말뚝을 시공한 후 과잉간극수압이 소산된 후 하중이 재하되면 말뚝의 주면에 발생하는 마찰력은 주변지반의 배수전단강도로 표시 된다. 따라서 주면마찰력은 식 (3.2.7)와 같다.

$$f_s = c'_r + K\overline{\sigma'_v} tan\phi'_r \qquad (3.2.7)$$

여기서, c'_r = 교란된 점토가 재압밀된 후의 점착력, ϕ'_r=교란된 점토가 재 압밀된 후의 배수전단 저항각, σ'_v= 마찰력이 작용하는 지층의 평균 유효 상재압, K= Ko = 1 - sinϕ′r (정규 압밀 점토), 또는 K= Ko = (1 - sinϕ′r)$\sqrt{OCR}$ (과압밀 점토), OCR = 과압밀비이다. 그런데 c'_r값은 일반적으로 0이므로 식 (3.2.8)과 같다.

$$f_s = K\sigma_v' \tan\phi_r \qquad (3.2.8)$$
$$= \beta\overline{\sigma'_v} \qquad \text{where, } \beta = K\tan\phi'_r$$

(나) 경험식에 의한 극한지지력

사질토 지반에 설치된 말뚝의 극한지지력은 표준관입시험의 결과인 N치를 이용한 경험식(Meyerhof, 1976)에 의하여 추정할 수 있으며 그 식은 다음과 같다(건설교통부, 2003).

$$Q_u = mN'_{60}A_p + n\overline{N}_{60}A_s(tf) \qquad (3.2.9)$$

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

$$N'_{60} = C_N \cdot N_{60} \qquad (3.2.10)$$

여기서, N_{60} : 말뚝선단부 부근의 N값(표준관입시험에서 해머의 타격에너지효율을 실측하여 60%로 보정한 N값)

$\overline{N}_{60}$: 말뚝주면부 사질토 지반의 평균 N값(표준관입시험에서 해머의 타격에너지 효율을 실측하여 60%로 보정한 N값)

식 (3.2.9)의 타입말뚝에 대한 m과 n은 다음 식으로 결정한다.

$$m = 3\frac{L_b}{B} \le 30, \text{ 여기서 } mN'_{60} \le 1500\ tf/m^2 \qquad (3.2.11)$$

$$n = \frac{1}{5}, \text{여기서 } n\overline{N} \le 10\ tf/m^2 \qquad (3.2.12)$$

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, n이 사용되고 있다. 일반적으로 선굴착 기성말뚝의 선단지지력은 타입말뚝의 1/3~1/2정도, 주면마찰력은 타입말뚝의 1/2정도 되는 것으로 알려져 있다. 현장

타설 콘크리트말뚝 또는 피어의 지지력은 위 식에서 타입말뚝의 m과 n의 1/2정도의 값을 적용한다.

(다) 지반 물성치 결정

① 내부마찰각(ϕ)

정역학적 지지력 공식에 의한 말뚝기초의 극한지지력은 N치, 내부마찰각(ϕ) 등 지반 특성에 크게 의존하므로, 지반 조건 및 물성치에 대한 정확한 평가가 우선시되어야 한다. 특히, 사질토에 근입된 말뚝의 경우 내부마찰각(ϕ)에 따라 현저한 지지력의 차이를 보이기 때문에 내부마찰각(ϕ)은 매우 중요한 설계변수가 된다. 본 연구에서는 지반조사 결과에서 확인된 내부마찰각을 적용하였고, 지반조사 결과에서 확인되지 않은 경우 실제 시추공에서 측정된 표준관입시험 N치와 표 3.2.34의 경험식을 적용하여 충분한 검토를 거친 후 합리적인 내부마찰각을 산정하였다.

표 3.2.34 N치와 내부 마찰각의 상관관계(건설교통부, 2003)

물성치	N치와의 상관관계	제안자
사질토의 내부마찰각(ϕ)	입자가 둥글고 입도분포가 균일한 모래 : $\phi=\sqrt{12N}+15$ 입자가 둥글고 입도분포가 좋은 모래 : $\phi=\sqrt{12N}+20$ 입자가 모나고 입도분포가 균일한 모래 : $\phi=\sqrt{12N}+20$ 입자가 모나고 입도분포가 좋은 모래 : $\phi=\sqrt{12N}+20$	Dunham (1954)
	$\phi = 27.1 + 0.3N'_{60} - 0.00054N_{60}'^2$	Peck-Hanson-Thornburn (1974)
	$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{N}{12.2+20.3(\frac{\sigma'}{Pa})}\right)^{0.34}$ (P_a = 대기압)	Schmertmann (1975)

② 법선토압계수, K_s

말뚝측면에 작용하는 법선토압계수(K_s)는 내부마찰각의 함수이며 지층심도에 따라 변한다. 말뚝의 두부에서의 토압계수는 Rankine의 수동토압계수와 유사하며 더 깊어지면 정지토압계수(K_o)에 비해 작은 값을 갖는다(Das, 1999). 또한 항타 시

공시 말뚝의 발생 변위에 따라 그 값을 달리 적용한다. 구조물 기초 설계 해설(지반공학회, 2003)에서는 말뚝의 형태와 모래의 특성에 따른 다양한 값을 제시하고 있으나 항타강관말뚝에 대한 값은 제시하고 있지 않다. 본 연구에서는 개단 강관말뚝의 경우 작은 변위가 발생함을 고려하여 Das(1999)에 의해 제안된 소변위 강관말뚝의 경우에 해당하는 식을 적용하여 K_s값을 산정하였다. 변위에 따른 항타강관말뚝의 토압계수(K_s)는 표 3.2.35과 같다.

표 3.2.35 법선토압계수(K_s)

변위에 따른 말뚝의 종류	토압계수(K_s)
Low displacement driven pile	1.4(1-sinϕ)
High displacement driven pile	1.8(1-sinϕ)

③ 점성토의 비배수전단강도

α계수법에 의해 결정되는 점성토의 주면마찰력은 점성토의 비배수 전단강도에 비례하여 산정된다. 점성토의 비배수 전단강도는 일반적으로 베인 실험과 같은 현장 실험이나 실내 실험으로부터 얻어진 값을 사용하여 신뢰성 있는 주면마찰력을 산정한다. 본 연구에서는 실제 현장실험으로부터 얻어진 비배수전단강도를 사용하여 점성토 지반에 위치한 말뚝의 주면마찰력을 산정하였다. 또한 지반조사자료가 부족한 몇몇의 자료에 대해서는 Stroud(1974)와 Hara 등(1971)이 제안한 N치와의 상관관계를 적용하여 신뢰도 높은 말뚝의 주면 마찰력을 산정하였다. 1차년도의 연구 결과 Hara 등(1971)의 식에 의해 산정된 비배수 전단강도가 Stroud(1974) 식에 의해 산정된 값 보다 실측된 비배수 전단강도와 유사한 값을 나타내었으며 저항편향계수 통계특성이 우수한 것으로 확인되었다. 따라서 본 연구에서는 비배수 전단강도 시험결과가 없는 자료에 대해서는 Hara 등(1971)의 식을 이용하여 점성토의 비배수전단강도를 산정하였다. 미국의 AASHTO LRFD 교량 설계기준(2007)에서도 동일하게 적용하여 저항계수를 산정하였다. 표 3.2.36는 점성토의 비배수 전단강도와 N치와의 상관관계이다.

표 3.2.36 N치와 c_u의 상관관계

물성치	공 식	제안자
점성토의 비배수 전단강도(c_u)	c_u = KN	Stroud(1974)
	c_u = 29N$^{0.72}$	Hara 등(1971)

*K = 상수(3.5~6.5kPa : 평균 4.4kPa)

이상에서 설명한 공식들 및 지반조사, 실내실험을 통해 측정된 말뚝의 지반물성치는 표 3.2.37과 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 없는 자료 3개(T-8-2, T-8-3, T-8-4)는 제외하였다.

표 3.2.37 지반 물성치

No. of LIST	선단 지층	선단부 N치	포화단위중량 (kN/m^3)		내부마찰각 (Degree)	C_u (kN/m^2*)	지하수위 (m)
			주면	선단	선단부		
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	50/15	18.1-22.1	20.1	44	163.0	-1.5m이내
T-7	사질토	32	19.4-22.1	22.1	40	N/A	-1.5m이내
T-9	사질토	37	18.6	20.1	41	259.7	-3.4m
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

* 엄격한 관리 하에 수행된 신뢰성이 높은 자료

표 3.2.37 지반 물성치(계속)

No. of LIST	선단 지층	선단부 N치	포화단위중량 (kN/m^3)		내부마찰각 (Degree)	c_u (kN/m^2*)	지하수위 (m)
			주면	선단	선단부		
R-1*	사질토	50/14	18.1-20.1	20.1	44	92.4	-3.2m
R-2*	사질토	11	18.1-18.6	18.1	31	29.0	-1.5m이내
R-3-1*	점토	13	18.1-18.6	18.6	N/A	29.0-183.8	-3.0m
R-3-2*	암반	50/10-	18.1-20.1	24.5	44	78.7	-4.1m
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	-1.5m이내
R-4-2	암반	50/3	18.1-22.1	20.0	44	N/A	-1.5m이내
R-4-3	암반	50/6	18.1-22.1	20.0	44	105.4	-1.7m
R-5-1*	사질토	27	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	64.0	-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	42	21.6	-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	-5.8m
R-14-1	풍화토	50/21	18.1-20.1	20.1	44	N/A	-1.5m이내
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	18.1-18.6	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	18.1-19.6	20.1	43	N/A	-4.5m
R-18	암반	50/20	18.1-20.1	25.0	44	N/A	-5.0m

* 엄격한 관리 하에 수행된 신뢰성이 높은 자료

표 3.2.37 지반 물성치(계속)

No. of LIST	선단 지층	선단부 N치	포화단위중량 (kN/m^3)		내부마찰각 (Degree)	C_u (kN/m^2)	지하수위 (m)
			주면	선단	선단부		
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	193.9-442.3	-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

* 엄격한 관리 하에 수행된 신뢰성이 높은 자료

결정된 지반물성치와 말뚝제원을 이용하여 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 경험식을 적용하여 설계 극한지지력을 산정하였다. 총 63개의 자료 중 Davisson 방법(1972)으로 극한지지력을 확인할 수 없는 자료 3개와 표준관입시험 N치를 비롯한 지반조사 자료가 불충분하여 설계지지력을 확인할 수 없는 자료 3개를 제외한 57개 자료를 대상으로 하였다.

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 두 가지로 분류하였다. 선단부 N치 50미만(N<50)자료는 27개, 50이상(N≥50) 자료는 30개였다. 이상에서 설명한 선단부 N치 50기준 두 분류(N<50, N≥50)의 설계 극한지지력 산정 결과는 표 3.2.38, 표 3.2.39와 같다.

표 3.2.38 지지력 산정 결과(N<50)

No. of List	선단부 N치	정재하시험결과 (kN)	정역학적 지지력 공식 (kN)	N치를 이용한 경험식 (kN)
T-2	27	1529	3569	3929
T-3-1	26	2254	3039	2691
T-3-2	26	1470	3016	1991
T-3-3	43	2087	2998	4314
T-4	31	2352	2231	1471
T-6-1	10	1911	1250	2417
T-7	32	2205	2621	2390
T-9	37	1264	5383	1789
T-10-1	4	6086	6129	2181
R-2	11	6341	1317	587
R-3-1	13	5145	2267	1575
R-5-1	27	7056	6288	4767
R-6-1	46	6860	5266	5797
R-6-2	37	4929	5779	1364
R-7	25	1323	1785	1702
R-8*	32	3538	8613	7072
R-9*	5	4880	1027	612
R-10*	44	2960	3565	2140
R-11*	47	3156	1698	635
R-12*	17	7585	5416	3467
R-16	12	1294	966	274
R-17-2	47	1548	3186	1607
R-17-3	44	2332	2740	748
R-24*	4	750	1299	541
R-26*	5	1325	1456	525
R-27*	15	805	1194	1265
J-3	33	2891	1657	1641

* 엄격한 관리 하에 수행된 신뢰성이 높은 자료

표 3.2.39 지지력 산정 결과(N≥50)

No. of List	선단부 N치	정재하시험결과 (kN)	정역학적 지지력 공식 (kN)	N치를 이용한 경험식 (kN)
T-1	50/5	5292	3693	1513
T-5	50/2	960	1897	608
T-6-2	50/15	3332	6683	4471
T-10-2	50/13	16092	3153	5078
T-12	50/10+	2528	4333	6541
R-1	50/14	4018	5425	4158
R-3-2	50/10-	3038	4933	869
R-3-3	50/10-	6664	6106	2362
R-4-1	50/2	7311	5378	1600
R-4-2	50/3	7203	6401	6545
R-4-3	50/6	7399	6756	2478
R-5-2	50/4	4802	8160	7893
R-13-1	50/22	1558	3665	2027
R-13-2	50/22	1999	3800	1875
R-14-1	50/21	1377	1438	2334
R-14-2	50/21	1397	1875	2129
R-15	50/15	1264	3355	4459
R-17-1	50/30	1166	3569	784
R-18*	50/20	1303	3230	656
R-19*	50/10+	3009	2900	4038
R-20*	50/29	5586	7019	2607
R-21*	50/14	4145	4923	6240
R-22*	50/16	6370	6776	5054
R-23*	50	5439	7546	5084
R-25*	50/19	630	1038	696
J-1-1	50/2	2323	3848	3791
J-1-2	50/6	2038	4987	3688
J-1-3	50/10-	2185	6221	4436
J-2-1	50/10+	4243	6795	5920
J-2-2	50/10+	4900	6795	5920

* 엄격한 관리 하에 수행된 신뢰성이 높은 자료

그림 3.2.15~그림 3.2.16는 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 N치를 이용한 경험식에 의한 설계 극한지지력의 경향성을 비교하였다.

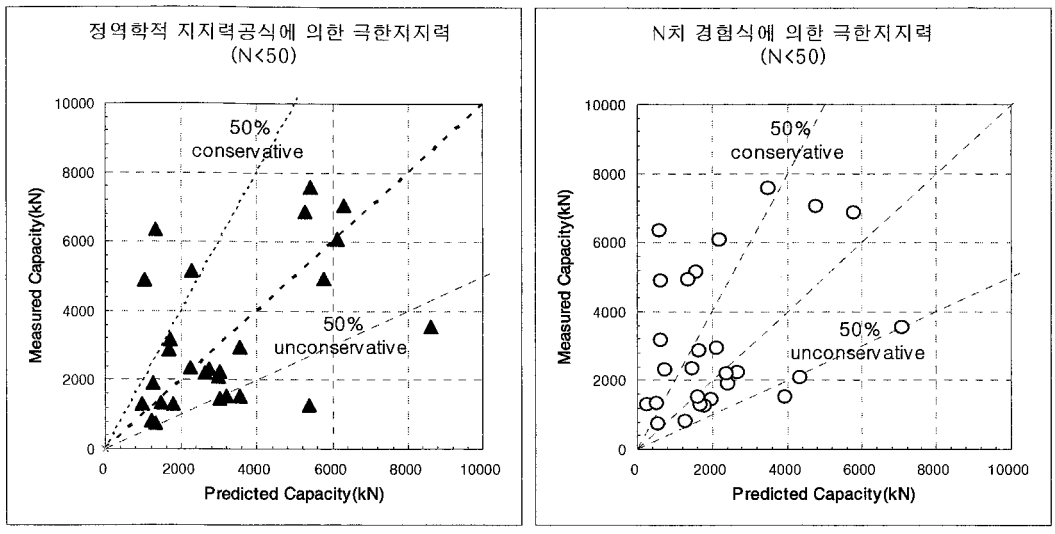


그림 3.2.15 측정 지지력과 설계 지지력 비교 (N<50)

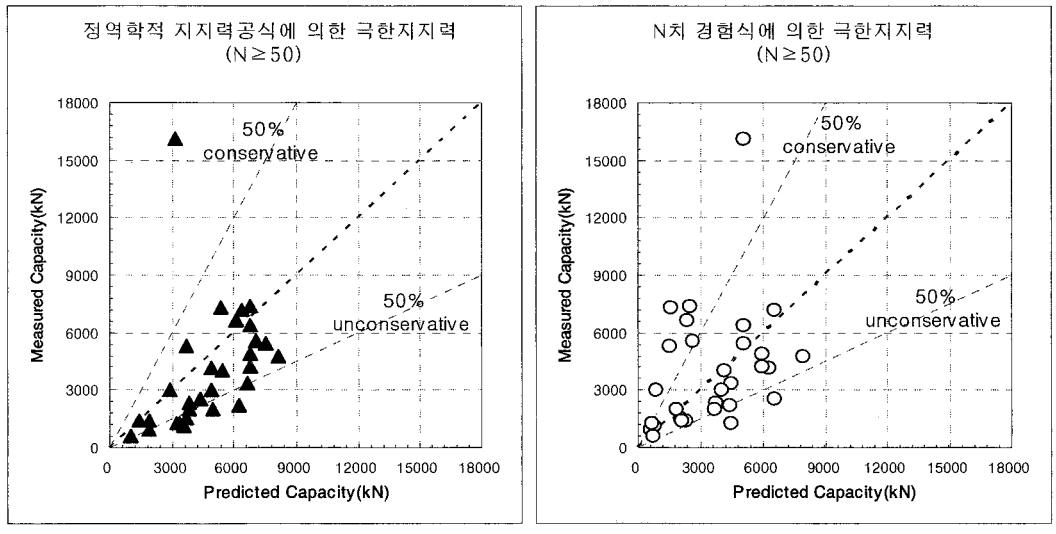


그림 3.2.16 측정 지지력과 설계 지지력 비교 (N≥50)

그림 3.2.15의 결과 N<50 자료의 경우 정역학적 지지력공식이 N치 경험식에 비해 더 많은 자료 수가 측정 극한지지력의 -50%~+50% 범위 내에 분포하는 것을 확인할 수 있으며 N치 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 3.2.16의 결과 N≥50 자료의 경우 역시 정역학적 지지력공식이 N치 경험식에 비해 많은 자료 수가 측정 극한지지력의 ±50% 범위 내에 분포하고 있지만,

다소 지지력을 과대평가하는 경향이 있음을 알 수 있다. 또한 두 지지력공식 모두 측정 극한지지력과 일정한 경향성을 보이지 않았다.

그림 3.2.17와 3.2.18은 신뢰성이 우수한 자료에 대한 측정 지지력과 설계 지지력 산정 결과이며, 정역학적 지지력공식이 N치 경험식에 비해 다소 지지력을 과대평가 하는 경향이 있음을 알 수 있다. 또한 두 지지력공식 모두 측정 극한지지력과 일정한 경향성을 보이지 않았다.

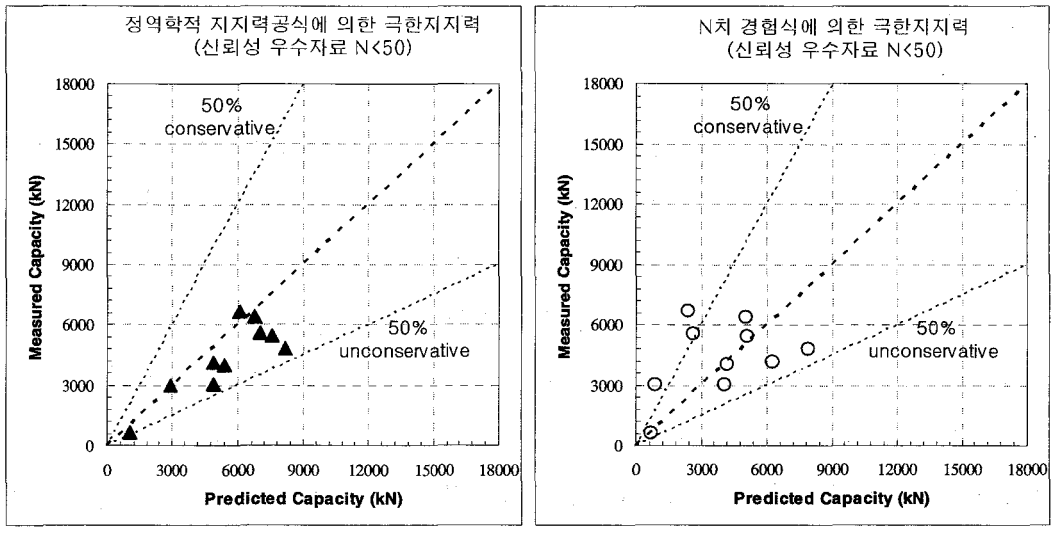


그림 3.2.17 측정 지지력과 설계 지지력 비교(N<50, 신뢰성 우수자료)

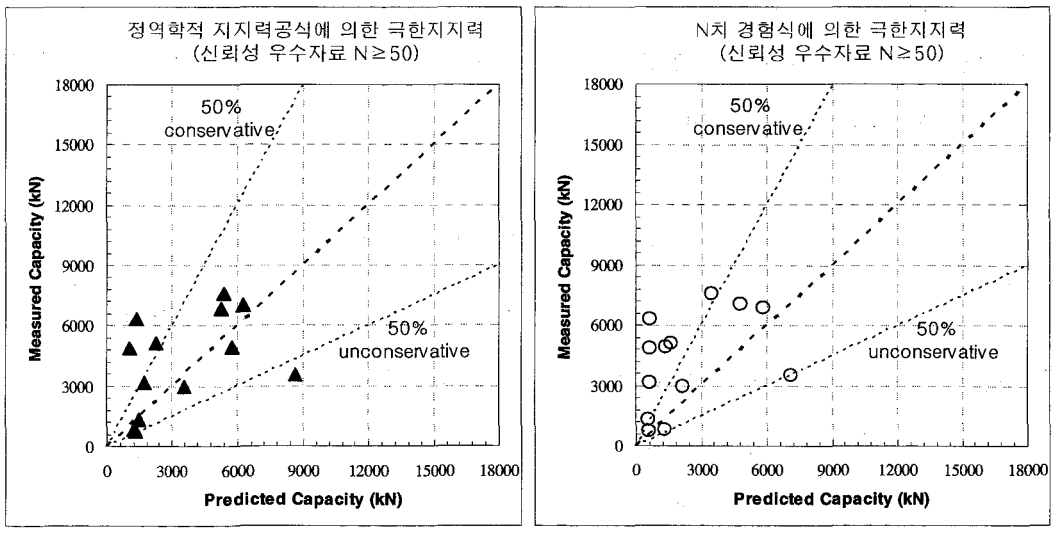


그림 3.2.18 측정 지지력과 설계 지지력 비교(N≥50, 신뢰성 우수자료)

나. 현장타설말뚝의 극한지지력 산정

(1) 자료의 개요

최근 고도의 경제 성장과 더불어 대규모 사회간접시설의 확충이 요구되고 있으며 대형 구조물의 건설 또한 활발히 진행되고 있다. 이에 따라 큰 하중을 지지할 수 있는 기초 형식으로 암반에 근입된 현장타설말뚝이 많이 적용되고 있다. 따라서, 본 연구에서는 중요 기초구조물인 현장타설말뚝의 신뢰성 분석을 수행하기 위해서 자료수집 및 분석을 수행하였다.

신뢰성 높은 저항계수를 결정하기 위해서는 국내 기초구조물의 특성을 대변할 수 있는 충분한 수의 자료 축적이 선행되어야 한다. 이를 위하여 시공사, 설계회사, 연구기관 등의 협조를 받아 총 51개 현장에서 시공된 총 84본의 현장타설말뚝에 대한 지반조사 및 재하시험 자료를 수집하였다.

수집된 자료의 현황은 표 3.2.40과 같다. 통상적인 재하시험은 설계지지력을 확보할 수 있는 하중까지만 재하한 후 시험을 종료하는 경우가 많으므로, 말뚝의 극한지지력 또는 항복지지력을 확인할 수 없는 경우가 많다. 그러므로, 현장타설말뚝의 극한지지력이나 항복지지력을 확인할 수 있는 재하시험 자료를 확보하기 위하여 시공사의 재하시험 보고서 이외에 연구목적의 보고서나 학위논문, 논문집 등을 통해서도 자료를 수집하였다.

수집된 자료들의 출처 및 개요는 표 3.2.41와 표 3.2.42과 같은 형식으로 정리한 후 데이터베이스로 구축하였다.

표 3.2.40 수집된 자료 현황

종 류	자료 출처	수집·검토 자료 수
석박사학위논문	서울대학교, 중앙대학교, 국회도서관 등	8
재하시험 보고서	시공사, 설계회사, 연구기관 등	43
계		51

표 3.2.41 석박사학위논문 데이터베이스 목록 (예)

번호	논문명	저자명	대학	학위년도	학위
1	암반의 풍화도가 암반근입말뚝의 지지거동에 미치는 영향	권오성	서울대 대학원	2004	박사
2	풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석	전경수	서울대 대학원	2000	박사
3	편마암에 근입된 현장타설말뚝의 지지거동 분석	김정환	서울대 대학원	1997	박사
4	현장타설말뚝의 지지력산정에 관한 연구	신상용	중앙대 대학원	2000	석사
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

표 3.2.42 재하시험보고서 데이터베이스 목록 (예)

번호	보고서명	연도	기관명	시행기관
1	○○○○ 건설공사의 대구경말뚝 정재하시험보고서	2000	(주)○○기술단	○○대학교 지반공학연구실
2	○○고속철도 ○-○공구 노반신설 기타공사 현장타설말뚝 축방향 압축재하시험 보고서	2005	○○개발(주)	(주)○○○○
3	○○○ 수해복구사업 현장 정재하시험 보고서	2005	○○건설(주)	(주)○○연구소
4	○○ 산업단지 제○단지 진입도로 건설공사 재하시험보고서	2001	○○건설(주)	(주)○○엔지니어링
5	○○고속철도 제○-○공구 건설공사 현장타설말뚝 연직재하시험 보고서	1998	○○○○ 건설공단	(주)○○○○
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

본 연구에서 수집된 51개 현장의 총 84본의 현장타설말뚝에 대한 지반조사 및 재하시험 자료를 대상으로 표 3.2.43~표 3.2.46에 나타낸 바와 같이 말뚝선단 지지층 (표 3.1.43), 말뚝직경 (표 3.1.51), 최대시험하중 (표 3.1.6) 그리고 하중전이 측정여부 (표 3.1.7)에 따라 분류하였다.

그림 3.2.19~그림 3.2.22는 재하시험 자료 분류 결과를 그래프로 도시한 것으로 말뚝선단의 지지층은 풍화암이 45%로서 가장 많은 것으로 나타났다. 또한 현장타설말뚝은 앞서 언급한 것처럼 대형 구조물의 기초로 사용되므로 말뚝의 직경과 재하 하중의 최대값이 큰 것으로 나타났다. 재하하중의 경우 10000kN 이상이 66%를

차지하였고, 말뚝 직경은 1m 이상인 경우가 75%였다. 또한 수집하중 중 하중전이 시험을 수행하지 않은 경우가 전체의 71%를 차지하여 선단지지력과 주면마찰력을 분리할 수 없었으므로 본 연구에서는 주면마찰력과 선단지지력을 합한 전체지지력에 대한 분석을 수행하였다.

표 3.2.43 말뚝선단 지지층 종류에 따른 분류

지지층	자료 수
토사	11
풍화암	38
연암 이상	28
미확인	7
계	84

표 3.2.44 말뚝직경에 따른 분류

말뚝직경	자료 수
1m 미만	21
1m 이상	63
계	84

표 3.2.45 최대시험하중에 따른 분류

최대시험하중	자료 수
10000kN 미만	28
10000kN이상 20000kN미만	44
20000kN 이상	12
계	84

표 3.2.46 하중전이 측정여부에 따른 분류

하중전이 측정 여부	자료 수
측정	24
미측정	60
계	84

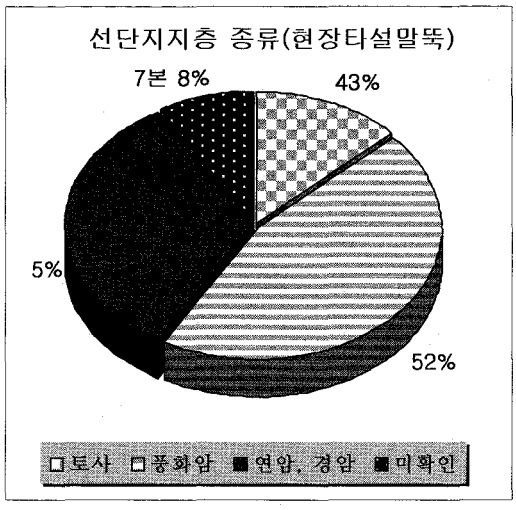


그림 3.2.19 선단지지층 종류에 따른 분류

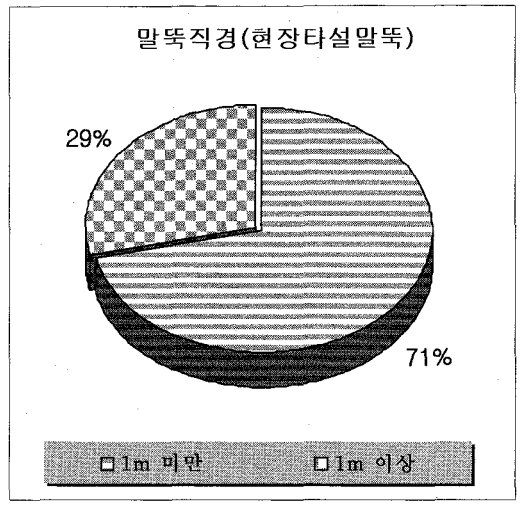


그림 3.2.20 말뚝직경에 따른 분류

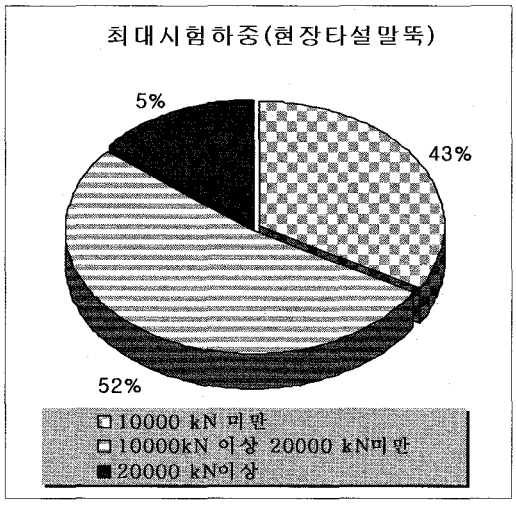


그림 3.2.21 최대시험하중에 따른 분류

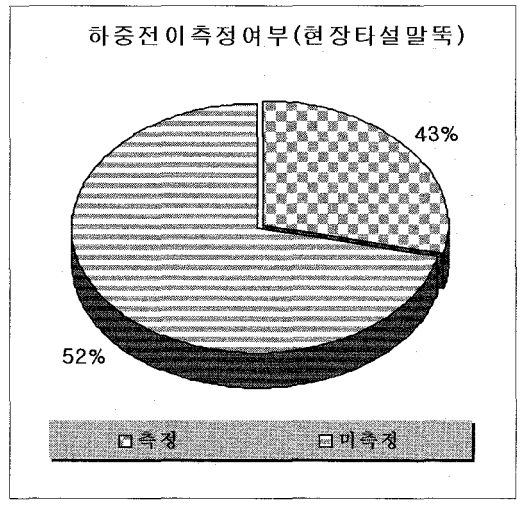


그림 3.2.22 하중전이 측정여부에 따른 분류

표 3.2.47~표 3.2.50에는 총 84본의 말뚝선단의 지지층 종류에 따라 각 말뚝들에 대한 지반조사 정보, 말뚝정보, 재하시험 정보 등을 요약하여 나타내었다.

표 3.2.47 토사부에 근입된 현장타설말뚝에 대한 수집자료

자료분류	본 수	지반조사 정보		말뚝 정보			재하시험 정보	
		SPT 여부	기타시험 (실내, CPT 등)	직경 (mm)	길이 (m)	지지층	최대시험 하중 (kN)	하중전이 측정 여부
S1-1~2	2본	수행	일축압축, pressuremeter	400	9-10	토사	1100-3500	×
S2	1본	수행	pressuremeter, 점하중	400	7.6	매립토	440	×
S3-1~3	3본	수행	N치	500	5	풍화토	510-900	○
S4	1본	수행	-	1500	49.4	모래자갈층	24000	○
S5-1	1본	수행	-	1500	25	단층파쇄대	10000	×
S5-2	1본	-	-	1500	25	단층파쇄대	10000	×
S6	1본	수행	-	1500	12.92	전석	8000	×
S7	1본	-	-	1500	10.5	단층파쇄대	13340	×

표 3.2.48 풍화암에 근입된 현장타설말뚝에 대한 수집자료

자료분류	본 수	지반조사 정보		말뚝 정보			재하시험 정보	
		SPT 여부	기타시험 (실내, CPT 등)	직경 (mm)	길이 (m)	지지층	최대시험 하중 (kN)	하중전이 측정 여부
WR1-1~5	5본	수행	일축압축, pressuremeter	400	9-10	풍화암	1100-3500	×
WR2	1본	수행	일축압축, pressuremeter	1500	32	풍화암	35000	○
WR3-1~5	5본	수행	일축압축, pressuremeter	1000	13.5-14	풍화암	14000-20000	○
WR4-1~6	6본	수행	pressuremeter, 점하중	400	10-18	풍화암	44-3300	×
WR5-1	1본	수행	-	1500	27.8	풍화암	33000	○
WR5-2	1본	-	-	1500	21.4	풍화암	12000	×
WR6	1본	수행	실내시험(UU)	1500	33	풍화암	20500	○
WR7	1본	수행	일축압축강도, pressuremeter	1000	32	풍화암	15000	○
WR8	1본	수행	-	1500	46	풍화암	12000	×
WR9	1본	수행	-	1500	64.3	풍화암	20000	○
WR10-1~2	2본	수행	-	1650	39.26 30.5	풍화암	16500 11250	○
WR11-1~3	3본	수행	-	1200	27-29	풍화암	12000	×
WR12	1본	수행	N치,PMT 시험	1500	44	풍화암	30000	○
WR13	1본	-	-	1500	18.2	풍화암	28500	×
WR14	1본	수행	압축강도시험 (몰탈)	1000	33.51	풍화암	7200	×
WR15	1본	수행	공내재하시험, 실내토질시험	1500	26	풍화암	14130	×
WR16	1본	수행	-	1000	34.79	풍화암	7500	×
WR17	1본	-	-	1500	22.08	풍화암	10000	×
WR18~21	4본	-	일축압축강도	200	1.75	풍화암	975-1500	○

표 3.2.49 연암 이상에 근입된 현장타설말뚝에 대한 수집자료

자료분류	본 수	지반조사 정보		말뚝 정보			재하시험 정보	
		SPT 여부	기타시험 (실내, CPT 등)	직경 (mm)	길이 (m)	지지층	최대시험 하중 (kN)	하중전이 측정 여부
SR1-1,2	2본	수행	일축압축강도	1000	24, 24.5	연암	14000	×
SR2	1본	수행	-	1500	47.85	연암	12249	×
SR3	1본	수행	-	1500	25.9	연암	15600	×
SR4-1,2	2본	수행	-	1500	30.35, 28.14	연암	14050, 13960	×
SR5	1본	-	-	1200	32.35	연암	10400	×
SR6	1본	-	-	1500	24.53	연암	13200	×
SR7	1본	수행	-	1800	14	연암	26400	×
SR8	1본	-	-	1500	26.28	연암	12200	×
SR9	1본	-	-	1500	11.57	연암	12000	×
SR10	1본	-	-	1500	16.17	연암	12500	×
SR11	1본	-	-	1500	41	연암	12500	×
SR12	1본	-	-	1500	10.62	연암	8000	×
SR13-1,2	2본	-	TCR, RQD	1500	29.48 27.34	연암	11000 12000	×
SR14	1본	수행	-	1800	19.7	연암	18600	○
SR15	1본	수행	-	1500	19.7	보통암	14000	×
SR16	1본	-	실내시험	1500	32.34	기반암	10000	×
SR17	1본	-	-	1500	14.5	연암	15000	×
SR18	1본	-	-	1500	34	연암	19600	×
SR19	1본	수행	-	1500	23.4	연암	14000	×
SR20-1	1본	수행	-	1200	27.97	연암	6000	×
SR20-2	1본	수행	-	1200	22.53	연암	6000	×
SR20-3	1본	수행	-	1200	24.4	연암	6000	×
SR20-4	1본	수행	-	1200	36.6	연암	6000	×
SR21	1본	수행	-	1200	13.57	경암	12000	○
SR22	1본	-	-	1200	19.2	연암	18000	×

표 3.2.50 미확인 지층부에 근입된 현장타설말뚝에 대한 수집자료

자료분류	본 수	지반조사 정보		말뚝 정보			재하시험 정보	
		SPT 여부	기타시험 (실내, CPT 등)	직경 (mm)	길이 (m)	지지층	최대시험하중 (kN)	하중전이 측정 여부
ET1	1본	-	-	1500	36.8	-	22500	○
ET2	1본	-	-	1200	27.31	-	14625	×
ET3	1본	-	-	1500	33.9	-	8000	×
ET4	1본	-	-	1500	52	-	15000	×
ET5	1본	-	-	1500	40.6	-	17783	×
ET6	1본	-	-	2000	43	-	220000	×
ET7	1본	-	-	1500	28.5	-	22000	×

(2) 재하시험에 의한 극한지지력 산정

재하시험으로부터 얻어진 하중-침하 곡선에 대하여 극한지지력을 결정하기 위해 여러 연구자들이 다양한 방법을 제안하였다. 극한지지력 결정방법으로 본 연구에서는 Davisson 방법 (Davisson, 1972), Δ=25.4mm 방법 (Terzaghi and Peck, 1967), FHWA 5% 방법 (O'Neill and Reese, 1999), ASCE 방법 (ASCE, 1997)의 총 4가지 방법을 사용하였다. 또한, 하중-침하 곡선으로부터 극한지지력이 확인되지 않는 일부 재하시험 자료는 쌍곡선함수를 이용한 외삽법을 적용하여 극한지지력 값을 결정하였다. Davisson 방법, Δ=25.4mm 방법, ASCE 방법은 항타강관말뚝의 측정 극한지지력 산정 방법과 동일하며, FHWA 5% 방법에 대한 설명은 다음과 같다.

■ FHWA 5% 방법 (O'Neill and Reese, 1999)

FHWA 기준은 말뚝이 더 이상의 하중을 지지하지 못하고 말뚝두부의 변위가 급격히 발생하는 플런징(plunging) 현상이 발생하지 않는 경우에 대해 적용된다. 이 방법은 말뚝두부에서의 전침하량이 말뚝직경의 5%일 때의 말뚝두부 하중을 말뚝의 극한하중으로 정의한다.

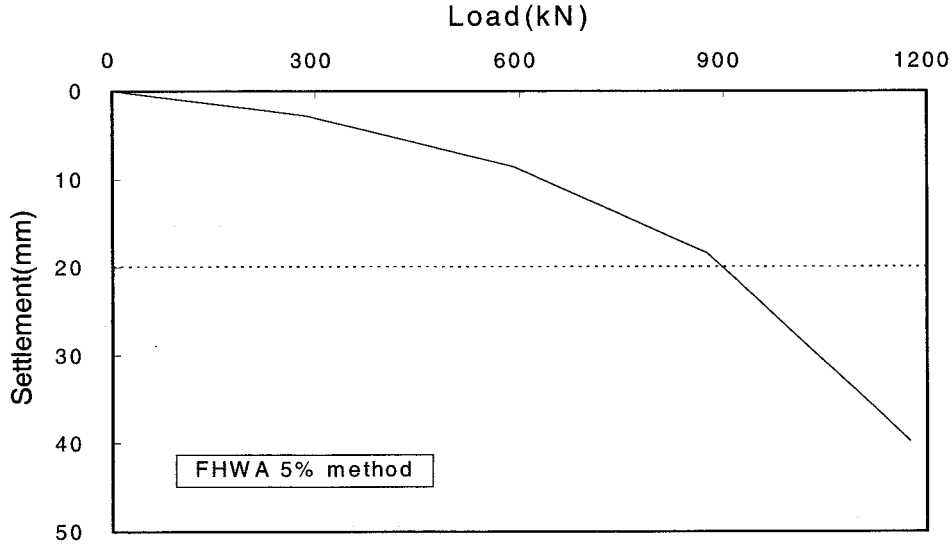


그림 3.2.23 FHWA 5% 방법 적용예 (D=400mm)

본 연구에서는 신뢰성 있는 통계 분석 및 저항계수의 산정을 위해 수집된 많은 재하시험 자료 중 다음과 같은 기준을 만족하는 자료를 분석대상으로 선정하였다.

① 극한하중이 확인된 경우

② 지반조사 결과(일축압축강도, 표준관입시험 N값)가 제시된 경우

③ 외삽법을 적용할 수 있는 경우

수집된 자료 중 위의 기준을 만족하는 총 21본의 현장타설말뚝 재하시험 자료가 선정되었으며, 표 3.2.51에 이 자료들에 대한 재하시험의 극한지지력 산정 결과를 나타내었다.

표 3.2.51 재하시험에 의한 극한지지력 산정 결과

자료분류			지지력 결정 방법 (kN)				평균
현장	말뚝 No.	지름 (mm)	Davisson	FHWA 5%	25.4mm	ASCE	
WR-1	1	0.4	850	860*	870*	790*	843
	2	0.4	900	1500	1700	900	1250
	3	0.4	1200	1500	1750	1250	1425
	4	0.4	2600	2900	3200	2650	2838
	5	0.4	2440*	2530*	2600*	2460*	2508
WR-2	6	1.5	42930*	41610*	27580*	36430*	37138
WR-3	7	1	24640*	24140*	16700	17310*	20698
	8	1	18800	19380*	12000	10500	15170
	9	1	16520*	17130*	13000	12500	14788
	10	1	25900*	25390*	18500	19160*	22238
	11	1	37480*	33490*	21330*	25540	29460
WR-4	12	0.4	2100	2300	2550	2100	2263
	13	0.4	1650	2000	2150	1650	1863
	14	0.4	600	950	1050	600	800
	15	0.4	750	1000	1100	750	900
	16	0.4	2200	2500	2950	2250	2475
	17	0.4	3030*	2900	3100*	3070*	3025
WR-5	18	0.4	540	900	980	570	748
	19	0.4	390	710	850	410	590
	20	0.2	120	190	500	160	243
	21	0.2	550	740	970	720	745

* : 쌍곡선 함수를 이용하여 외삽한 값

각 방법들로부터 산정된 지지력 값 중 가장 보편성 있는 값을 결정하기 위해 통계분석을 수행하였다. 분석 순서는 다음과 같다. 4가지 방법들을 이용하여 극한지지력을 산정하고 통계특성치인 K_{SX}에 대한 분석을 수행하여 각 방법의 신뢰성을 평가한다. 이때 K_{SX}값이 1.0보다 크면 그 방법이 지지력을 평균보다 작게 산정한다는 의미이고, K_{SX}값이 1.0보다 작으면 그 방법이 지지력을 평균보다 크게 산정한다는 의미이다.

① 4가지 방법들을 이용한 극한 지지력 산정

② 각 방법에서 산정된 극한 지지력들의 평균값 산정

③ 평균값에 대한 각 방법으로 측정된 지지력 비인 K_{SX} 값 산정

K_{SX} = (지지력 평균값) / (각 방법으로 구한 지지력 값)

④ 각 방법별로 K_{SX} 값의 통계분석을 수행하여 각 방법의 신뢰성 평가

각 방법에서 얻어진 K_{SX} 값의 평균값과 표준편차 값을 표 3.2.52에 정리하여 나타내었다. 표 3.2.52에서 K_{SX} 값이 1.0보다 크면 그 방법이 지지력을 평균보다 작게 산정하며, K_{SX} 값이 1.0보다 작으면 그 방법은 지지력을 평균보다 크게 산정함을 의미한다. 표 3.2.52에서 알 수 있듯이, FHWA 5% 방법(1999)과 △=25.4mm 방법(1967)은 K_{SX} 값이 1.0보다 작다. 즉, 항상 불안전측의 지지력 값을 제시하므로 설계에 적용하기에 부적합한 것으로 판단되어 분석에서 제외하였다.

Davisson 방법(1972)과 ASCE 방법(1997)의 K_{SX}값은 1.0보다 커 보수적인 결과를 나타내었다. 두 가지 방법 중에서 Davisson 방법이 ASCE 방법에 비해 K_{SX} 값의 평균값이 1.0에 가깝고 현재 전세계적으로 가장 보편적으로 적용되는 방법임을 고려하여 본 연구에서는 Davisson 방법(1972)을 재하시험 극한지지력 산정기준으로 결정하였다.

표 3.2.52 지지력 결정법에 따른 K_{SX}의 평균과 표준편차

해석방법	유효 말뚝 본수 (본)	K_{SX} 평균	K_{SX} 표준편차	K_{SX} 최대값	K_{SX} 최소값	비 고
Davisson	21	1.14	0.29	2.02	0.79	보수적, 평균근접
△=25.4mm	21	0.94	0.24	1.38	0.49	과대평가
FHWA 5%	211	0.93	0.11	1.28	0.78	과대평가
ASCE	21	1.19	0.16	1.52	0.99	

(3) 지지력공식에 의한 극한지지력 산정

본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝에 대하여 국내외에서 널리 적용하고 있는 지지력 공식들 중 암의 일축압축강도를 이용하는 Carter and Kulhawy 공

식(1988), AASHTO 공식(1996), FHWA 방법(1999)의 세 가지 공식과 표준관입시험의 N값을 이용하는 Meyerhof 방법 (1976)과 비점성 IGM 방법 (1999)의 두 가지 공식을 이용하여 극한지지력을 예측하였다. 암반 소켓말뚝은 토사 근입부의 지지력이 암반 근입부에 비하여 매우 작으므로 토사층의 주면 마찰력은 고려하지 않았다. 지지력 설계공식에 대한 자세한 설명은 다음과 같다.

(가) 암의 일축압축강도를 이용하는 지지력 공식

① Carter and Kulhawy (1988)

ㄱ) 주면마찰력

Carter and Kulhawy(1988)는 Rowe and Armitage(1984)의 연구에 근거하여 아래의 식 (3.2.13)을 제안하였다.

$$f_{\max} = 1.42 p_a \left(\frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5} \qquad (f_c \geq q_u) \qquad (3.2.13a)$$

$$= 0.05 \times f_c \qquad (f_c < q_u) \qquad (3.2.13b)$$

여기서, p_a는 대기압, q_u는 암의 일축압축강도, f_c는 콘크리트 일축압축강도

Rowe and Armitage (1987)는 $f_{\max}$를 계산시 일축압축강도(q_u)와 대기압(p_a)에 곱해지는 계수에 대해 소켓이 매끈한(smooth) 경우에는 0.63을, 거친(rough) 경우에는 1.9를 제안하였다. 이 결과를 바탕으로 Carter and Kulhawy (1988)는 평균값으로 1.42를 제안하였다. 위식은 무결함 암에서만 적용이 가능하며 절리가 심하게 발달되었거나 풍화된 암반에 대하여 사용될 경우에는 표 3.2.53와 표 3.2.54에 제시된 감소계수(f_{aa}/f_a)를 적용하여야 한다.

표 3.2.53 RQD에 근거한 E_m/E_i의 평가 (Carter and Kulhawy, 1988)

RQD (퍼센트)	E_m/E_i	
	닫힌 절리	열린 절리
100	1.00	0.60
70	0.70	0.10
50	0.15	0.10
20	0.05	0.05

표 3.2.54 E_m/E_i에 근거한 f_{aa}/f_a (O'Neill et al., 1996)

E_m/E_i	f_{aa}/f_a
1.0	1.0
0.5	0.8
0.3	0.7
0.1	0.55
0.05	0.45

E_m: mass modulus of elasticity of the IGM mass
E_i: average Young's modulus of intact IGM cores

ㄴ) 선단지지력

Carter and Kulhawy(1988)는 Hoek(1983)의 연구를 바탕으로 절리가 발달된 암에서 현장타설말뚝의 비배수 지지력을 보수적으로 평가하는 식 (3.2.14)와 같은 방법을 제안하였다.

$$q_{max} = [s^{0.5} + (ms^{0.5} + s)^{0.5}] q_u \qquad (3.2.14)$$

위 식은 절리가 임의적으로 불규칙하게 형성된 암반에 적용되며 현장타설말뚝의 선단이 암반의 표면에 위치하거나 근입되는 경우에 모두 적용이 가능하다. 절리는 배수 상태이나 절리 사이의 암반은 비배수 상태에 있으며 파괴 시 암반내의 전단응력이 수직응력에 비선형적으로 의존함을 가정하였다. 식에 적용되는 변수 m과 s는 표 3.2.55 및 표 3.2.56에 따른 값을 사용한다.

표 3.2.55 암분류에 따른 s와 m의 값

암반의 질	절리 묘사와 간격	s	기능이나 표 3.3.4의 암반 종류(A-E)에 따른 m 값				
			A	B	C	D	E
최상	무결함(닫힌절리); 간격>3m (10ft)	1	7	10	15	17	25
아주 양호	맞물림 형성; 절리간격 1~3m 사이	0.1	3.5	5	7.5	8.5	12.5
양호	약간 풍화; 절리간격 1~3m 사이	$4x10^{-2}$	0.7	1	1.5	1.7	2.5
보통	다소 풍화; 절리간격 0.3~1m 사이	10^{-4}	0.14	0.2	0.3	0.34	0.5
불량	절리에 단층점토가 존재하며 절리면이 풍화; 절리간격이 30~300mm	10^{-5}	0.04	0.05	0.08	0.09	0.13
매우 불량	절리면이 심하게 풍화; 절리간격 50mm 미만	0	0.007	0.01	0.015	0.017	0.025

표 3.2.56 암의 분류

암의 종류	설명
A	잘 발달된 결정의 벽개성을 가진 탄산암 (백운암, 석회암, 대리석)
B	석화된 점토질의 암 (이암, 실트암, 셰일, 점판암)
C	사질의 암 (사암, 규암)
D	미립자 화성암 (안산암, 현무암, 휘록암, 유문암)
E	조립자의 화성과 변성의 결정질 암 (각섬암, 반려암, 편마암, 화강암, 석영암, 석영섬록암)

② AASHTO (1996)

ㄱ) 주면마찰력

암반에 소켓된 말뚝의 극한주면마찰력은 다음 식 (3.2.15)를 적용하여 산정한다.

$$Q_{SR} = \pi B_r D_r (0.144 q_{SR}) \tag{3.2.15}$$

여기서, B_r : 소켓부의 직경

D_r : 소켓부의 길이

q_{SR} : 소켓과 암반 접촉면에서의 극한주면마찰응력 (그림 3.3.1이용)

암반소켓의 극한 인발력은 0.7 Q_{SR}로 제한되어야 한다. 또한, 암반의 일축압축강도 (C_m)나 콘크리트의 일축압축강도(σ_c)중 약한 값을 이용하여 암반소켓을 설계하여야 하며, C_m은 다음 식 (3.2.16)과 같이 산정한다. 본 연구에서는 α_E 값이 0.15 미만인 경우 최소값 0.15를 적용하였다.

$$C_m = \alpha_E \cdot C_0 \tag{3.2.16}$$

여기서, α_E = 0.0231(RQD) - 1.32 $\geq$ 0.15

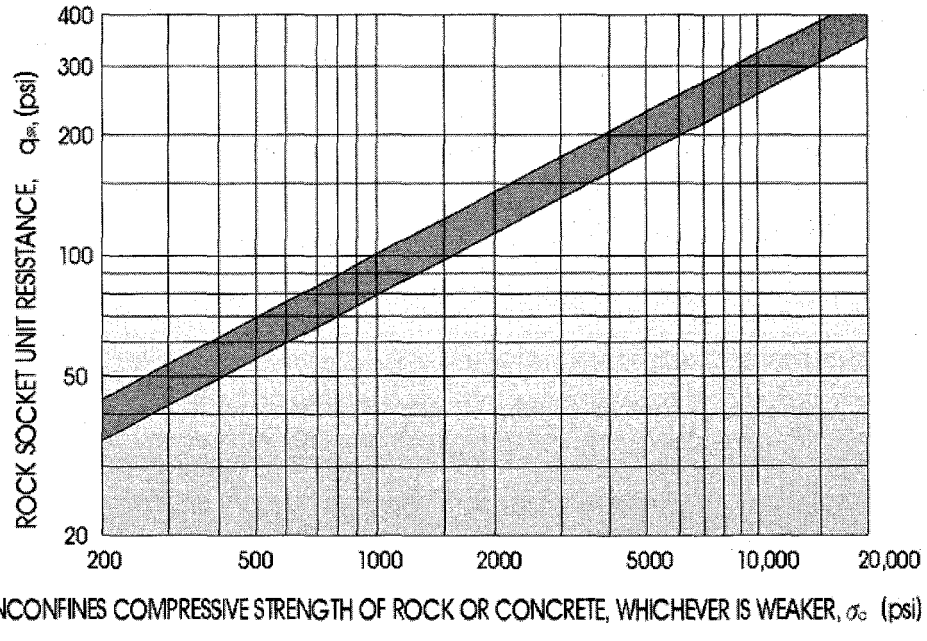


그림 3.2.24 벽면거칠기가 부드러운 암반 소켓말뚝의 평균단위 주면저항력(Horvath 등, 1983)

ㄴ) 선단지지력

암반소켓 현장타설말뚝의 극한선단지지력 계산에는 암반 불연속면의 영향을 고려하여야 하며 다음의 식 (3.2.17)에 의해 구할 수 있다. 이때 암질이 매우 불량한 경우에도 q_{ult}의 값은 등가적인 토사에 대한 q_t값보다 작아서는 안된다.

$$q_{ult} = N_{ms} \cdot C_0 \tag{3.2.17a}$$

$$Q_{BR} = N_{ms} \cdot C_0 \cdot A_B \tag{3.2.17b}$$

여기서, N_{ms} : 암석의 극한 지지력을 평가하기 위한 계수 (표 3.2.57과 표 3.2.58이용)

C_0 : 말뚝선단 아래 2D 이내에서 채취된 암석코아 대한 일축압축강도이며, 실내실험으로부터 결정함. 이 구간 내에서 암석의 강도가 크게 달라지게 되면 최소값을 사용함.

표 3.2.57 파쇄나 절리가 발달된 암반에 놓인 기초의 극한지지력 산정을 위한 N_{ms}

암반 등급	일반사항	RMR 등급[1]	NGI 등급[2]	RQD (%)[3]	N_{ms}[4]				
					A	B	C	D	E
우수	절리간격 3m이상의 신선암	100	500	95 ~100	3.8	4.3	5.0	5.2	6.1
매우 양호	절리간격 0.9-3m이며, 절리면이 거칠며 치밀하게 밀착되어 있고 풍화되어 있지 않음	85	100	90 ~95	1.4	1.6	1.9	2.0	2.3
양호	절리간격 0.9-3m이며 절리면이 약간 교란되고 풍화된 신선암	65	10	75 ~90	0.28	0.32	0.38	0.40	0.46
보통	절리간격 0.3-0.9m의 여러세트의 적당히 풍화된 절리를 가진 암석	44	1	50 ~75	0.049	0.056	0.066	0.069	0.081
불량	절리간격 2-50cm의 약간의 충전물이 있으며 풍화된 절리를 가진 암석	23	0.1	25 ~50	0.015	0.016	0.019	0.020	0.024
매우 불량	5cm보다 작은 간격의 수없이 많은 풍화된 절리를 가진 암석	3	0.01	< 25	상응하는 사질토의 극한지지력을 사용				

[1] Geomechanics Rock Mass Rating System - Bieniawski(1989)

[2] Norwegian Geotechnical Institute Rock Mass Classification System, Barton(1974)

[3] Rock Quality Designation

[4] N_{ms}는 암석의 종류에 따라 정해지는 값으로, 표 3.3.6에 따른다.

3.2.58 암종 분류표

암석분류	일반사항	암석명	C_o[1]	
			(ksf)	(psi)
A	잘 발달된 결정질 벽개를 가진 탄산염암	돌로마이트	700-6500	4800-45000
		석회암	500-6000	3500-42000
		대리석	800-5000	5500-35000
B	점토질암	규질점토암	600-3000	4200-21000
		점토암	30-170	200-1200
		이회암	1000-4000	7600-28000
		천매암	500-5000	3500-35000
		미사암	200-2500	1400-17000
		셰일[2]	150-740	1000-5100
		점판암	3000-4400	21000-30000
C	강한 결정과 약한 벽개를 가진 사질 암석	역암	700-4600	4800-32000
		사암	1400-3600	9700-25000
		규암	1300-8000	9000-55000
D	세립질의 화성암 결정질 암석	안산암	2100-3800	14000-26000
		휘록암	450-12000	3100-83000
E	조립질의 화성암과 변성암의 결정질 암석	각섬암	2500-5800	17000-40000
		반려암	2600-6500	18000-45000
		편마암	500-6500	3500-45000
		화강암	300-7000	2100-49000
		석영섬록암	200-2100	1400-14000
		편암	200-3000	1400-21000
		섬장암	3800-9000	26000-62000

[1] 다양한 조사에 의해 보고된 일축압축강도 값의 범위
[2] 오일 셰일은 포함되지 않음

③ FHWA (1999)

ㄱ) 주면마찰력

FHWA(1999)에서는 캐나다 남부의 온타리오에 존재하는 셰일에 대한 Hovath and Kenney (1979)의 광범위한 연구 결과에 기반하여 다음의 식 (3.2.18)을 사용하여 암의 주면마찰력을 산정하는 방법을 제안하고 있다.

$$f_{max}=0.65p_a\left(\frac{q_u}{p_a}\right)^{0.5}\leq 0.65p_a\left(\frac{f_c}{p_a}\right)^{0.5}$$ -Hovath & Kenney (1979)- (3.2.18)

여기서 q_u: 암의 일축압축강도

p_a: 대기압

f_c: 콘크리트 압축강도

위 식은 무결함 암에서만 적용이 가능하며 절리가 심하게 발달되었거나 풍화된 암반에 대하여 사용될 경우 Carter and Kulhawy(1988)와 동일하게 감소계수 (f_{aa}/f_a)를 적용하여야 한다.

ㄴ) 선단지지력

FHWA(1999) 방법에서는 퇴적에 의해 절리가 발생되었거나 절리의 대부분이 수평인 경우, 선단지지력 산정시 아래의 식 (3.2.19)를 적용하여 산정한다. 그러나 본 연구의 정재하시험 현장에서는 암반 절리면에 대한 상세한 조사가 이루어지지 않아, 가장 위험한 상태의 절리값(절리간격 30cm, 절리틈새 0.5cm)으로 가정하였다. 따라서 설계에 FHWA의 지지력 산정식을 사용하기 위해서는 암반의 절리에 대한 조사가 별도로 이루어져야 한다.

$$q_{max}=3K_{sp}\Theta q_u$$ -Canadian Foundation Engineering Manual- (3.2.19)

여기서, q_u: 암석시편의 평균 일축압축강도 (tonf/m^2)

K_{sp} : 무차원 지지력 계수, $K_{sp}=\dfrac{3+\frac{s_d}{D}}{10\sqrt{1+300\frac{t_d}{s_d}}}$

s_d : 불연속면의 간격 (mm)

t_d : 불연속면의 폭 (mm)

D : 말뚝지름 (mm)

Θ : 무차원 깊이계수, $\Theta=1+0.4L_s/D_s\leq 3.4$

L_s : 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이 (기반암 위에 거치된 경우 0)

D_s : 암반 근입부의 말뚝 지름 (mm)

(나) 표준관입시험 N치를 이용하는 지지력 공식

표준관입시험 N치를 이용하는 지지력 공식 중 Meyerhof (1976) 공식은 항타강관말뚝의 '경험식에 의한 극한지지력'과 동일하므로, 여기서는 비점성 IGM 공식에 대해서만 설명하였다.

■ 비점성 IGM (1999)

ㄱ) 주면마찰력

$$f_{max} = \sigma'_v K_o \tan\Phi' \tag{3.2.20}$$

여기서, σ'_{vi} : i층 중간에서의 연직유효응력

$$\phi'_i = \tan^{-1}\left\{\left[\frac{N_{60}(Layeri)}{12.3+20.3(\frac{\sigma'_{vi}}{p_a})}\right]^{0.34}\right\}$$

$$K_{oi} = (1-\sin\phi'_i)\left[\frac{0.2p_a N_{60}(Layeri)}{\sigma'_{vi}}\right]^{\sin\phi'_i}$$

위 식은 입상의 IGM 에서 $K=K_o$, $\delta=\Phi'$ 임을 가정하였다. O'Neill 등(1999)은 위의 식 적용 시 실제 측정값에 상관없이 N_{60}은 100을 넘지 말아야 함을 권고하였다.

ㄴ) 선단지지력

Mayne and Harris (1993)는 피드먼트(Piedmont) 지방의 잔류토양에 대한 경험에 기반하여 말뚝의 선단지지력을 산정하는 다음의 식 (3.2.21)을 제안하였다.

$$q_{max} = 0.59[N_{60}(p_a/\sigma'_{vb})]^{0.8}\sigma'_{vb} \tag{3.2.21}$$

여기서, N_{60} : 말뚝선단부 부근의 N값(표준관입시험에서 해머의 타격에너지효율을 실측하여 60%로 보정한 N값)

p_a: 대기압, σ'_{vi} : 선단부 위치에서의 연직유효응력

표 3.2.59~표 3.3.63에는 앞서 언급된 지지력 공식으로 계산된 극한지지력 값을 정리하였다. 표 3.3.64는 각 방법으로 산정한 지지력에 대한 요약 내용을 보여준다. 일축압축강도를 이용한 공식에서는 대체적으로 FHWA 방법에 의한 지지력이

Carter and Kulhawy 공식과 AASHTO 공식에 의한 지지력보다 큰 값을 나타내며, 표준관입시험 N값을 이용한 공식에서는 Meyerhof 공식에 의한 지지력이 비점성 IGM 공식과 비교하여 대체로 더 큰 값을 나타내었다. 또한, 일축압축강도를 이용하여 예측된 극한지지력 값은 FHWA 방법을 제외하고 표준관입시험 N값을 이용하여 예측된 극한지지력 값에 비해 과소평가하는 경향을 보였다.

그림 3.2.25와 그림 3.2.26은 각각 일축압축강도와 표준관입시험 N값을 이용한 경우에 대해 지지력 공식과 재하시험 결과로부터 얻어진 극한지지력 값을 비교한 것이다. 그림에서 재하시험으로 얻어진 극한지지력에 대하여 ±25% 지지력을 나타내는 경계선을 도시하였다. 그림에서 알 수 있듯이, 재하시험의 극한지지력 측정값을 기준으로 할 때 일축압축강도를 이용하는 방법 중 Carter and Kulhawy 공식과 AASHTO 공식은 지지력을 보수적으로 평가하는 반면, FHWA의 방법은 지지력을 과대평가하였다. 또한, 표준관입시험 N값을 이용하는 두 방법은 모두 지지력을 과소평가하였다.

표 3.2.59 Carter and Kulhawy(1988) 공식으로 산정한 지지력

분류	말뚝 No.	정재하시험 결과(kN)	지지력 공식 (kN) (Carter and Kulhawy, 1988)
WR-1	1	850	N.A[1)]
	2	900	1040
	3	1200	910
	4	2440	1320
	5	2600	1460
WR-2	6	42930	25480
WR-3	7	24640	7090
	8	16520	4380
	9	18800	4580
	10	25900	6600
	11	37480	6620
WR-4	12	2100	N.A
	13	1650	N.A
	14	600	N.A
	15	750	N.A
	16	3030	N.A
	17	2200	N.A

[1)] 암이 완전 풍화되었거나 RQD 값이 0

표 3.2.59 Carter and Kulhawy(1988) 공식으로 산정한 지지력 (계속)

분류	말뚝 No.	정재하시험 결과(kN)	지지력 공식 (kN) (Carter and Kulhawy, 1988)
WR-5	18	120	N.A
	19	540	N.A
	20	550	N.A
	21	390	N.A

표 3.2.60 AASHTO(1996) 공식으로 산정한 지지력

분류	말뚝 No.	정재하시험 결과(kN)	지지력 공식 (kN) (AASHTO, 1996)
WR-1	1	850	640
	2	900	920
	3	1200	640
	4	2440	710
	5	2600	690
WR-2	6	42930	14090
WR-3	7	24640	4040
	8	16520	3960
	9	18800	4000
	10	25900	3930
	11	37480	17850
WR-4	12	2100	970
	13	1650	750
	14	600	750
	15	750	750
	16	3030	1060
	17	2200	900
WR-5	18	120	180
	19	540	630
	20	550	180
	21	390	610

표 3.2.61 FHWA(1999) 공식으로 산정한 지지력

분류	말뚝 No.	정재하시험 결과(kN)	지지력 공식 (kN) (FHWA, 1999)
WR-1	1	850	N.A[1)]
	2	900	5160
	3	1200	3560
	4	2440	3870
	5	2600	4050
WR-2	6	42930	65330
WR-3	7	24640	18300
	8	16520	17910
	9	18800	18060
	10	25900	17940
	11	37480	17940
WR-4	12	2100	N.A
	13	1650	N.A
	14	600	N.A
	15	750	N.A
	16	3030	N.A
	17	2200	N.A
WR-5	18	120	N.A
	19	540	N.A
	20	550	N.A
	21	390	N.A

[1)] 암이 완전 풍화되었거나 RQD 값이 0

표 3.2.62 Meyerhof(1976) 공식으로 산정한 지지력

분류	말뚝 No.	정재하시험 결과(kN)	지지력 공식 (kN) (Meyerhof, 1976)
WR-1	1	850	970
	2	900	960
	3	1200	970
	4	2440	1010
	5	2600	990
WR-2	6	42930	14430
WR-3	7	24640	6250
	8	16520	6200
	9	18800	6220
	10	25900	6190
	11	37480	6160
WR-4	12	2100	1320
	13	1650	1130
	14	600	1130
	15	750	1130
	16	3030	1510
	17	2200	1320
WR-5	18	120	N.A[1)]
	19	540	N.A[1)]
	20	550	N.A[1)]
	21	390	N.A[1)]

[1)] 지반조사 보고서가 없음

표 3.2.63 비점성 IGM(1999) 공식으로 산정한 지지력

분류	말뚝 No.	정재하시험 결과(kN)	지지력 공식 (kN) (비점성 IGM, 1999)
WR-1	1	850	450
	2	900	390
	3	1200	490
	4	2440	730
	5	2600	600
WR-2	6	42930	12560
WR-3	7	24640	4220
	8	16520	3900
	9	18800	4000
	10	25900	3790
	11	37480	3580
WR-4	12	2100	2630
	13	1650	1440
	14	600	1440
	15	750	1440
	16	3030	3870
	17	2200	2650
WR-5	18	120	N.A[1)]
	19	540	N.A[1)]
	20	550	N.A[1)]
	21	390	N.A[1)]

[1)] 지반조사 보고서가 없음

표 3.2.64 각 방법으로 산정한 지지력 요약

분류	말뚝 No.	정재하시험 결과(kN)	지지력 공식 (kN) (일축압축강도를 이용한 경우)			지지력 공식 (kN) (N값을 이용한 경우)	
			C&K	AASHTO	FHWA	Meyerhof	IGM
WR-1	1	850	N.A	640	N.A	970	450
	2	900	1040	920	5160	960	390
	3	1200	910	640	3560	970	490
	4	2440	1320	710	3870	1010	730
	5	2600	1460	690	4050	990	600
WR-2	6	42930	25480	14090	65330	14430	12560
WR-3	7	24640	7090	4040	18300	6250	4220
	8	16520	4380	3960	17910	6200	3900
	9	18800	4580	4000	18060	6220	4000
	10	25900	6600	3930	17940	6190	3790
	11	37480	6620	17850	17940	6160	3580
WR-4	12	2100	N.A	970	N.A	1320	2630
	13	1650	N.A	750	N.A	1130	1440
	14	600	N.A	750	N.A	1130	1440
	15	750	N.A	750	N.A	1130	1440
	16	3030	N.A	1060	N.A	1510	3870
	17	2200	N.A	900	N.A	1320	2650
WR-5	18	120	N.A	180	N.A	N.A[1)]	N.A[1)]
	19	540	N.A	630	N.A	N.A[1)]	N.A[1)]
	20	550	N.A	180	N.A	N.A[1)]	N.A[1)]
	21	390	N.A	610	N.A	N.A[1)]	N.A[1)]

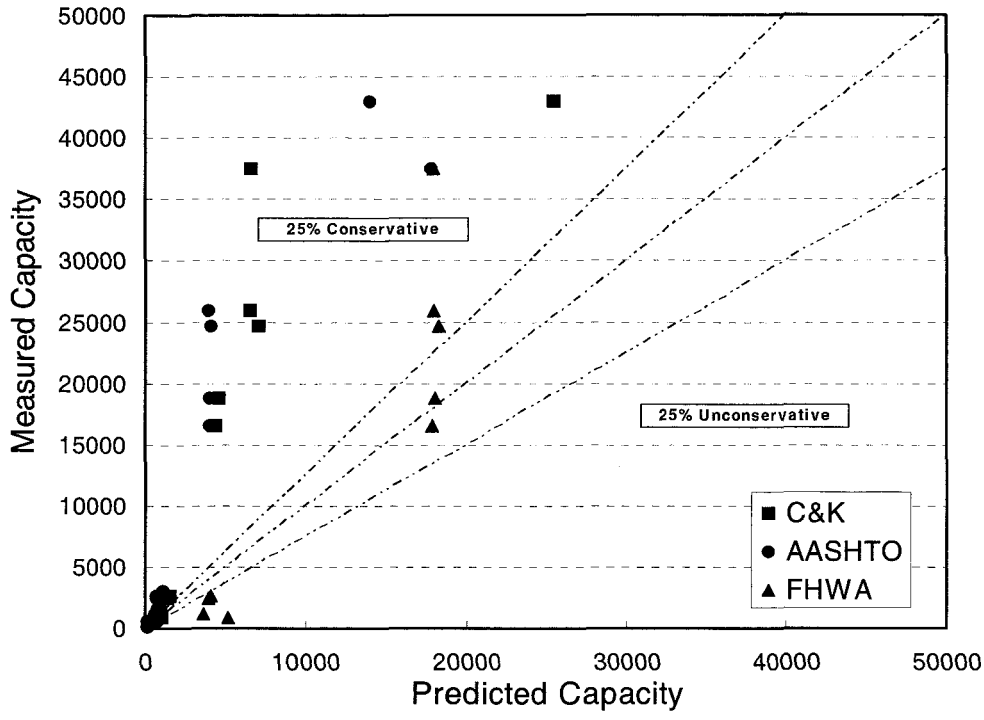


그림 3.2.25 측정지지력과 일축압축강도를 이용한 예측지지력의 비교

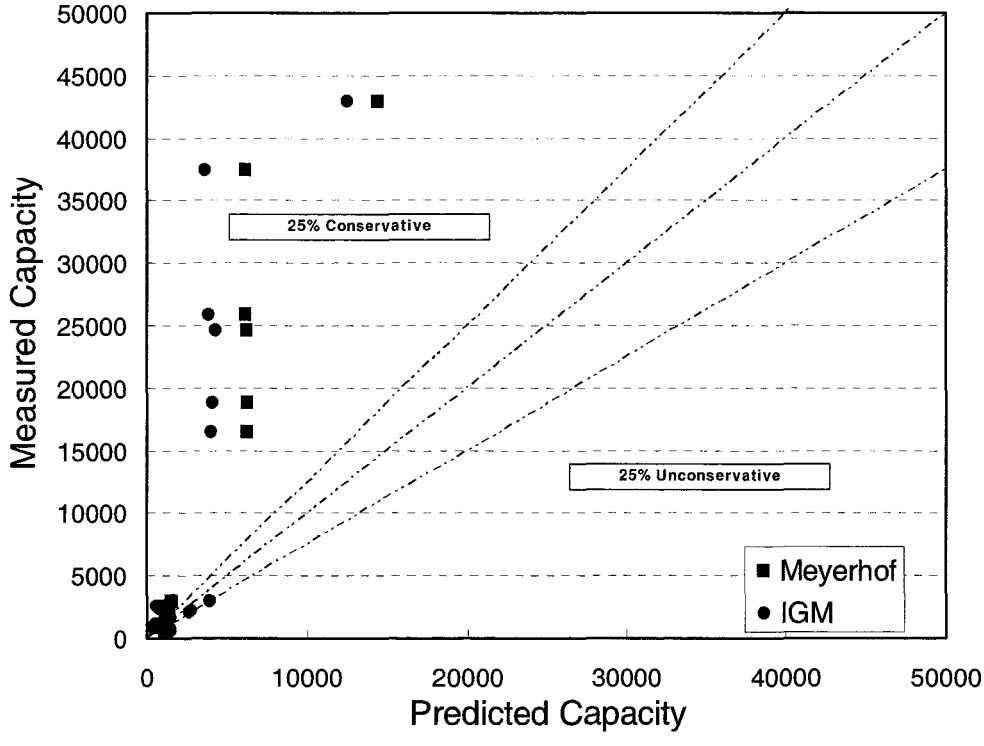


그림 3.2.26 측정지지력과 표준관입시험 N값을 이용한 예측지지력의 비교

제 3 절 신뢰성 해석 및 저항계수 산정

1. 저항편향계수 산정

저항편향계수는 재하시험에 의한 말뚝기초의 측정 극한지지력과 지지력 공식에 의한 설계 극한지지력의 비(측정 극한지지력/설계 극한지지력)로 정의되며 지반의 공간적 불확실성, 조사의 불확실성, 설계 및 해석모델의 불확실성 등 저항의 불확실성을 정량화하는 값이다. 하중저항계수설계법(LRFD)은 각 지반물성치에 부분안전계수를 적용하는 Eurocode와 달리 설계 지지력값에 하나의 계수(저항계수)를 적용하기 때문에 저항편향계수는 다양한 요인의 지반 불확실성을 대변하는 값이 된다. 저항편향계수의 통계특성치 및 분포 특성은 신뢰성 분석 결과뿐만 아니라 나아가 저항계수 산정시 큰 영향을 미친다. 저항편향계수의 평균은 측정 지지력에 대한 설계공식의 평균적인 내재적 보수성을 나타내는 값이며 저항편향계수의 변동계수는 평균에 대한 표준편차의 비(표준편차/평균)로서 자료의 분산정도를 정량화 하는 값이다. 본 연구에서 분석된 항타강관말뚝과 현장타설말뚝의 저항편향계수 분석 상세 결과는 다음과 같다.

가. 항타강관말뚝의 저항편향계수

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 3.3.1은 총 57개 자료에 대한 극한지지력 및 저항편향계수 결과이다.

표 3.3.1 항타강관말뚝 극한지지력 및 저항편향계수

Test pile	Pile Dimension		Measured capacity	Predicted Capacity		저항편향계수		선단부 지층 종류	N at TIP
	Dia(mm)	Length(m)		정역학 공식	N치 경험식	정역학 공식	N치 경험식		
T-1	508	15.5	5292	3693	1513	1.43	3.50	암반	50/5
T-2	508	34.0	1529	3569	3929	0.43	0.39	퇴적토	27
T-3-1	610	11.7	2254	3039	2691	0.74	0.84	사질토	26
T-3-2	508	9.6	1470	3016	1991	0.49	0.74	풍화토	26
T-3-3	610	7.4	2087	2998	4314	0.70	0.48	사질토	43
T-4	508	7.3	2352	2231	1471	1.05	1.60	풍화토	31
T-5	508	6.5	960	1896.8	608.2	0.51	1.58	암반	50/2
T-6-1	610	22.9	1911	1250	2417	1.53	0.79	점토	10
T-6-2	610	25.8	3332	6683	4471	0.50	0.75	사질토	50/15
T-7	508	7.3	2205	2621	2390	0.84	0.92	사질토	32
T-9	610	7.7	1264	5383	1789	0.23	0.71	사질토	37
T-10-1	813	54.6	6086	6129	2181	0.99	2.79	점토	4
T-10-2	508	33.0	16092	3153	5078	5.10	3.17	암반	50/13
T-12	508	28.0	2528	4333	6541	0.58	0.39	사질토	50/10+
R-1	508	33.0	4018	5425	4158	0.74	0.97	사질토	50/14
R-2	508	24.0	6341	1317	587	4.81	10.80	사질토	11
R-3-1	609	36.5	5145	2267	1575	2.27	3.27	점토	13
R-3-2	508	24.0	3038	4933	869	0.62	3.50	암반	50/10-
R-3-3	610	30.0	6664	6106	2362	1.09	2.82	암반	50/10-
R-4-1	609	13.1	7311	5378	1600	1.36	4.57	암반	50/2
R-4-2	609	19.8	7203	6401	6545	1.13	1.10	암반	50/3
R-4-3	609	30.3	7399	6756	2478	1.10	2.99	암반	50/6
R-5-1	610	42.4	7056	6288	4767	1.12	1.48	사질토	27
R-5-2	610	57.4	4802	8160	7893	0.59	0.61	사질토	50/4
R-6-1	610	24.5	6860	5266	5797	1.30	1.18	사질토	46
R-6-2	610	23.3	4929	5779	1364	0.85	3.61	사질토	37
R-7	508	31.4	1323	1785	1702	0.74	0.78	점토	25
R-8	609	55.0	3538	8613	7072	0.41	0.50	사질토	32
R-9	508	17.0	4880	1027	612	4.75	7.97	점토	5
R-10	508	9.5	2960	3565	2140	0.83	1.38	풍화토	44
R-11	406	9.5	3156	1698	635	1.86	4.97	풍화토	47
R-12	609	57.1	7585	5416	3467	1.40	2.19	사질토	17
R-13-1	508	7.0	1558	3665	2027	0.43	0.77	풍화토	50/22
R-13-2	508	7.8	1999	3800	1875	0.53	1.07	풍화토	50/22
R-14-1	406	8.0	1377	1438	2334	0.96	0.59	풍화토	50/21
R-14-2	508	6.8	1397	1875	2129	0.74	0.66	풍화토	50/21
R-15	508	11.9	1264	3355	4459	0.38	0.28	풍화토	50/15
R-16	508	6.9	1294	966	274	1.34	4.73	사질토	12
R-17-1	508	6.0	1166	3569	784	0.33	1.49	풍화토	50/30
R-17-2	508	6.4	1548	3186	1607	0.49	0.96	풍화토	47
R-17-3	508	5.0	2332	2740	748	0.85	3.12	풍화토	44
R-18	508	5.7	1303	3230	656	0.40	1.99	암반	50/20
R-19	508	13.0	3009	2900	4038	1.04	0.75	풍화토	50/10+

표 3.3.1 항타강관말뚝 극한지지력 및 저항편향계수(계속)

Test pile	Pile Dimension		Measured capacity	Predicted Capacity		저항편향계수		선단부 지층 종류	N at TIP
	Dia(mm)	Length(m)		정역학 공식	N치 경험식	정역학 공식	N치 경험식		
R-20	508	33.0	5586	7019	2607	0.80	2.14	사질토	50/29
R-21	508	47.0	4145	4923	6240	0.84	0.66	사질토	50/14
R-22	508	35.5	6370	6776	5054	0.94	1.26	사질토	50/16
R-23	813	46.0	5439	7546	5084	0.72	1.07	사질토	50
R-24	406	30	750	1299	541	0.58	1.39	점토	4
R-25	406	9	630	1038	696	0.61	0.91	풍화토	50/19
R-26	406	30	1325	1456	525	0.91	2.52	점토	5
R-27	508	30	805	1194	1265	0.67	0.64	사질토	15
J-1-1	508	12.0	2323	3848	3791	0.60	0.61	암반	50/2
J-1-2	508	12.0	2038	4987	3688	0.41	0.55	암반	50/6
J-1-3	508	12.0	2185	6221	4436	0.35	0.49	암반	50/10-
J-2-1	508	39.0	4243	6795	5920	0.62	0.72	점토	50/10+
J-2-2	508	39.0	4900	6795	5920	0.72	0.83	점토	50/10+
J-3	406	9.5	2891	1657	1641	1.74	1.76	사질토	33

저항편향계수의 통계 특성 분석을 통해 신뢰성 해석, 목표 신뢰도지수 결정, 저항계수 산정이 이루어지므로 지반 특성별, 기초구조물 종류별 최종 저항계수를 결정하기 위해서 전체 자료에 대한 세분화 분류작업이 필요하다. AASHTO LRFD 교량 설계기준의 경우 항타말뚝에 대해서 점토층, 사질토층, 혼합토층으로 자료를 분류하여 저항계수를 제시하고 있으며, 미국 TRB(Transportation Research Board) 깊은 기초에 대한 NCHRP 507 연구에서도 항타말뚝의 경우 콘크리트 말뚝, 강관말뚝, H-pile으로 구분하고 지층별로 점토층, 사질토층, 혼합토층으로 구분하여 저항계수를 제안하였다 (Paikowsky 등, 2004).

총 57개의 재하시험 자료에 대해서 선단부 N치를 기준으로 N치 50미만인 경우(N<50)와 N치 50이상인 경우(N≥50)로 구분하여 저항편향계수 분석을 수행하였다. 또한 엄격한 관리 하에 수행된 신뢰성이 우수한 23개 자료에 대해서도 저항편향계수 분석을 실시하였다. 이는 자료의 신뢰성과 정확성 등에 의한 신뢰성 분석 및 저항계수 산정 결과 영향을 비교 분석하기 위함이다.

(1) 선단부 N치 50미만인 경우

선단부 N치가 50미만인 경우의 말뚝재하시험 자료에 대한 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 경험식의 저항편향계수 결과는 표 3.3.2와 같다.

표 3.3.2 선단부 N치가 50미만인 경우에 대한 저항편향계수

No. of List	선단부 N치	측정 극한지지력 (kN)	정역학적 지지력공식		N치를 이용한 경험식	
			지지력(kN)	저항편향계수	지지력(kN)	저항편향계수
T-2	27	1529	3569	0.43	3929	0.39
T-3-1	26	2254	3039	0.74	2691	0.84
T-3-2	26	1470	3016	0.49	1991	0.74
T-3-3	43	2087	2998	0.70	4314	0.48
T-4	31	2352	2231	1.05	1471	1.60
T-6-1	10	1911	1250	1.53	2417	0.79
T-7	32	2205	2621	0.84	2390	0.92
T-9	37	1264	5383	0.23	1789	0.71
T-10-1	4	6086	6129	0.99	2181	2.79
R-2	11	6341	1317	4.81*	587	10.80*
R-3-1	13	5145	2267	2.27	1575	3.27
R-5-1	27	7056	6288	1.12	4767	1.48
R-6-1	46	6860	5266	1.30	5797	1.18
R-6-2	37	4929	5779	0.85	1364	3.61
R-7	25	1323	1785	0.74	1702	0.78
R-8	32	3538	8613	0.41	7072	0.50
R-9	5	4880	1027	4.75*	612	7.97*
R-10	44	2960	3565	0.83	2140	1.38
R-11	47	3156	1698	1.86	635	4.97
R-12	17	7585	5416	1.40	3467	2.19
R-16	5	1294	966	1.34	274	4.73
R-17-2	47	1548	3186	0.49	1607	0.96
R-17-3	44	2332	2740	0.85	748	3.12
R-24	4	750	1299	0.58	541	1.39
R-26	5	1325	1456	0.91	525	2.52
R-27	15	805	1194	0.67	1265	0.64
J-3	33	2891	1657	1.74	1641	1.76
평 균(μ)				1.257		2.316
표준편차(σ)				1.123		2.433
변동계수(COV)				0.894		1.051

* : $(\mu \pm 2\sigma)$ 범위 밖의 통계 이상치

저항편향계수 중 일반적인 범위를 벗어난 값은 지지력 측정 또는 예측 상의 오류로 인하여 실제의 저항 특성을 나타내지 않을 수 있기 때문에 편향계수의 일반적 분포 범위($\mu \pm 2\sigma$)에서 크게 벗어난 값은 통계 해석에서 제외하는 것이 합리적

인 것으로 알려져 있다. 따라서 표 3.3.2에서 *로 표시된 저항편향계수의 ($\mu \pm 2\sigma$)을 벗어난 자료들을 제외한 정역학적 지지력공식과 N치 경험식의 저항편향계수 통계 특성치는 표 3.3.3과 같다.

표 3.3.3 항타강관말뚝 저항편향계수 (N<50)

구 분		정역학적 지지력공식	N치를 이용한 경험식
저항편향계수 (λ_R)	평 균	0.975	1.750
	표준편차	0.498	1.320
	변동계수	0.511	0.755

정역학적 지지력공식의 저항편향계수는 평균 0.975, 표준편차 0.498, 변동계수 0.511이었고, N치를 이용한 경험식은 저항편향계수의 평균 1.750, 표준편차 1.320, 변동계수 0.755이었다. 저항편향계수가 측정 극한지지력에 대한 설계 극한지지력의 비로써 정의되므로 정역학적 지지력공식은 측정 극한지지력과 비슷한 수준의 설계 극한지지력을 산정하는 것을 알 수 있으며, N치를 이용한 경험식은 지지력을 보수적으로 산정하는 경향을 확인할 수 있었다.

저항편향계수의 변동계수는 저항의 불확실성, 변동성, 분산성을 대변하는 값이므로 정역학적 지지력공식 보다 N치 경험식이 설계의 변동성이 더 큼을 알 수 있다. 변동계수는 신뢰도지수를 감소시키는 역할을 하므로 N치 경험식의 내재적 보수성으로 인해 증가되는 신뢰도지수는 상대적으로 높은 변동계수에 의해 감소될 것을 예상해 볼 수 있다.

그림 3.3.1, 그림 3.3.2는 선단부 N치가 50미만인 경우에 대한 저항편향계수의 히스토그램과 확률밀도함수를 보여준다. 정역학적 지지력공식과 N치 경험식 모두 저항편향계수의 분포는 대수정규분포에 적합한 것을 알 수 있다.

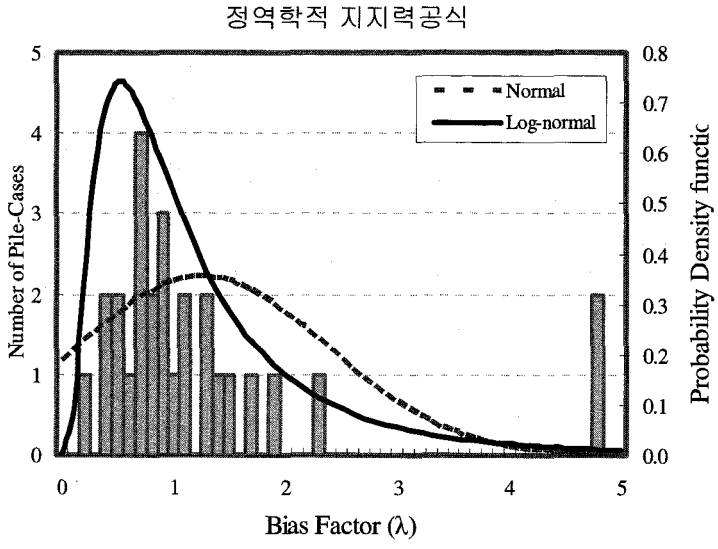


그림 3.3.1 정역학적 지지력공식의 저항편향계수 확률밀도함수 (N<50)

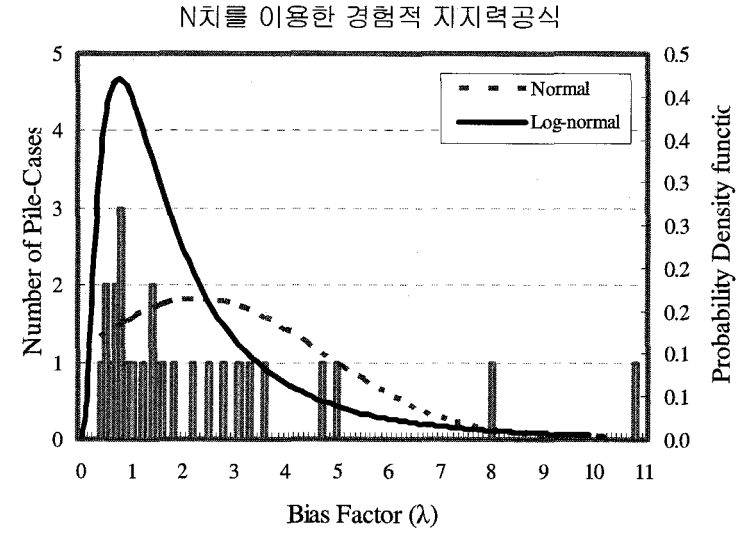


그림 3.3.2 N치를 이용한 경험식의 저항편향계수 확률밀도함수 (N<50)

(2) 선단부 N치 50이상인 경우

선단부 N치가 50이상인 경우의 말뚝재하시험 자료에 대한 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 경험식의 저항편향계수 분석 결과는 표 3.3.4와 같다. 또한 신뢰성 분석을 위해서 통계 이상치($\mu \pm 2\sigma$ 범위 밖의 값)를 제외한 저항편향계수의 통계 특성치는 표 3.3.5와 같다.

표 3.3.4 선단부 N치가 50이상인 경우에 대한 저항편향계수

No. of List	선단부 N치	측정 극한지지력 (kN)	정역학적 지지력공식		N치를 이용한 경험식	
			지지력(kN)	저항편향계수	지지력(kN)	저항편향계수
T-1	50/5	5292	3693	1.43	1513	3.50
T-5	50/2	960	1897	0.51	608	1.58
T-6-2	50/15	3332	6683	0.50	4471	0.75
T-10-2	50/13	16092	3153	5.10*	5078	3.17
T-12	50/10+	2528	4333	0.58	6541	0.39
R-1	50/14	4018	5425	0.74	4158	0.97
R-3-2	50/10-	3038	4933	0.62	869	3.50
R-3-3	50/10-	6664	6106	1.09	2362	2.82
R-4-1	50/2	7311	5378	1.36	1600	4.57*
R-4-2	50/3	7203	6401	1.13	6545	1.10
R-4-3	50/6	7399	6756	1.10	2478	2.99
R-5-2	50/4	4802	8160	0.59	7893	0.61
R-13-1	50/22	1558	3665	0.43	2027	0.77
R-13-2	50/22	1999	3800	0.53	1875	1.07
R-14-1	50/21	1377	1438	0.96	2334	0.59
R-14-2	50/21	1397	1875	0.74	2129	0.66
R-15	50/15	1264	3355	0.38	4459	0.28
R-17-1	50/30	1166	3569	0.33	784	1.49
R-18	50/20	1303	3230	0.40	656	1.99
R-19	50/10+	3009	2900	1.04	4038	0.75
R-20	50/29	5586	7019	0.80	2607	2.14
R-21	50/14	4145	4923	0.84	6240	0.66
R-22	50/16	6370	6776	0.94	5054	1.26
R-23	50	5439	7546	0.72	5084	1.07
R-25	50/19	630	1038	0.61	696	0.91
J-1-1	50/2	2323	3848	0.60	3791	0.61
J-1-2	50/6	2038	4987	0.41	3688	0.55
J-1-3	50/10-	2185	6221	0.35	4436	0.49
J-2-1	50/10+	4243	6795	0.62	5920	0.72
J-2-2	50/10+	4900	6795	0.72	5920	0.83
평 균(μ)				0.872		1.425
표준편차(σ)				0.851		1.130
변동계수(COV)				0.976		0.793

* : $(\mu \pm 2\sigma)$ 범위 밖의 통계 이상치

표 3.3.5 항타강관말뚝 저항편향계수 (N≥50)

구 분		정역학적 지지력공식	N치를 이용한 경험식
저항편향계수 (λ_R)	평 균	0.726	1.317
	표준편차	0.298	0.979
	변동계수	0.411	0.743

정역학적 지지력공식의 저항편향계수는 0.726의 평균값과 0.298의 표준편차, 0.411의 변동계수를 보였고, N치를 이용한 경험식은 저항편향계수의 평균 1.317, 표준편차는 0.979, 변동계수는 0.743이었다. N치 50 미만인 경우와 달리 정역학적 지지력공식은 측정 지지력에 비해서 다소 지지력을 과대평가하는 경향을 나타내었으며 N치를 이용한 경험식은 지지력을 보수적으로 평가하는 경향을 나타내었다. 이는 N치를 이용한 경험식의 경우 선단지지력과 주면마찰력에 대한 상한값(upper limit)을 두어 설계 지지력이 전체적으로 작게 산정되었기 때문으로 판단된다. 변동계수는 정역학적 지지력 공식이 N치 경험식보다 작게 산정되어 낮은 변동성에 의해 신뢰도지수가 증가할 수 있음을 예상할 수 있다.

그림 3.3.3과 그림 3.3.4는 선단부 N치가 50이상인 경우에 대한 저항편향계수의 확률밀도함수이다. 정역학적 지지력공식과 N치 경험식 모두 저항편향계수의 분포는 대수정규분포에 적합한 것을 알 수 있다.

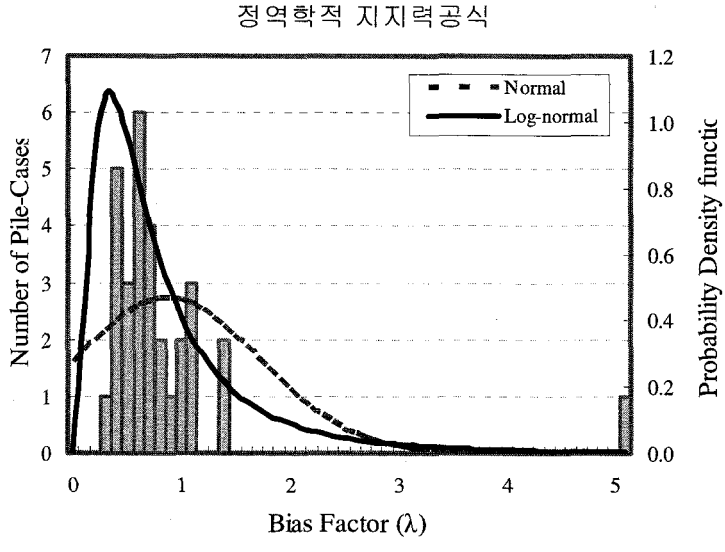


그림 3.3.3 정역학적 지지력공식의 저항편향계수 확률밀도함수 (N≥50)

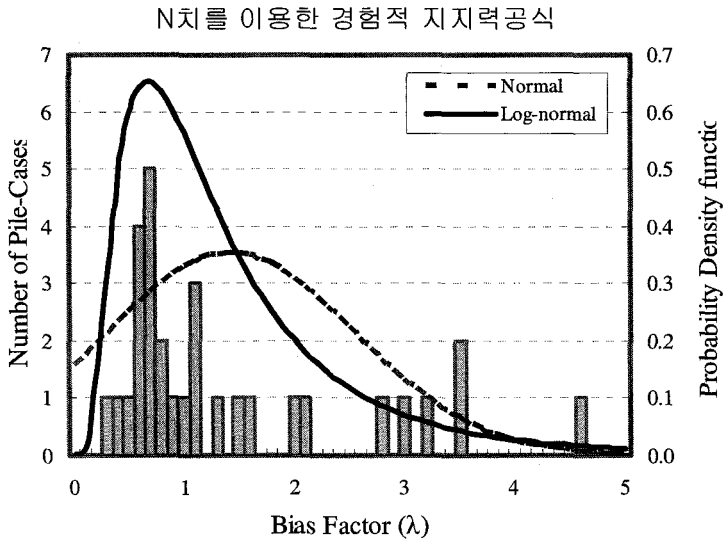


그림 3.3.4 N치를 이용한 경험식의 저항편향계수 확률밀도함수 (N≥50)

(3) 자료의 신뢰성을 고려한 경우

본 연구에서 직접 수행한 14회의 재하시험을 포함한 엄격한 관리 하에 수행된 신뢰성이 우수한 23회 재하시험 자료에 대한 저항편향계수를 분석하였으며 그 결과는 표 3.3.6과 같다. 또한 이들 자료에 대해서 선단부 N치 50미만(13개), 선단부 N치 50이상(10개)의 자료를 분류하고 저항편향계수 통계 특성치를 산정한 결과는 표 3.3.7, 표 3.3.8이다.

표 3.3.6 신뢰성이 우수한 시험자료의 저항편향계수

No. of List	선단부 N치	측정 극한지지력 (kN)	정역학적 지지력공식		N치를 이용한 경험식	
			지지력(kN)	저항편향계수	지지력(kN)	저항편향계수
R-1	50/14	4018	5425	0.74	4158	0.97
R-2	11	6341	1317	4.81	587	10.80
R-3-1	13	5145	2267	2.27	1575	3.27
R-3-2	50/10-	3038	4933	0.62	869	3.50
R-3-3	50/10-	6664	6106	1.09	2362	2.82
R-5-1	27	7056	6288	1.12	4767	1.48
R-5-2	50/4	4802	8160	0.59	7893	0.61
R-6-1	46	6860	5266	1.30	5797	1.18
R-6-2	37	4929	5779	0.85	1364	3.61

표 3.3.6 신뢰성이 우수한 시험자료의 저항편향계수 (계속)

No. of List	선단부 N치	측정 극한지지력 (kN)	정역학적 지지력공식		N치를 이용한 경험식	
			지지력(kN)	저항편향계수	지지력(kN)	저항편향계수
R-8	32	3538	8613	0.41	7072	0.50
R-9	5	4880	1027	4.75	612	7.97
R-10	44	2960	3565	0.83	2140	1.38
R-11	47	3156	1698	1.86	635	4.97
R-12	17	7585	5416	1.40	3467	2.19
R-19	50/10+	3009	2900	1.04	4038	0.75
R-20	50/29	5586	7019	0.80	2607	2.14
R-21	50/14	4145	4923	0.84	6240	0.66
R-22	50/16	6370	6776	0.94	5054	1.26
R-23	50	5439	7546	0.72	5084	1.07
R-24	4	750	1299	0.58	541	1.39
R-25	50/19	630	1038	0.61	696	0.91
R-26	3	1325	1456	0.91	525	2.52
R-27	14	805	1194	0.67	1265	0.64

표 3.3.7 신뢰성이 우수한 시험자료의 저항편향계수 통계(N<50)

구 분		정역학적 지지력공식	N치를 이용한 경험식
저항편향계수 (λ_R)	평 균	1.110	2.592
	표준편차	0.563	2.145
	변동계수	0.508	0.828

표 3.3.8 신뢰성이 우수한 시험자료의 저항편향계수 통계(N≥50)

구 분		정역학적 지지력공식	N치를 이용한 경험식
저항편향계수 (λ_R)	평 균	0.798	1.243
	표준편차	0.179	0.751
	변동계수	0.224	0.604

신뢰성이 우수한 시험자료에 대해서 저항편향계수 분석을 실시한 결과 대체적으로 저항편향계수의 평균값이 1.0보다 크게 나타나(N≥50)의 정역학적 지지력공식 제외) 설계 공식의 내재적 보수성에 의해 신뢰도지수가 높게 산정될 것을 예상할 수 있었다. 또한 저항편향계수의 평균값이 높을 뿐만 아니라 변동계수가 전체 자료에 비해서 상대적으로 낮은 값을 보임으로써 신뢰도지수가 한층 높게 산정될 것이

예상되었다. 이를 통해 엄격하고 적합한 관리 하에 시행된 말뚝의 재하시험 및 설계 자료에 대한 신뢰성 특성을 유추해 볼 수 있을 것이다. 그림 3.3.5과 그림 3.3.6는 신뢰성이 우수한 자료의 저항편향계수의 확률밀도함수이다.

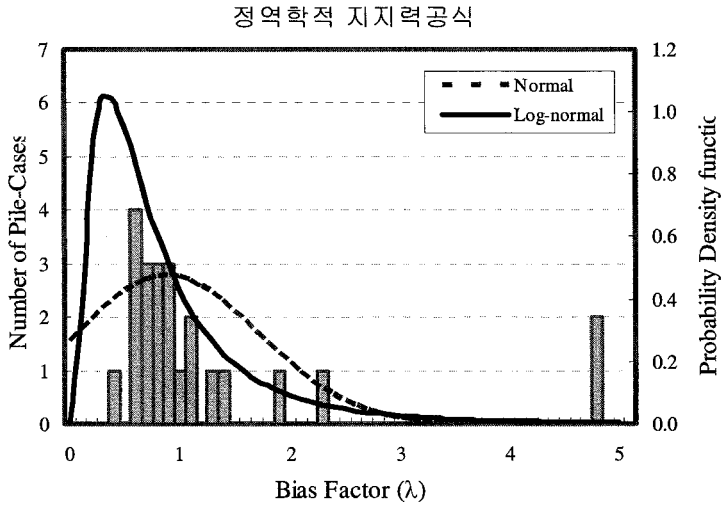


그림 3.3.5 신뢰성이 우수한 자료의 정역학적 지지력공식 저항편향계수 확률밀도함수

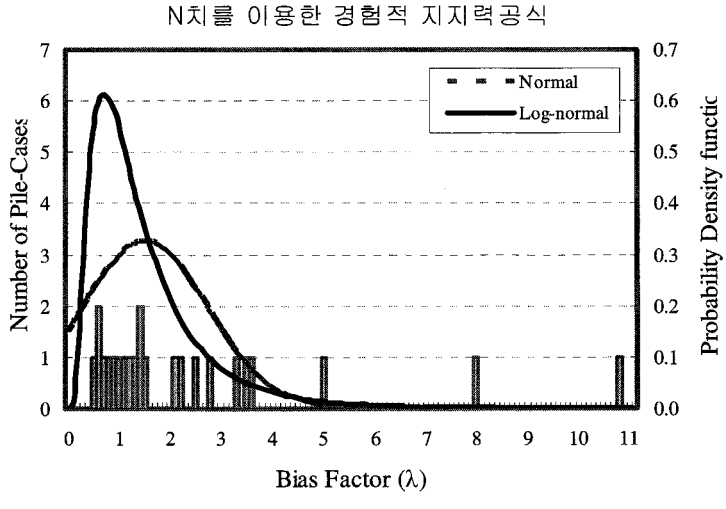


그림 3.3.6 신뢰성이 우수한 자료의 N치 경험식 저항편향계수 확률밀도함수

전체 자료 중 엄격한 관리 하에 수행된 시험자료를 제외한 34개 재하시험 자료

에 대해서 역시 저항편향계수를 분석하였으며 그 결과는 표 3.3.9과 같다. 또한 이들 자료에 대해서 선단부 N치 50미만(14개), 선단부 N치 50이상(20개)의 자료를 분류하고 저항편향계수 통계 특성치를 산정한 결과는 표 3.3.10, 표 3.3.11과 같다.

표 3.3.9 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 저항편향계수

No. of List	선단부 N치	측정 극한지지력 (kN)	정역학적 지지력공식		N치를 이용한 경험식	
			지지력(kN)	저항편향계수	지지력(kN)	저항편향계수
T-1	50/5	5292	3693	1.43	1513	3.50
T-2	27	1529	3569	0.43	3929	0.39
T-3-1	26	2254	3039	0.74	2691	0.84
T-3-2	26	1470	3016	0.49	1991	0.74
T-3-3	43	2087	2998	0.70	4314	0.48
T-4	31	2352	2231	1.05	1471	1.60
T-5	50/2	960	1897	0.51	608	1.58
T-6-1	10	1911	1250	1.53	2417	0.79
T-6-2	50/15	3332	6683	0.50	4471	0.75
T-7	32	2205	2621	0.84	2390	0.92
T-9	37	1264	5383	0.23	1789	0.71
T-10-1	4	6086	6129	0.99	2181	2.79
T-10-2	50/13	16092	3153	5.10	5078	3.17
T-12	50/10+	2528	4333	0.58	6541	0.39
R-4-1	50/2	7311	5378	1.36	1600	4.57
R-4-2	50/3	7203	6401	1.13	6545	1.10
R-4-3	50/6	7399	6756	1.10	2478	2.99
R-7	25	1323	1785	0.74	1702	0.78
R-13-1	50/22	1558	3665	0.43	2027	0.77
R-13-2	50/22	1999	3800	0.53	1875	1.07
R-14-1	50/21	1377	1438	0.96	2334	0.59
R-14-2	50/21	1397	1875	0.74	2129	0.66
R-15	50/15	1264	3355	0.38	4459	0.28
R-16	12	1294	966	1.34	274	4.73
R-17-1	50/30	1166	3569	0.33	784	1.49
R-17-2	47	1548	3186	0.49	1607	0.96
R-17-3	44	2332	2740	0.85	748	3.12
R-18	50/20	1303	3230	0.40	656	1.99
J-1-1	50/2	2323	3848	0.60	3791	0.61
J-1-2	50/6	2038	4987	0.41	3688	0.55
J-1-3	50/10-	2185	6221	0.35	4436	0.49
J-2-1	50/10+	4243	6795	0.62	5920	0.72
J-2-2	50/10+	4900	6795	0.72	5920	0.83
J-3	33	2891	1657	1.74	1641	1.76

표 3.3.10 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 저항편향계수 통계(N<50)

구 분		정역학적 지지력공식	N치를 이용한 경험식
저항편향계수 (λ_R)	평 균	0.802	1.221
	표준편차	0.365	0.862
	변동계수	0.455	0.706

표 3.3.11 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 저항편향계수 통계(N≥50)

구 분		정역학적 지지력공식	N치를 이용한 경험식
저항편향계수 (λ_R)	평 균	0.688	1.237
	표준편차	0.344	0.983
	변동계수	0.500	0.795

신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료에 대해서 저항편향계수 분석을 실시한 결과 전체 자료에 비해서 저항편향계수의 평균은 낮아지고 변동계수는 증가하는 경향을 나타내었다. 즉, 자료의 내재적 보수성이 줄어들고 분산성이 증가함으로써 신뢰도지수가 다소 낮게 산정될 것을 예상할 수 있다. 특히 신뢰성이 우수한 자료와 비교했을 때 저항편향계수의 평균이 15%~50%이상 감소하였고 변동계수는 선단부 N치 50이상의 경우 30%이상 증가하였으며 선단부 N치 50미만의 경우는 비슷한 경향을 나타냄으로써 신뢰도지수 산정시 신뢰성이 우수한 자료와 큰 차이를 나타낼 수 있음을 알 수 있었다.

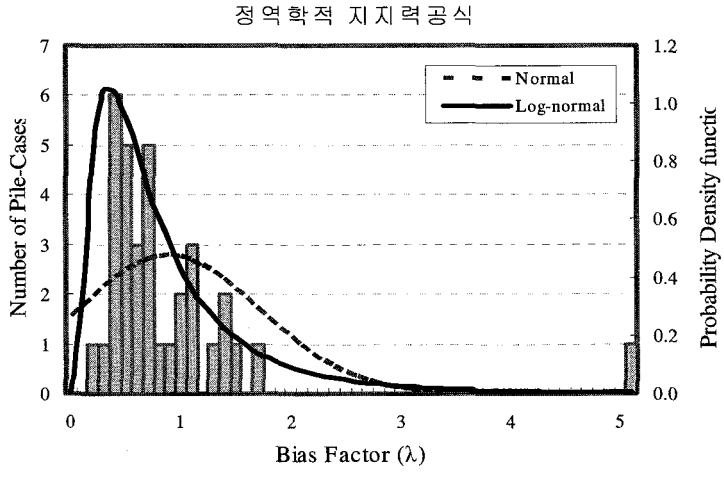


그림 3.3.7 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 정역학적 지지력공식 저항편향계수 확률밀도함수

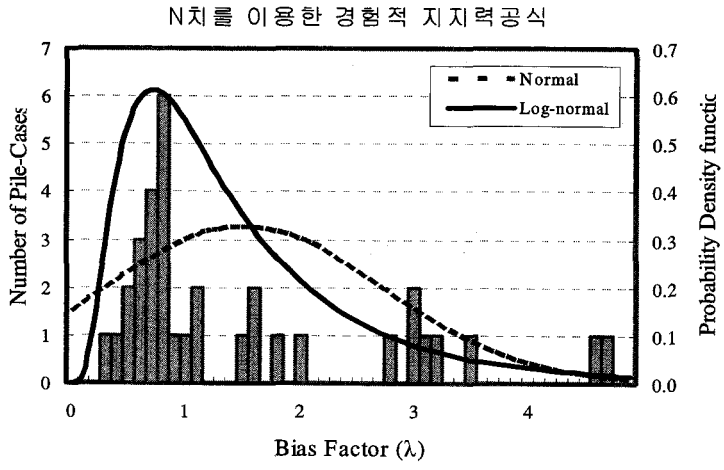


그림 3.3.8 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 N치 경험식
저항편향계수 확률밀도함수

그림 3.3.7와 그림 3.3.8은 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 저항편향계수의 확률밀도함수이다. 정역학적 지지력공식과 N치 경험식 모두 저항편향계수의 분포는 대수정규분포에 적합한 것을 알 수 있다.

나. 현장타설말뚝의 저항편향계수

재하시험의 극한지지력은 보수적인 결과를 산정하면서 평균에 근접한 경향을 나타내는 Davisson 방법(1972)을 기준으로 평가하였다. 그리고, 각 지지력 공식 중 일축압축 강도를 이용하는 방법과 표준관입시험 N값을 이용하는 두 가지 경우에 대해서 저항편향계수 분석을 실시하였다. 신뢰성 해석시스템에 적용되는 현장타설말뚝의 저항편향계수 분석 결과는 다음과 같다.

(1) 일축압축강도를 이용한 경우

표 3.3.10은 암의 일축압축강도를 이용하여 산정한 예측지지력과 Davisson 방법(1972)에 의한 측정지지력을 비교하여 저항 편향계수를 산정한 결과를 보여준다. 표 3.3.10에 나타난 바와 같이 Carter and Kulhawy(1988) 공식의 경우 저항편향계수의 평균은 2.84, 표준편차는 1.55, AASHTO(1996) 공식의 경우 저항편향계수의

평균은 2.22, 표준편차는 1.26, 그리고 FHWA 방법(1999)의 경우 저항편향계수의 평균은 0.80, 표준편차는 0.43을 나타내었다. 따라서 Carter and Kulhawy 공식과 AASHTO 공식은 FHWA 방법과 비교하여 지지력을 보수적으로 평가하며 편차가 큰 경향성을 보였다. 그림 3.3.9~그림 3.3.11은 일축압축강도를 이용하여 극한 지지력을 산정한 경우에 대한 저항편향계수의 히스토그램과 확률밀도함수 분포를 나타낸다.

표 3.3.12 일축압축강도를 이용하여 산정한 경우의 저항편향계수

분류	말뚝 No.	정재하시험 결과(kN)	지지력 공식 (kN) (일축압축강도를 이용한 경우)					
			C&K	편향계수 (λ_R)	AASHTO	편향계수 (λ_R)	FHWA	편향계수 (λ_R)
WR-1	1	850	N.A[1)]	N.A	640	1.33	N.A	N.A
	2	900	1040	0.87	920	0.98	5160	0.17
	3	1200	910	1.32	640	1.88	3560	0.34
	4	2440	1320	1.85	710	3.44	3870	0.63
	5	2600	1460	1.78	690	3.77	4050	0.64
WR-2	6	42930	25480	1.68	14090	3.05	65330	0.66
WR-3	7	24640	7090	3.48	4040	6.10*	18300	1.35
	8	16520	4380	3.77	3960	4.17	17910	0.92
	9	18800	4580	4.10	4000	4.70	18060	1.04
	10	25900	6600	3.92	3930	6.59*	17940	1.44
	11	37480	6620	5.66	17850	2.10	17940	2.09*
WR-4	12	2100	N.A	N.A	970	2.16	N.A	N.A
	13	1650	N.A	N.A	750	2.20	N.A	N.A
	14	600	N.A	N.A	750	0.80	N.A	N.A
	15	750	N.A	N.A	750	1.00	N.A	N.A
	16	3030	N.A	N.A	1060	2.86	N.A	N.A
	17	2200	N.A	N.A	900	2.44	N.A	N.A
WR-5	18	120	N.A	N.A	180	0.67	N.A	N.A
	19	540	N.A	N.A	630	0.86	N.A	N.A
	20	550	N.A	N.A	180	3.06	N.A	N.A
	21	390	N.A	N.A	610	0.64	N.A	N.A
평균			2.84		2.22		0.80	
표준편차			1.55		1.26		0.43	
변동계수			0.55		0.57		0.54	

[1)] 암이 완전 풍화되었거나 RQD 값이 0

* : ($\mu \pm 2\sigma$) 범위 밖의 통계 이상치

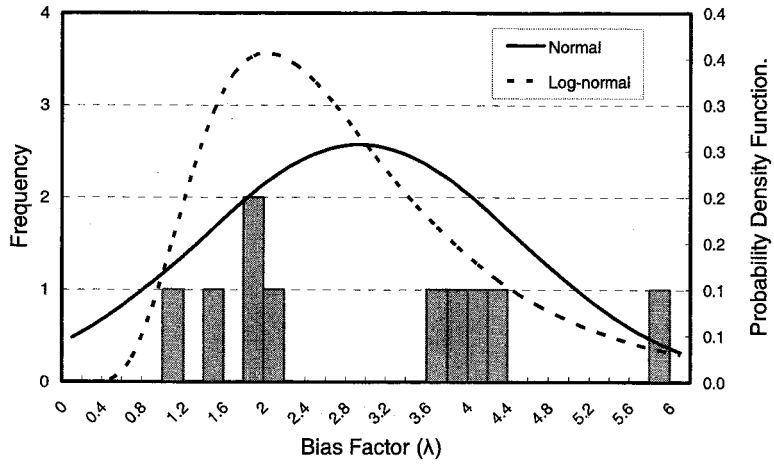


그림 3.3.9 Carter and Kulhawy (1988)공식으로 산정한 저항편향계수의 확률밀도함수

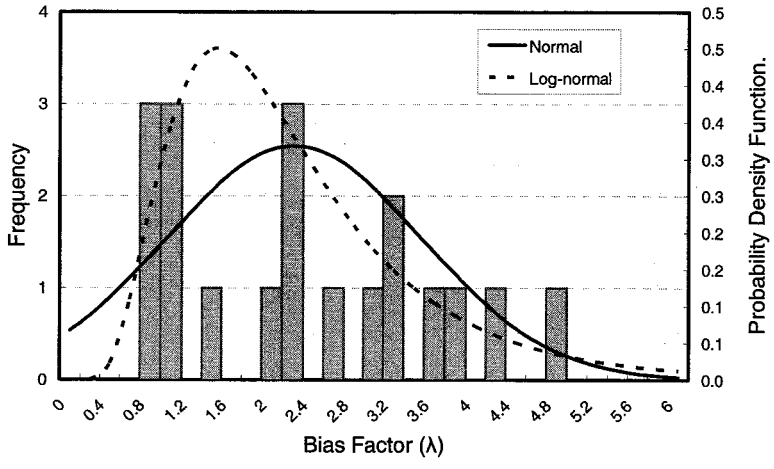


그림 3.3.10 AASHTO (1996)공식으로 산정한 저항편향계수의 확률밀도함수

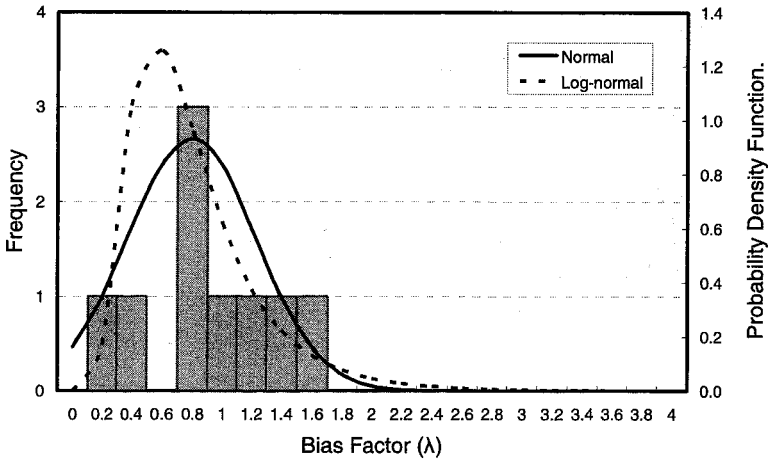


그림 3.3.11 FHWA (1999)방법으로 산정한 저항편향계수의 확률밀도함수

(2) 표준관입시험 N값을 이용한 경우

표 3.3.13는 풍화암에 근입된 현장타설말뚝에 대해 표준관입시험 N값을 이용하여 산정한 예측지지력과 Davisson 방법(1972)에 의한 측정지지력을 비교하여 저항편향계수를 분석한 결과를 보여준다. 표 3.3.13에 나타난 바와 같이 Meyerhof 공식(1976)의 경우 저항편향계수의 평균은 2.05, 표준편차는 1.12, 비점성 IGM 공식(1999)의 경우 저항편향계수의 평균은 2.46, 표준편차는 1.74를 나타내었다. 따라서 비점성 IGM 공식은 Meyerhof 공식과 비교하여 지지력을 과소평가하며 편차가 큰 경향성을 보였다. 그림 3.3.12와 그림 3.3.13는 표준관입시험 N값을 이용하여 산정한 경우에 대한 저항편향계수의 히스토그램과 확률밀도함수 분포를 나타낸다.

표 3.3.13 N값을 이용하여 산정한 경우의 저항편향계수

분류	말뚝 No.	정재하시험 결과(kN)	지지력 공식 (kN) (SPT N값을 이용한 경우)			
			Meyerhof	편향계수(λ_R)	비점성 IGM	편향계수(λ_R)
WR-1	1	850	970	0.88	450	1.89
	2	900	960	0.94	390	2.31
	3	1200	970	1.24	490	2.45
	4	2440	1010	2.57	730	3.56
	5	2600	990	2.46	600	4.07
WR-2	6	42930	14430	2.98	12560	3.42
WR-3	7	24640	6250	3.94	4220	5.84
	8	16520	6200	2.66	3900	4.24
	9	18800	6220	3.02	4000	4.70
	10	25900	6190	4.18	3790	6.83*
	11	37480	6160	6.08*	3580	10.47*
WR-4	12	2100	1320	1.59	2630	0.80
	13	1650	1130	1.46	1440	1.15
	14	600	1130	0.53	1440	0.42
	15	750	1130	0.66	1440	0.52
	16	3030	1510	2.01	3870	0.78
	17	2200	1320	1.67	2650	0.83
WR-5	18	120	N.A[1)]	N.A	N.A[1)]	N.A
	19	540	N.A[1)]	N.A	N.A[1)]	N.A
	20	550	N.A[1)]	N.A	N.A[1)]	N.A
	21	390	N.A[1)]	N.A	N.A[1)]	N.A
평균			2.05		2.46	
표준편차			1.12		1.74	
변동계수			0.55		0.71	

[1)] 지반조사 보고서가 없음

* : ($\mu \pm 2\sigma$) 범위 밖의 통계 이상치

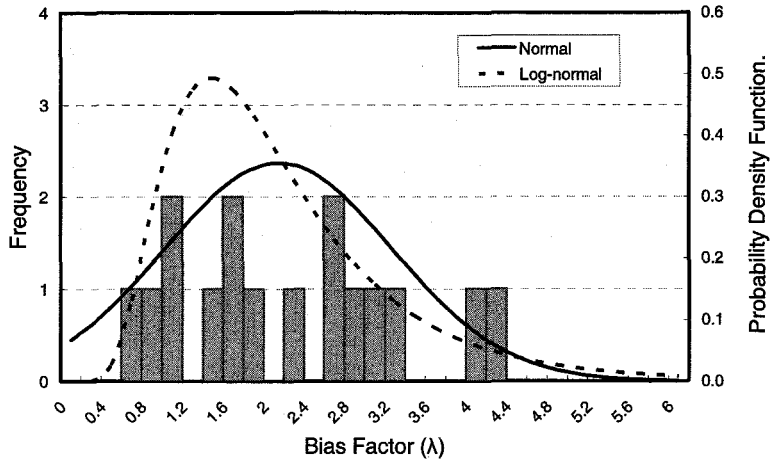


그림 3.3.12 Meyerhof (1976) 공식으로 산정한 저항편향계수의 확률밀도함수

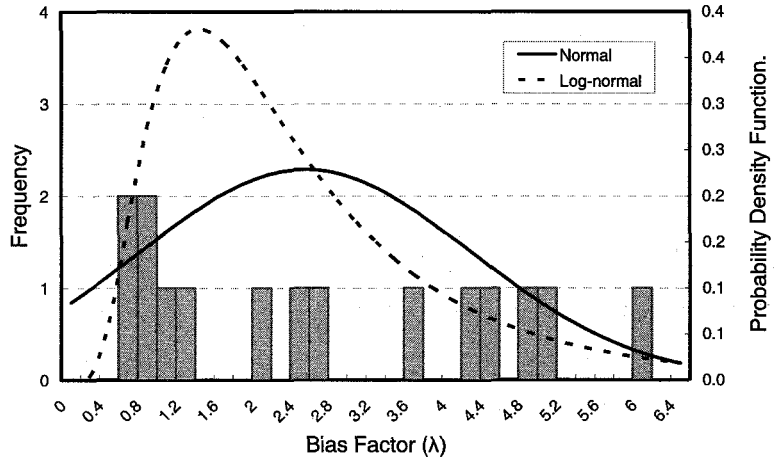


그림 3.3.13 비점성 IGM (1999) 공식으로 산정한 저항편향계수의 확률밀도함수

이상에서 설명한 현장타설말뚝의 설계 극한지지력 결정법인 일축압축강도를 이용한 방법(Carter and Kulhawy(1988), AASHTO(1996), FHWA(1999)), 표준관입시험 N값을 이용한 방법(Meyerhof(1976), 비점성 IGM(1999)), 그리고 재하시험에 대한 대표적인 극한지지력 결정법인 Davisson 방법(1972)에 대해서 저항편향계수 분석을 정리한 결과는 표 3.3.14 및 표 3.3.14와 같다.

일축압축 강도를 이용한 방법의 경우에는 Carter and Kulhawy(1988) 공식과 AASHTO(1996) 공식의 저항편향계수 값이 Davisson방법(1972)과의 비교에서 모두 1.0 보다 큰 값을 보임으로써 말뚝기초의 지지력을 보수적으로 평가함을 알 수 있

다. 반면 FHWA(1999) 방법의 저항편향계수값은 1.0보다 작으므로 말뚝기초의 지지력을 과대평가함을 알 수 있고 이는 보수적 평가를 기초로 하는 설계의 목적상 부적합한 것으로 판단된다. 표준관입시험 N값을 이용한 경우에는 Meyerhof(1976) 공식과 비점성 IGM(1999) 공식 모두 1.0보다 큰 값을 보임으로써 말뚝기초의 지지력을 보수적으로 평가하며 표준편차와 변동계수 모두 Meyerhof(1976) 공식이 작았다.

표 3.3.14 각 방법의 저항편향계수 통계분석 (일축압축강도 이용 공식)

지지력 구성	지지층	설계방법	자료 수	평 균	표준편차	변동계수
주면저항력 + 선단지지력	풍화암	Carter and Kulhawy (1988)	10	2.84	1.55	0.55
		AASHTO(1996)	19	2.22	1.26	0.57
		FHWA(1999)	9	0.80	0.43	0.54

표 3.3.15 각 방법의 저항편향계수 통계분석 (SPT N값 이용 공식)

지지력 구성	지지층	설계방법	자료 수	평 균	표준편차	변동계수
주면저항력 + 선단지지력	풍화암	Meyerhof (1976)	16	2.05	1.12	0.55
		비점성 IGM (1999)	15	2.46	1.74	0.71

2. 신뢰성 해석 및 목표 신뢰도지수

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

다양한 신뢰성 해석 기법에 대해서는 전술한 바와 같으며 본 연구에서는 국제적으로 가장 널리 사용되고 정확성이 우수한 것으로 인식되고 있는 일차신뢰도법(FORM) 방법과 몬테카를로 시뮬레이션(MCS) 방법을 적용하여 신뢰성 해석을 실시하였다. 하중에 대한 통계 특성치는 미국 AASHTO LRFD 교량설계기준(2007)에서 제안하고 있는 교량구조물의 하중조합 Case I 경우에 대한 값을 적용하였고(표 3.3.16), 저항에 대한 통계 특성치는 앞 절에서 설명한 바와 같다. 저항편향계수 분석시 구분하였던 전체 57개 자료와 신뢰성이 우수한 자료 23개, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 34개 자료에 대해서 각각 신뢰도 분석을 실시하고 그 결과를 비교하였다.

표 3.3.16 하중 통계 특성치

구 분	사하중계수 (γ_{QD})	활하중계수 (γ_{QL})	사하중 편향계수 (λ_{QD})		활하중 편향계수 (λ_{QL})	
			평 균	변동계수	평 균	변동계수
value	1.25	1.75	1.05	0.10	1.15	0.20

본 연구에서 적용된 하중 통계 특성치는 상부 구조물의 하중 분포와 그 변위 특성의 지역적 가변성이 작으며 구조물 재료 자체의 변동성이 인위적 노력에 의해 제어될 수 있음을 가정한 것이며 추후 별도의 연구를 통해 수정, 보완될 수 있다. 신뢰성 해석과 저항계수 산정에 필요한 또 하나의 변수는 사하중과 활하중의 비(QD/QL)이며, Hansell and Viest (1971)는 식 (3.3.1)과 같은 경험식을 제안하였다.

$$QD/QL = (1+I)(0.0132L) \quad (3.3.1)$$

여기서, I=동하중 충격계수(=0.33 for LRFD), L=교량 경간장(ft)이다. 따라서 국내 교량 경간장의 가장 보편적인 값인 30m (≃98ft)를 적용하여, $QD/QL = 1.72$를 적용하였다.

가. FORM에 의한 신뢰성 해석

(1) 항타강관말뚝

구조물 기초설계 기준과 도로교 설계 기준에서 명시하듯이 국내에서의 허용응력설계법에 의한 항타강관말뚝의 축방향 지내력 산정에 있어서 통상적으로 최소안전율 3.0을 적용하고 있다. 항타강관말뚝의 실제 시공시에는 이보다 더 큰 안전율이 적용되는 경우가 많은 것으로 알려지고 있다. 따라서 안전율 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0을 적용하여 항타강관말뚝의 신뢰성 해석을 실시하였다. 본 연구에서 개발한 신뢰성 해석 프로그램 'KRGREL'을 사용하여 일차신뢰도법의 두 가지 해석 방법인 평균일계이차모멘트법(MVFOSM, Mean Value First Order Second Moment Method) 및 Advanced First Order Second Moment (AFOSM) 방법에 의한 신뢰도지수를 산정하였으며 그 결과는 다음과 같다.

(가) 선단부 N치 50 미만인 경우

개발된 FORM 신뢰성 해석 프로그램을 이용하여 선단부 N치 50미만의 자료에 대하여 정역학적 지지력공식의 신뢰도분석을 실시한 결과는 표 3.3.17와 같다.

표 3.3.17 FORM에 의한 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수(N<50)

안전계수	전체 자료			신뢰성 우수 자료			신뢰성 우수 제외 자료		
	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이
3.0	1.696	1.801	6.19	1.954	2.080	6.45	1.489	1.599	7.39
3.5	1.987	2.114	6.39	2.246	2.396	6.68	1.806	1.945	7.70
4.0	2.239	2.386	6.57	2.500	2.669	6.76	2.080	2.246	7.98
4.5	2.462	2.626	6.66	2.723	2.910	6.87	2.322	2.510	8.10
5.0	2.661	2.840	6.73	2.923	3.125	6.91	2.538	2.747	8.23

정역학적 지지력공식의 경우 안전율 3.0~5.0에 대하여 전체자료의 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 1.696~2.661, AFOSM 방법으로 분석한 결과 1.801~2.840을 나타내었다. 신뢰성이 우수한 자료의 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 1.954~2.923, AFOSM 방법으로 분석한 결과 2.080~3.125로서 전체 자료의 신뢰도지수보다 10%이상 크게 나타났다. 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 1.489~2.538, AFOSM 방법으로 분석한 결과 1.599~2.747로서 전체 자료의 신뢰도지수보다 10% 정도 낮게 나타났다.

파괴확률(p_f) 1.0%에 해당하는 신뢰도지수 2.33은 AASHTO LRFD 교량 설계기준(2007)에서 항타강관말뚝의 목표신뢰도지수로 제안된 점을 고려하여, 이에 해당하는 안전율을 AFOSM 방법으로 분석된 신뢰도지수를 기준으로 분석한 결과 정역학적 지지력공식의 경우 전체 자료는 3.5~4.0, 신뢰성이 우수한 자료는 3.0~3.5, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 경우 4.0~4.5로서 자료의 신뢰성에 의한 신뢰성 분석결과가 유의할만한 차이를 나타내었다. AFOSM 방법 결과와 MVFOSM 방법 결과를 비교한 결과 두 방법 간 차이는 정역학적 지지력공식의 경우 약 6.2%~8.2%을 나타내었다. 그림 3.3.14~그림 3.3.16은 각각 전체 자료, 신뢰성이 우수한 자료, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 정역학적 지지력공식에 대한 FORM 방법의 신뢰도지수 결과이다.

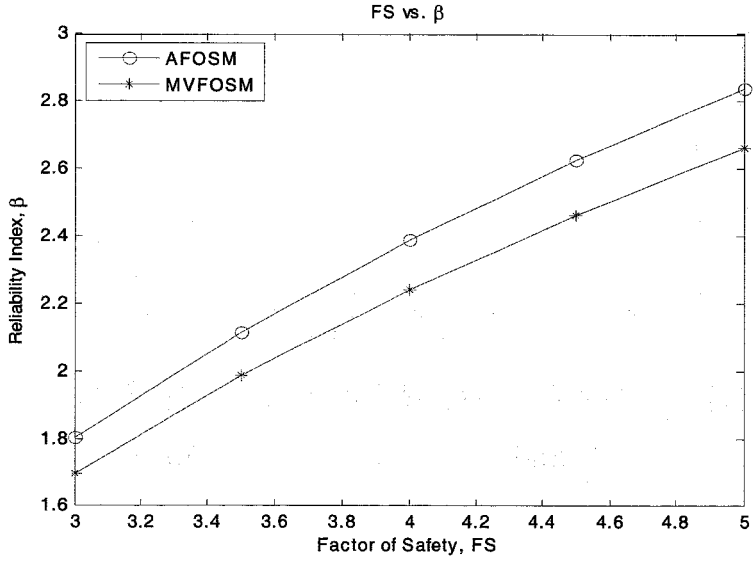


그림 3.3.14 전체 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N<50)

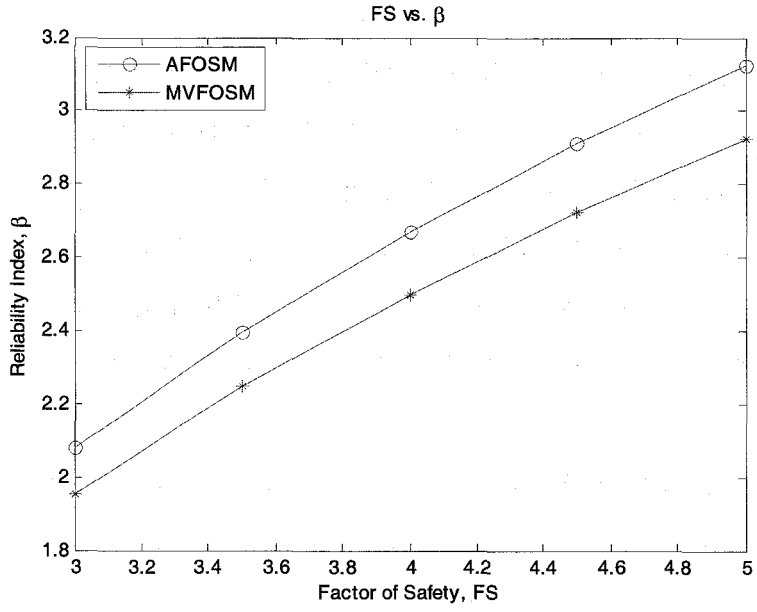


그림 3.3.15 신뢰성이 우수한 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N<50)

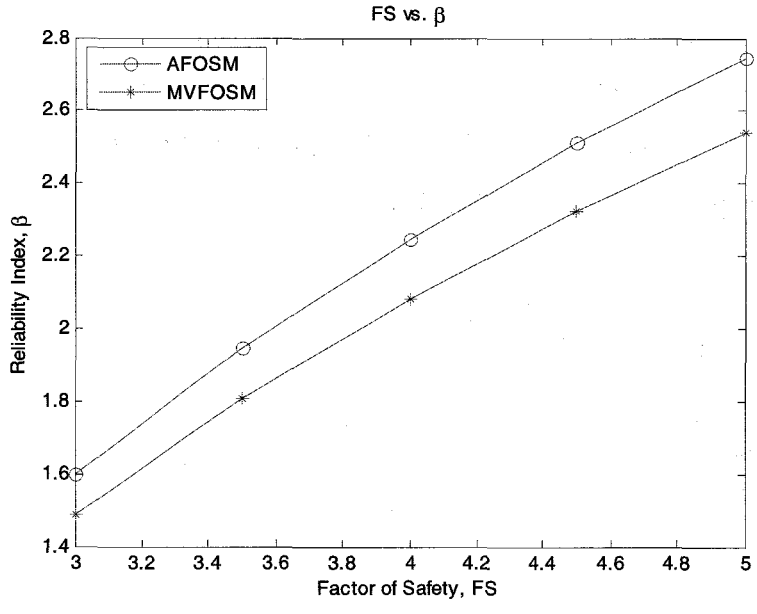


그림 3.3.16 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N<50)

FORM 신뢰성 해석 프로그램을 이용하여 선단부 N치 50미만의 자료에 대하여 N치 경험식의 신뢰도 분석을 실시한 결과는 표 3.3.18와 같다.

표 3.3.18 FORM에 의한 N치 경험식 신뢰도지수(N<50)

안전계수	전체 자료			신뢰성 우수 자료			신뢰성 우수 제외 자료		
	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이
3.0	1.945	2.006	3.14	2.292	2.356	2.79	1.541	1.591	3.24
3.5	2.163	2.233	3.24	2.496	2.569	2.92	1.770	1.830	3.39
4.0	2.352	2.431	3.36	2.673	2.752	2.96	1.968	2.038	3.56
4.5	2.519	2.605	3.41	2.829	2.913	2.97	2.143	2.221	3.64
5.0	2.668	2.759	3.41	2.969	3.057	2.96	2.300	2.385	3.70

N치를 이용한 경험식의 경우 전체자료의 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 1.945~2.668, AFOSM 방법으로 분석한 결과 2.006~2.759를 나타내었다. 신뢰성이 우수한 자료의 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 2.292~2.969, AFOSM 방법으로 분석한 결과 2.356~3.057로서 정역학적 지지력공식과 마찬가지로 전체 자료의 신뢰도지수보다 10% 정도 크게 나타났다. 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 1.541~2.300, AFOSM 방법으로 분석한 결과 1.591~2.385로서 정역학적 지지력공식과 마찬가지로 전체 자료의 신뢰도지수보다 10% 정도 낮게 나타났다.

신뢰도지수 2.33(p_f=1.0%)에 해당하는 안전율을 AFOSM 방법으로 분석된 신뢰도지수를 기준으로 분석한 결과 N치 경험식의 경우 전체 자료는 3.5~4.0, 신뢰성이 우수한 자료는 3.0 이하, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 경우 4.5~5.0으로서 자료의 신뢰성에 의한 차이가 크게 나타났다. AFOSM 방법 결과와 MVFOSM 방법 결과를 비교한 결과 두 방법 간 차이는 N치를 이용한 경험식의 경우 2.8%~3.7%임을 확인하였다. 그림 3.3.17~그림 3.3.19는 각각 전체 자료, 신뢰성이 우수한 자료, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 N치 경험식에 대한 FORM 방법(=AFOSM)과 MVFOSM 방법에 의한 신뢰도지수 결과와 안전율과의 상관관계이다.

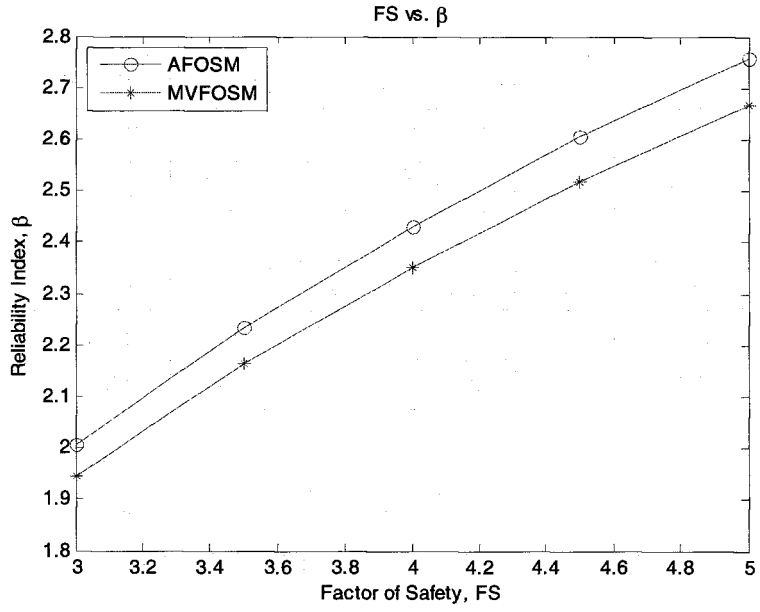


그림 3.3.17 전체 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N<50)

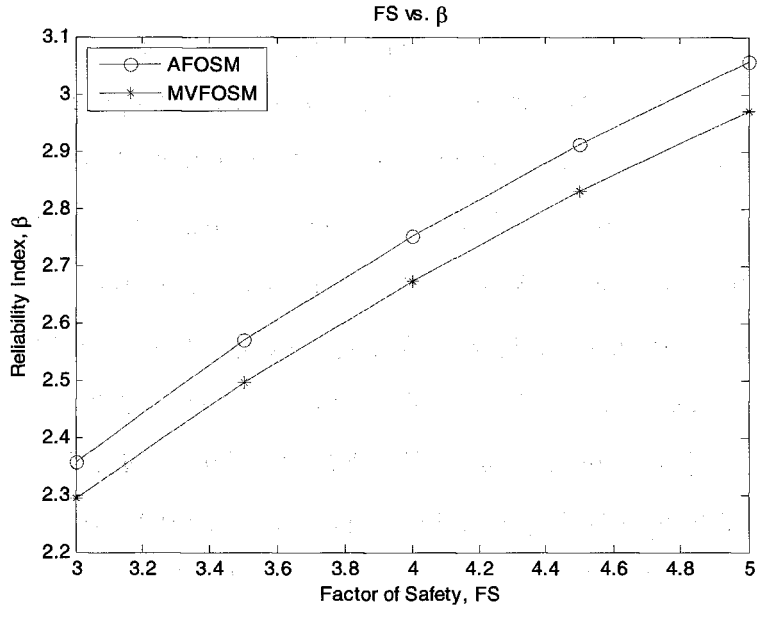


그림 3.3.18 신뢰성이 우수한 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N<50)

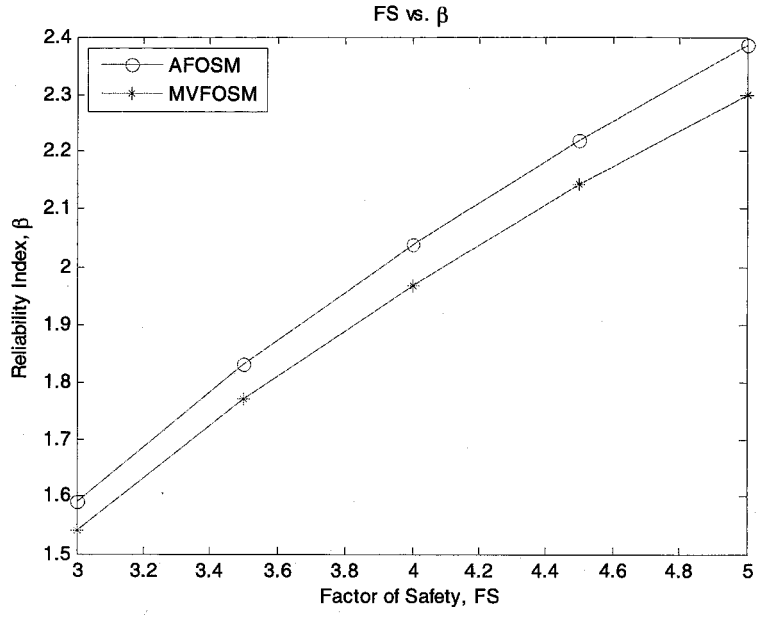


그림 3.3.19 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N<50)

(나) 선단부 N치 50 이상인 경우

개발된 FORM 신뢰성 해석 프로그램을 이용하여 선단부 N치 50미만의 자료에 대하여 정역학적 지지력공식의 신뢰도분석을 실시한 결과는 표 3.3.19와 같다.

표 3.3.19 FORM에 의한 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수(N≥50)

안전계수	전체 자료			신뢰성 우수 자료			신뢰성 우수 제외 자료		
	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이
3.0	1.419	1.544	8.81	2.524	3.195	26.58	1.063	1.120	5.36
3.5	1.760	1.923	9.26	3.017	3.827	26.85	1.358	1.439	5.96
4.0	2.055	2.252	9.59	3.443	4.374	27.04	1.615	1.717	6.32
4.5	2.316	2.541	9.72	3.820	4.856	27.12	1.840	1.961	6.58
5.0	2.549	2.800	9.85	4.157	5.286	27.16	2.042	2.179	6.71

정역학적 지지력공식의 경우 안전율 3.0~5.0에 대하여 전체자료의 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 1.419~2.549, AFOSM 방법으로 분석한 결과 1.544~2.800을 나타내었다. 신뢰성이 우수한 자료의 신뢰도지수는 MVFOSM 방법

으로 분석한 결과 2.524~4.157, AFOSM 방법으로 분석한 결과 3.195~5.286으로서 전체 자료의 신뢰도지수보다 60%이상 상당히 크게 나타났다. 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 1.063~2.042, AFOSM 방법으로 분석한 결과 1.120~2.179로서 전체 자료의 신뢰도지수보다 30% 정도 낮게 나타났다.

신뢰도지수 2.33(p_f=1.0%)에 해당하는 안전율을 AFOSM 방법으로 분석된 신뢰도지수를 기준으로 분석한 결과 정역학적 지지력공식의 경우 전체 자료는 3.5~4.0, 신뢰성이 우수한 자료는 3.0 미만, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 경우 5.0 이상으로서 자료의 신뢰성에 의한 신뢰성 분석결과가 큰 차이를 나타내었다. AFOSM 방법 결과와 MVFOSM 방법 결과를 비교한 결과 두 방법 간 차이는 약 5.4%~27.2%로서 선단부 N치 50미만 자료보다 크게 나타났다. 특히 신뢰성이 우수한 자료의 경우 MVFOSM 방법과 AFOSM 방법과의 결과 차이가 상당히 크게 나타났고, 이 자료는 저항편향계수 통계 분석시 타 자료에 비해서 변동계수가 아주 작게 산정되었다. 그림 3.3.20~그림 3.3.22는 각각 전체 자료, 신뢰성이 우수한 자료, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 정역학적 지지력공식에 대한 FORM 방법의 신뢰도지수 결과이다.

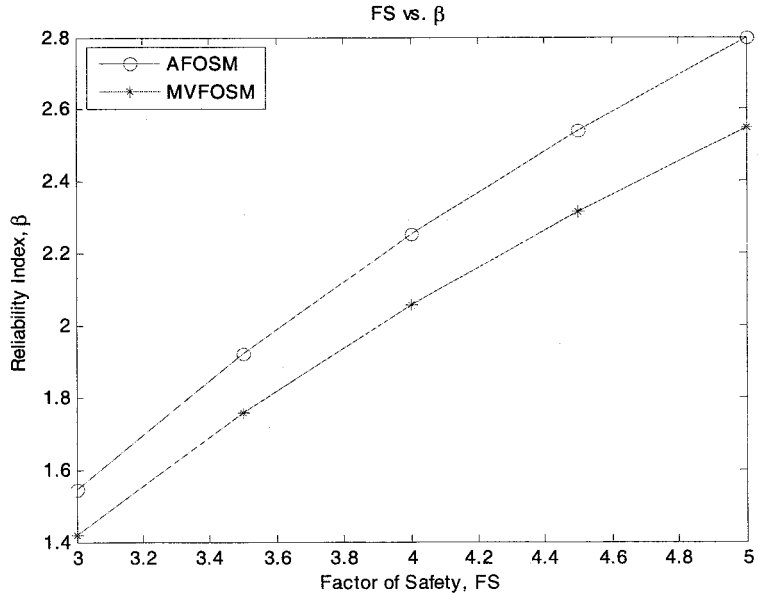


그림 3.3.20 전체 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N≥50)

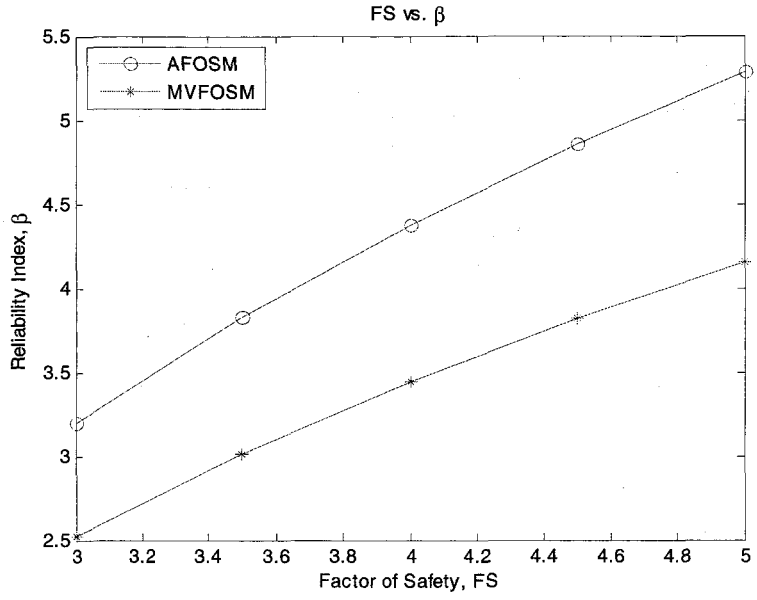


그림 3.3.21 신뢰성이 우수한 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N≥50)

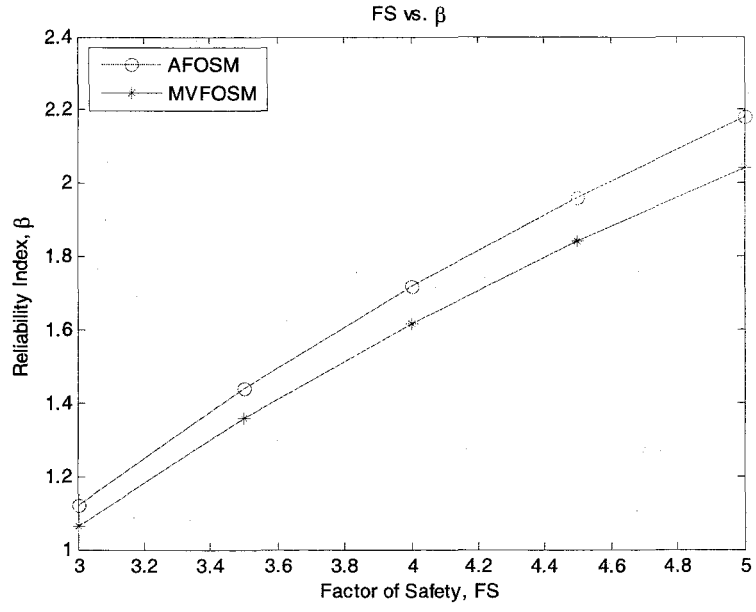


그림 3.3.22 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N≥50)

FORM 신뢰성 해석 프로그램을 이용하여 선단부 N치 50 이상 자료에 대하여 N치 경험식의 신뢰도 분석을 실시한 결과는 표 3.3.20과 같다.

표 3.3.20 FORM에 의한 N치 경험식 신뢰도지수(N≥50)

안전계수	전체 자료			신뢰성 우수 자료			신뢰성 우수 제외 자료		
	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이
3.0	1.567	1.613	2.94	1.836	1.921	4.63	1.374	1.407	2.40
3.5	1.787	1.843	3.13	2.093	2.175	3.92	1.584	1.625	2.59
4.0	1.978	2.042	3.24	2.316	2.429	4.88	1.766	1.814	2.72
4.5	2.147	2.218	3.31	2.512	2.637	4.98	1.926	1.981	2.86
5.0	2.297	2.375	3.40	2.688	2.822	4.99	2.070	2.130	2.90

N치 경험식의 경우 안전율 3.0~5.0에 대하여 전체자료의 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 1.567~2.297, AFOSM 방법으로 분석한 결과 1.613~2.375를 나타내었다. 신뢰성이 우수한 자료의 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 1.836~2.688, AFOSM 방법으로 분석한 결과 1.921~2.822로서 전체 자료의 신뢰도지수보다 5.0% 정도 크게 나타났다. 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 1.374~2.070, AFOSM 방법으로 분석한 결과 1.407~2.130으로서 전체 자료의 신뢰도지수보다 10% 이상 낮게 나타났다.

신뢰도지수 2.33(p_f=1.0%)에 해당하는 안전율을 AFOSM 방법으로 분석된 신뢰도지수를 기준으로 분석한 결과 정역학적 지지력공식의 경우 전체 자료는 4.5~5.0, 신뢰성이 우수한 자료는 3.5~4.0, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 경우 5.0 이상으로서 자료의 신뢰성에 의한 신뢰성 분석결과가 유의할만한 차이를 나타내었다. AFOSM 방법 결과와 MVFOSM 방법 결과를 비교한 결과 두 방법 간 차이는 약 3.0%~5.0%로 나타났다. 세 가지 자료 분류 중 저항편향계수의 변동계수가 가장 작게 산정된 신뢰성이 우수한 자료의 경우 MVFOSM 방법과 AFOSM 방법의 차이가 상대적으로 크게 나타났다.

그림 3.3.23~그림 3.3.25는 각각 전체 자료, 신뢰성이 우수한 자료, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 N치 경험식에 대한 FORM 방법 신뢰도분석 결과이다.

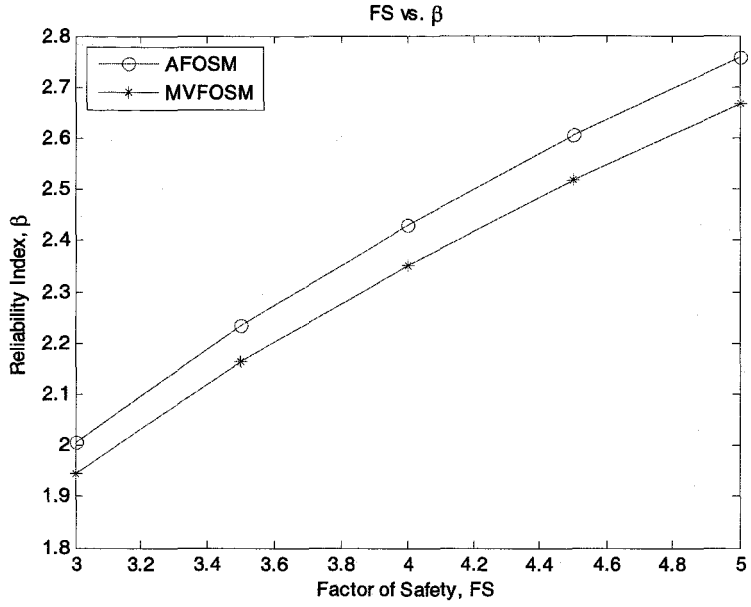


그림 3.3.23 전체 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N≥50)

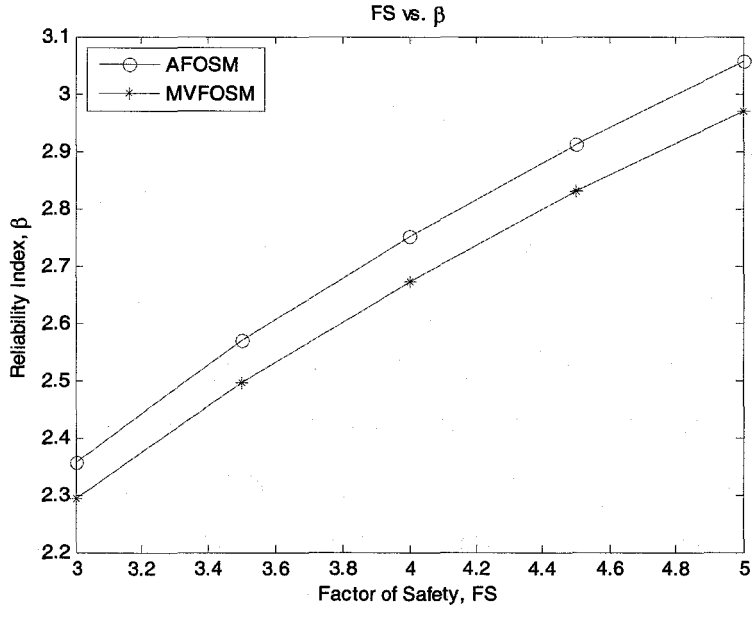


그림 3.3.24 신뢰성이 우수한 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N≥50)

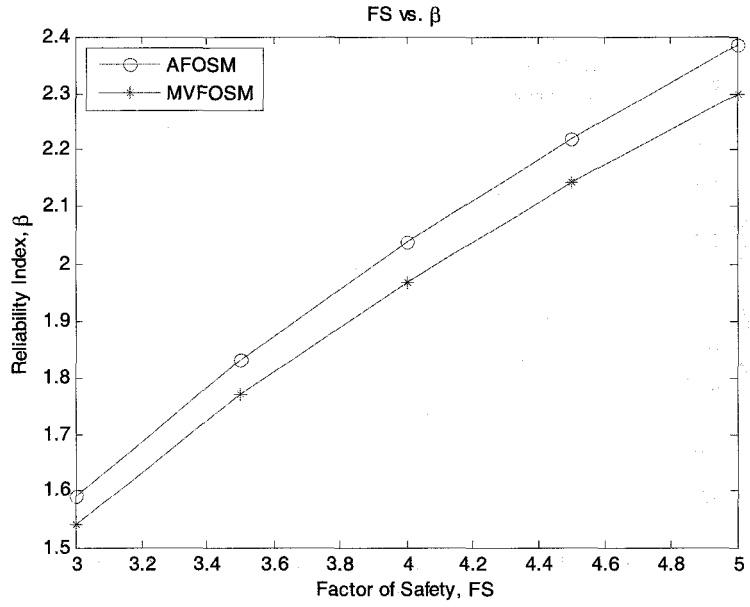


그림 3.3.25 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 신뢰성 분석 결과(N≥50)

(2) 현장타설말뚝

현장타설말뚝은 일축압축강도를 이용하는 세 가지 공식(Carter and Kulhawy 방법, AASHTO 방법 그리고 FHWA 방법)과 표준관입시험의 N값을 활용할 수 있는 지지력 공식인 Meyerhof 방법 (1976)과 비점성 IGM 방법 (1999)을 적용하여 저항편향계수 통계 특성을 분석하고 신뢰성 분석을 실시하였다. 5가지 설계법에 대한 허용응력설계법의 안전계수는 2.0~4.0을 적용하였다. 측정 극한지지력 방법의 기준은 전절에서 설명한 바와 같이 Davisson 방법을 적용하였다. 항타강관말뚝의 경우와 같이 1차년도 연구에서 개발한 신뢰성 해석 프로그램 'KRGREL'을 사용하여 MVFOSM 및 AFOSM 방법에 의한 신뢰도지수를 산정하여 그 결과를 비교하였다. FORM에 의한 신뢰성분석 결과는 다음과 같다.

(가) 일축압축강도를 이용한 설계법

개발된 FORM 신뢰성 해석 프로그램을 이용하여 암의 일축압축강도를 이용하는 세 가지 설계법에 대한 신뢰성 분석을 실시하였으며 그 결과는 표 3.3.21과 같다.

표 3.3.21 FORM에 의한 일축압축강도 설계법 신뢰성분석

안전계수	C&K Method			AASHTO Method			FHWA Method		
	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이
2.0	2.782	2.950	6.04	2.256	2.379	5.45	0.517	0.527	1.93
2.5	3.183	3.379	6.16	2.646	2.793	5.56	0.922	0.962	4.34
3.0	3.511	3.729	6.21	2.964	3.133	5.70	1.254	1.317	5.02
3.5	3.788	4.025	6.26	3.233	3.419	5.75	1.534	1.616	5.35
4.0	4.028	4.282	6.31	3.466	3.668	5.83	1.777	1.878	5.68

Carter and Kulhawy 공식의 신뢰도지수 분석 결과 안전율 2.0~4.0일때 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 2.782~4.028, AFOSM 방법으로 분석한 결과 2.950~4.282를 나타내었다. AFOSM 방법과 MVFOSM 방법에 의한 신뢰도지수 결과 차이는 약 6.0%~6.3% 이었다. AASHTO 공식의 신뢰도지수 분석 결과 안전율 2.0~4.0일때 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 2.256~3.466, AFOSM 방법으로 분석한 결과 2.379~3.668을 나타내었다. AFOSM 방법과 MVFOSM 방법에 의한 신뢰도지수 결과 차이는 약 5.5%~5.8% 이었다. FHWA 방법의 신뢰도지수 분석 결과 안전율 2.0~4.0일때 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 0.517~1.777, AFOSM 방법으로 분석한 결과 0.527~1.878을 나타내었다. AFOSM 방법과 MVFOSM 방법에 의한 신뢰도지수 결과 차이는 약 1.9%~5.7% 이었다. FHWA 방법은 다른 두 방법에 비해서 신뢰도지수가 현저히 낮게 산정되었으며 이는 저항편향계수의 평균이 낮고 변동계수가 크게 산정되었기 때문이다.

신뢰도지수 3.0(p_f=0.1%)은 AASHTO LRFD 교량 설계기준(2007)에서 현장타설 말뚝의 목표신뢰도지수로 제안된 점을 고려하여 이에 해당하는 안전율을 AFOSM 방법의 신뢰도지수를 기준으로 분석한 결과 Carter and Kulhawy 공식은 2.0~2.5, AASHTO 공식은 2.5~3.0, FHWA 방법은 4.0 이상 이었다.

그림 3.3.26~그림 3.3.28은 각각 Carter and Kulhawy 공식, AASHTO 공식, FHWA 방법의 FORM 방법에 의한 신뢰도분석 결과이다.

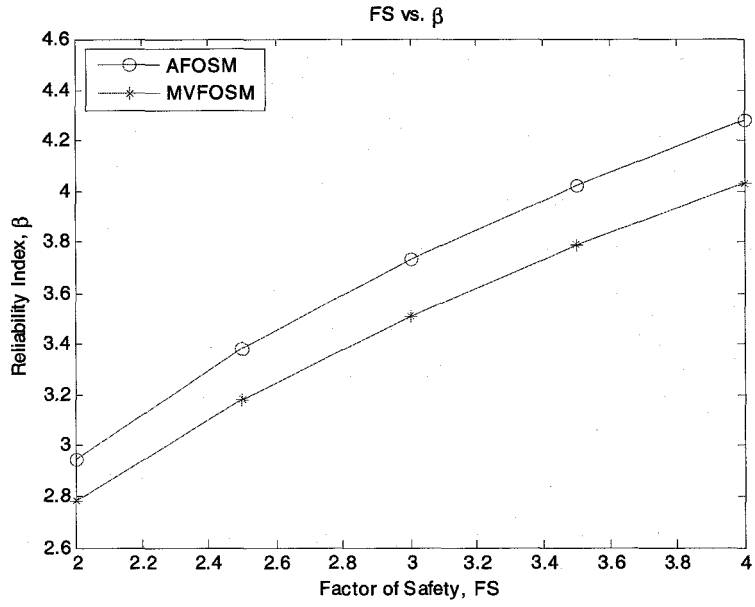


그림 3.3.26 Carter and Kulhawy 공식의 FORM 신뢰성 분석 결과

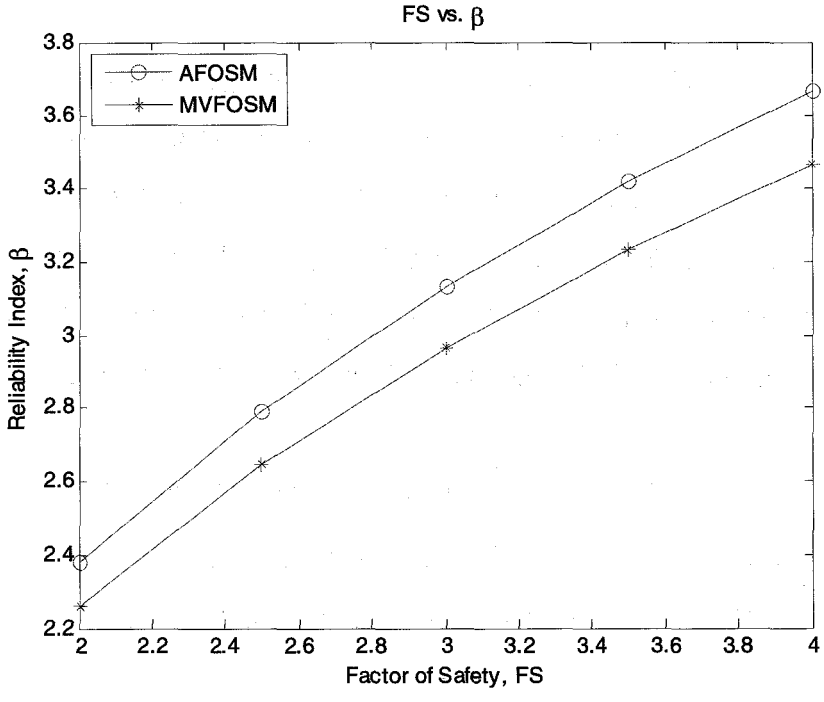


그림 3.3.27 AASHTO 공식의 FORM 신뢰성 분석 결과

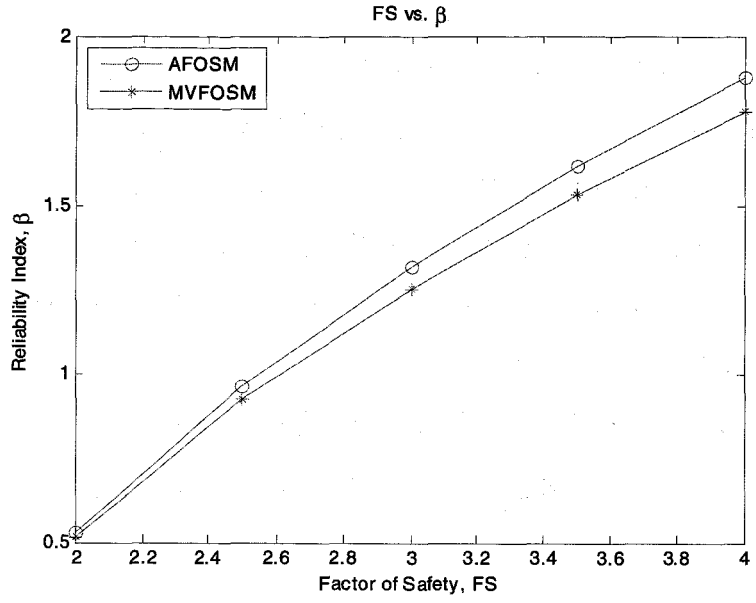


그림 3.3.28 FHWA 공식의 FORM 신뢰성 분석 결과

(나) 표준관입시험 N치를 이용한 설계법

개발된 FORM 신뢰성 해석 프로그램을 이용하여 표준관입시험 N치를 이용하는 두 가지 설계법에 대한 신뢰성 분석을 실시하였으며 그 결과는 표 3.3.22와 같다.

표 3.3.22 FORM에 의한 N치 설계법 신뢰성분석

안전계수	Meyerhof Method			비점성 IGM Method		
	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이
2.0	2.185	2.310	5.72	1.978	2.047	3.49
2.5	2.584	2.737	5.92	2.309	2.394	3.68
3.0	2.911	3.086	6.01	2.579	2.678	3.84
3.5	3.187	3.381	6.09	2.808	2.916	3.85
4.0	3.426	3.637	6.16	3.006	3.123	3.89

Meyerhof 공식의 신뢰도지수 분석 결과 안전율 2.0~4.0일때 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 2.185~3.426, AFOSM 방법으로 분석한 결과 2.310~3.637를 나타내었다. AFOSM방법과 MVFOSM 방법에 의한 신뢰도지수 결과 차이는 약 5.7%~6.2% 이었다. 비점성 IGM 공식의 신뢰도지수 분석 결과 안전율 2.0~4.0일때 신뢰도지수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 1.978~3.006,

AFOSM 방법으로 분석한 결과 2.047~3.123을 나타내었다. AFOSM 방법과 MVFOSM 방법에 의한 신뢰도지수 결과 차이는 약 3.5%~3.9% 이었다. 표준관입시험 N치를 이용하는 두 가지 방법 중 Meyerhof 공식이 10% 정도 상대적으로 신뢰도지수가 크게 나타났으며 암의 일축압축강도를 이용하는 공식과 비교했을 때 Meyerhof 공식은 Carter and Kulhawy 공식, AASHTO 공식에 이어 세 번째로 신뢰도지수가 크게 나타났다. 다섯 가지 적용 공식 중 FHWA 방법의 신뢰도지수가 가장 낮게 나타났다.

신뢰도지수 3.0(p_f=0.1%)에 해당하는 안전율을 AFOSM 방법의 신뢰도지수를 기준으로 분석한 결과 Meyerhof 공식은 2.5~3.0, 비점성 IGM 공식은 3.5~4.0 이었다.

그림 3.3.29, 그림 3.3.30은 각각 Meyerhof 공식, 비점성 IGM 공식의 FORM 방법에 의한 신뢰도분석 결과이다.

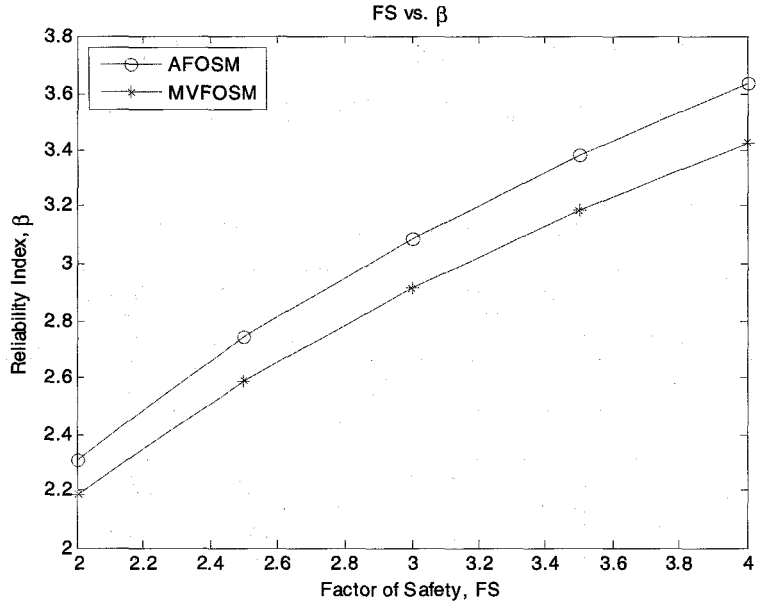


그림 3.3.29 Meyerhof 공식의 FORM 신뢰성 분석 결과

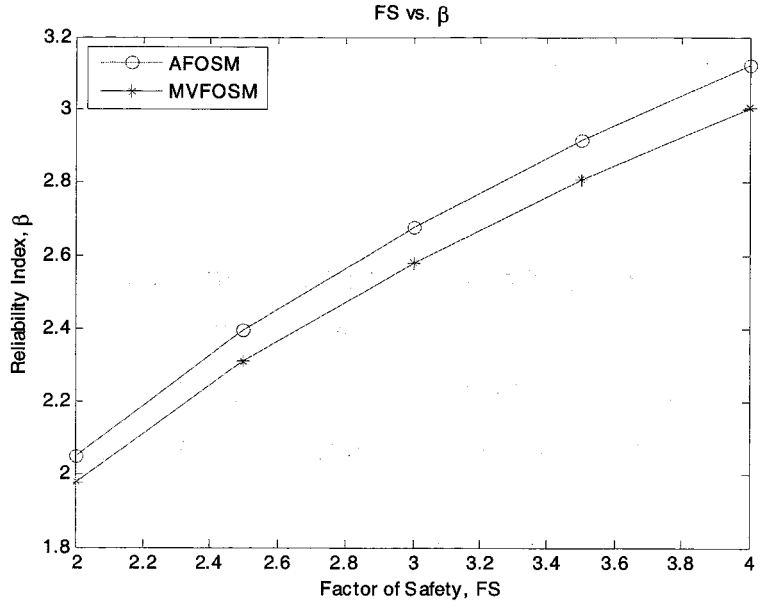


그림 3.3.30 비점성 IGM 공식의 FORM 신뢰성 분석 결과

나. MCS에 의한 신뢰성 해석

몬테카를로 시뮬레이션(MCS) 기법은 신뢰성해석을 위한 한계상태함수에서 고려되는 모든 확률변수들이 각각 그들의 확률분포를 따르도록 인위적으로 생성된 일련의 난수집합들을 모의실험 횟수만큼 발생시킨 후 각 난수집합의 값들을 한계상태함수에 대입하여 그 결과 값이 영 이하인 누적횟수를 전체 모의실험 횟수에 대한 비율로 표현함으로써 직접 파괴확률을 계산하는 방법으로 상대적으로 매우 정확하고 일관된 결과를 제공하는 방법이다(Haldar and Mahadevan, 2000; 허정원, 2003). 본 연구에서는 1·2차 년도에 개발·보완되어 검증을 거친 MCS에 기초한 신뢰성해석 프로그램을 사용하여 항타강관 및 현장타설 말뚝의 현행 지지력 설계법에 대한 신뢰성을 평가하였으며, 신뢰성해석 기법 간의 차이에 대한 면밀한 분석을 위하여 그 결과를 MVFOSM 및 AFOSM 기법에 의한 결과와 비교하였다.

말뚝기초설계의 신뢰성평가를 위해서는 하중관련 정보인 하중편향계수의 통계치와 저항관련 정보인 저항편향계수의 통계치가 결정되어야 한다. 우선 측정된 실제 하중에 대한 공칭하중의 비로 정의되는 하중편향계수는 AFOSM 방법과 마찬가지로 미국 AASHTO LRFD 교량 설계기준(2007)에 사용된 하중편향계수의 통계특성치를 동일하게 적용하였다. 본 연구에서 사용하는 저항편향계수의 통계특성치는 앞서 제시된 바와 같이 전체 57개 자료, 신뢰성이 우수한 23개 자료 그리고 신뢰성

이 우수한 자료를 제외한 34개 자료들을 분리하여 각 자료군의 저항편향계수 통계특성치를 사용하여 신뢰성해석을 시행하였다.

(1) 항타강관말뚝

신뢰성분석을 위한 한계상태함수는 AASHTO LRFD 설계기준에서 고려한 하중조합 Case I에 대한 사하중(QD)과 활하중(QL)의 조합으로 표현되는 강도한계상태를 고려하며, 현행 허용응력설계법에 의한 기초구조물의 안전율 수준을 고려하기 위해서는 식 (3.3.2)를 한계상태함수에 도입하는 것이 필요하다.

$$R_n = FS(Q_{Dn} + Q_{Ln}) \tag{3.3.2}$$

식 (3.3.2)를 한계상태함수에 대입하여 정리하면 아래와 같이 표현할 수 있다.

$$g = \{\lambda_R FS(Q_{Dn} + Q_{Ln})\} - \{\lambda_{QD} Q_{Dn} + \lambda_{QL} Q_{Ln}\} \tag{3.3.3}$$

식 (3.3.3)을 재배치하여 정리하면 현행 허용응력설계법에서 고려하는 안전율(Factor of Safety), 사하중과 활하중의 비(QD/QL), 저항편향계수(λ_R), 그리고 사하중과 활하중의 편향계수(λ_{QD}, λ_{QL})의 함수로 표현되는 아래의 명시적인 한계상태함수를 얻을 수 있다.

$$g = \{\lambda_R FS(Q_{Dn}/Q_{Ln} + 1)\} - \{\lambda_{QD}(Q_{Dn}/Q_{Ln}) + \lambda_{QL}\} \tag{3.3.4}$$

현행 국내 말뚝기초설계기준은 말뚝의 극한지지력에 대하여 재하시험을 수행하지 않는 경우 최소 3.0의 안전율을 규정하고 있으며, 종종 실무에서는 3.0 보다 큰 안전율을 적용하고 있다. 그에 따라서 현재 국내의 실무에서 적용하는 것으로 예상되는 안전율 3.0, 3.5, 4.0, 4.5 및 5.0에 대하여 1.72의 Q_{Dn}/Q_{Ln}비와 앞서 얻어진 하중과 저항의 통계특성치를 최종적인 한계상태를 적용하여 신뢰성평가를 수행하였다. 앞서 기술한 바와 같이 본 연구에서 항타강관말뚝의 설계법에 대한 신뢰성분석은 자료의 세분화 분류기준에 따라 수행하였고, 그 결과를 다음에 기술하였다.

(가) 선단부 N치 50 미만인 경우

선단부 N치 50 미만의 자료에 대하여 정역학적 지지력공식의 MCS 기반 신뢰성 해석을 수행한 결과는 표 3.3.23와 같다.

표 3.3.23 정역학적 지지력공식에 대한 파괴확률/대응신뢰도지수(N<50)

안전계수(FS)	전체 자료		신뢰성 우수 자료		신뢰성 우수 제외 자료	
	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)
3.0	0.037147	**1.785**	0.019845	**2.057**	0.056244	**1.587**
3.5	0.018110	**2.094**	0.008788	**2.347**	0.026855	**1.929**
4.0	0.008942	**2.368**	0.004009	**2.651**	0.012977	**2.227**
4.5	0.004547	**2.609**	0.001998	**2.878**	0.006370	**2.491**
5.0	0.002423	**2.817**	0.000994	**3.092**	0.003152	**2.732**

정역학적 지지력공식의 경우 안전율 3.0~5.0에 대하여 전체자료의 신뢰도지수는 1.758~2.817, 신뢰성이 우수한 자료의 신뢰도지수는 2.057~3.092, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 신뢰도지수는 1.587~2.732 이었다. 신뢰성이 우수한 자료의 신뢰도지수는 전체 자료의 신뢰도지수에 비해서 약 10%이상 크게 나타났고, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 신뢰도지수에 비해서 약 15%이상 크게 나타났다.

선단부 N치 50 미만의 자료에 대하여 N치 경험식의 MCS 기반 신뢰성 해석을 수행한 결과는 표 3.3.24와 같다.

표 3.3.24 N치 경험식에 대한 파괴확률/대응신뢰도지수(N<50)

안전계수(FS)	전체 자료		신뢰성 우수 자료		신뢰성 우수 제외 자료	
	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)
3.0	0.023188	**1.992**	0.009624	**2.341**	0.056785	**1.582**
3.5	0.013341	**2.216**	0.005297	**2.556**	0.034461	**1.819**
4.0	0.007855	**2.416**	0.003078	**2.739**	0.021507	**2.024**
4.5	0.004768	**2.592**	0.001946	**2.887**	0.013687	**2.206**
5.0	0.003048	**2.743**	0.001237	**3.027**	0.008929	**2.369**

N치 경험식의 신뢰도지수 결과는 정역학적 지지력공식에 대한 신뢰도지수의 결과와 전반적으로 유사한 경향을 나타내고 있는데, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 신뢰도지수 값이 가장 낮게 산정되어 저항편향계수의 산정에 핵심적인 재하시험, 현장조사 및 실내시험의 합리적 수행, 정확 지지력 평가 및 엄격한 자료의 관리가 필요한 것으로 사료된다.

(나) 선단부 N치 50 이상인 경우

선단부 N치 50 이상의 자료에 대하여 Meyerhof 공식의 MCS 기반 신뢰성 해석을 수행한 결과는 표 3.3.25와 같다.

표 3.3.25 정역학적 지지력공식에 대한 파괴확률/대응신뢰도지수(N≥50)

안전계수 (FS)	전체 자료		신뢰성 우수 자료		신뢰성 우수 제외 자료	
	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)
3.0	0.063214	**1.528**	0.000774	**3.166**	0.133672	**1.109**
3.5	0.028592	**1.902**	0.000069	**3.812**	0.076572	**1.429**
4.0	0.012994	**2.226**	0.000016	**4.159**	0.044186	**1.704**
4.5	0.005962	**2.514**	0.000000**	**N/A**	0.025919	**1.944**
5.0	0.002745	**2.777**	0.000000**	**N/A**	0.015411	**2.159**
** : 1,000,000회의 시뮬레이션에서 파괴가 발생하지 않음						

정역학적 지지력공식의 경우 안전율 3.0~5.0에 대하여 전체자료의 신뢰도지수는 1.528~2.777, 신뢰성이 우수한 자료의 신뢰도지수는 3.166 이상, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 신뢰도지수는 1.109~2.159 이었다. 여기서, 선단부 N치 50미만 자료와 50이상 자료의 신뢰도지수 결과를 살펴보면 신뢰성이 우수한 자료의 경우 안전율 4.0에서 신뢰도지수는 각각 2.651(p_f=0.004009)과 4.159(p_f=0.000016)로 명백한 차이를 나타내고 있다. 이는 신뢰성 해석시 지반조건이 다른 자료에 대한 분류의 필요성을 간접적으로 입증하는 것으로 판단된다. 또한 동일한 선단부 지반조건에서 신뢰성이 우수한 자료와 그렇지 않은 자료의 신뢰도지수의 차이도 크게 나타나고 있는데, 특히 선단부 N치가 50이상인 경우의 두 자료군간 신뢰도지수의 차이는 상당하다. 이는 통계특성치인 저항편향계수의 평균과 변동계수에 직접적

인 영향을 받는 것으로 재하시험 자료의 관리가 엄격히 이루어진다면 궁극적으로 보다 높은 수준의 설계 신뢰도가 확보될 수 있으므로, 향후 설계 및 시공 현장에서 이러한 엄격한 관리 하에 획득되는 재하시험 자료의 수집에 대한 필요성이 강조되어야 할 것으로 사료된다. 특히 N치가 50이상인 경우에 대한 표 3.3.25에서 안전율 4.5와 5.0에 해당하는 파괴확률은 백만번의 모사횟수동안 1번의 파괴도 발생하지 않아 실질적으로 대응 신뢰도지수를 계산할 수 없었다. 이는 안전율이 4.0일 때의 파괴확률 0.000001 보다 낮은 파괴확률을 나타내어, 즉 4.753보다 높은 신뢰도지수가 얻어질 것으로 예상되어, 자료의 신뢰수준이 높은 경우에 높은 안전율을 적용하는 것은 과다설계의 가능성이 상존함을 알 수 있다.

선단부 N치 50 이상의 자료에 대하여 N치 경험식의 MCS 기반 신뢰성 해석을 수행한 결과는 표 3.3.26과 같다. N치 경험식의 경우 안전율 3.0~5.0에 대하여 전체자료의 신뢰도지수는 1.605~2.360, 신뢰성이 우수한 자료의 신뢰도지수는 1.904~2.799, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 신뢰도지수는 1.398~2.115 로서 정역학적 지지력공식에 대한 신뢰도지수의 결과와 전반적으로 유사한 경향을 나타내고 있다.

표 3.3.26 N치 경험식에 대한 파괴확률/대응신뢰도지수(N≥50)

안전계수 (FS)	전체 자료		신뢰성 우수 자료		신뢰성 우수 제외 자료	
	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)
3.0	0.054227	**1.605**	0.028461	**1.904**	0.081025	**1.398**
3.5	0.033408	**1.833**	0.014936	**2.172**	0.053025	**1.616**
4.0	0.021210	**2.029**	0.008049	**2.407**	0.035603	**1.804**
4.5	0.013777	**2.204**	0.004390	**2.621**	0.024507	**1.968**
5.0	0.009147	**2.360**	0.002567	**2.799**	0.017230	**2.115**

전체자료, 신뢰성이 우수한 자료 그리고 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료에 대한 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 경험식의 신뢰도지수 결과를 살펴보면, 뚜렷하고 일관된 경향을 나타내고 있지 않다. 일반적으로 저항편향계수의 평균값이 높을수록 그리고 변동계수가 작을수록 높은 신뢰도지수를 가질 것으로 기대된다. 따라서 각 자료별 설계식에 대한 저항편향계수의 평균값과 변동계수가 다양하고,

이들의 복합적인 상호작용으로 두 지지력 설계식의 신뢰도지수에 명확한 경향을 파악하기 어렵다. 단, 엄격한 관리가 이루어진 23개의 자료에 한정하여 설계식간의 신뢰성을 개략적으로 다음과 같이 평가해 볼 수 있다. 우선 N치가 50미만인 경우에는 N치를 이용한 경험식의 신뢰수준이 정역학적 지지력공식 보다 전체적으로 약간 높게 나타나는데, 이는 N치 경험식의 저항편향계수 평균값이 정역학적 지지력공식의 약 2.4배로 상당한 보수성 나타내지만 변동계수가 0.858로 높은 불확실성에 의해 그 신뢰수준이 상당부분 반감된 것이다. 그러나 N치가 50이상인 경우에는 N치를 이용한 경험식의 신뢰수준이 정역학적 지지력공식 보다 전체적으로 매우 낮게 나타나는데, 이는 비록 N치 경험식의 저항편향계수 평균이 정역학적 지지력공식의 약 1.5배로 상대적인 보수성을 내포하지만 변동계수가 0.224인 정역학적 지지력공식의 낮은 변동성이 신뢰수준에 보다 큰 영향을 미치는 것으로 판단된다.

(2) 현장타설말뚝

앞에서 설명된 것과 같이 본 연구에서의 현장타설말뚝에 대한 신뢰성분석은 대표적 설계지지력 결정법인 세 종류의 일축압축강도를 이용한 설계법과 두 종류의 표준관입시험 N값을 이용한 설계법의 총 다섯 경우에 대하여 수행하였고, 그 결과를 아래에 제시하였다.

(가) 일축압축강도를 이용한 설계법

일축압축강도를 이용한 세 가지 설계법의 저항편향계수 통계특성치를 적용하여 MCS 기반 신뢰성해석을 수행한 결과를 표 3.3.27에 제시하였다. 이 경우의 현장타설말뚝에 대한 현행 설계법 안전율범위인 2.0~4.0범위의 신뢰도지수는 Carter and Kulhawy(1988)의 경우 2.933~4.232, AASHTO(1996)의 경우에서는 2.365~3.680, 그리고 FHWA(1999)의 경우는 0.519~1.871로 설계법 간 신뢰수준에 큰 차이를 보이고 있다. 특히 상대적으로 두 방법에 비해 FHWA에 의한 신뢰도지수는 상당히 작은 값으로 산정되었는데, 이는 FHWA에 의한 극한지지력 평가의 신뢰도가 낮은데 기인하는 것으로 판단된다. 즉, FHWA에 의한 저항편향계수의 평균은 0.800으로 상대적으로 매우 작은 값인 반면 변동계수는 0.535로 다른 설계법의 값과 거의 비슷하다.

표 3.3.27 현장타설말뚝의 파괴확률/대응신뢰도지수 (일축압축강도 이용 설계법)

설계법 / 안전율(FS)	Carter and Kulhawy(1988)		AASHTO(1996)		FHWA(1999)	
	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)
2.0	0.001681	**2.933**	0.009023	**2.365**	0.301949	**0.519**
2.5	0.000384	**3.364**	0.002751	**2.776**	0.169944	**0.954**
3.0	0.000092	**3.741**	0.000944	**3.107**	0.094785	**1.312**
3.5	0.000028	**4.025**	0.000331	**3.405**	0.053349	**1.613**
4.0	0.000012	**4.232**	0.000117	**3.680**	0.030650	**1.871**

(나) 표준관입시험 N값을 이용한 설계법

두 가지 표준관입시험 N값을 이용하는 설계법에 대한 저항편향계수의 통계특성치를 적용하여 MCS 기반 신뢰성해석을 수행한 결과는 아래 표 3.3.28과 같다. 이 경우의 현장타설말뚝에 대한 현행 설계법 안전율범위인 2.0~4.0범위의 신뢰도지수는 Meyerhof(1976)의 경우 2.295~3.621, 비점성 IGM(1999)의 경우는 2.034~3.095이다. 이는 Meyerhof에 의한 설계법의 신뢰도수준이 비점성 IGM 공식 보다 높다는 것을 나타낸다.

표 3.3.28 현장타설말뚝의 파괴확률/대응신뢰도지수(N치 설계법)

설계법 / 안전율(FS)	Meyerhof(1976)		비점성 IGM(1999)	
	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)	파괴확률 (p_f)	신뢰도지수 ($\approx \beta$)
2.0	0.010858	**2.295**	0.020961	**2.034**
2.5	0.003181	**2.729**	0.008647	**2.380**
3.0	0.001092	**3.064**	0.003802	**2.669**
3.5	0.000384	**3.364**	0.001911	**2.892**
4.0	0.000147	**3.621**	0.000983	**3.095**

다. 해석기법에 따른 신뢰수준의 비교

미국 AASHTO LRFD 교량 설계기준(2004)에 적용된 MVFOSM 기법은 명시적인 해석해를 얻을 수 있는 가장 간단한 신뢰성해석법이지만 확률분포를 고려할 수 없고 한계상태함수 형식에 따른 가변성 등의 결점이 있다. 이를 극복하기 위해 본 연구에서는 AFOSM 및 MCS를 이용한 신뢰성평가를 수행하였다. 그 각각의 결과들은 앞서 설명하였으며, 본 절에서는 세 기법간의 해석결과의 차이를 비교분석하고자 한다.

아래 표 3.3.29과 3.3.30에 제시된바와 같이 세 방법에 의한 신뢰성해석 결과인 신뢰도지수와 파괴확률의 비교·분석은 결과 값의 특징과 경향 파악에 목적이 있으므로 항타강관말뚝에 대하여 안전율을 3.0으로 적용한 경우로 제한하였다. 표 3.3.29에서는 세 방법에 의해 얻어진 신뢰도지수 값을 나타내었으며 가장 정확한 값으로 고려되는 MCS 결과와의 차이를 괄호 안에 백분율로 표시하였다. 여기서, MCS 분석으로부터 얻어지는 결과 값은 신뢰도지수가 아닌 파괴확률이므로 MCS의 신뢰도지수 값은 $\beta=\Phi^{-1}(1-P_f)$의 관계식으로부터 계산되는 근사치를 적용하였다.

세 가지 신뢰성해석기법인 MVFOSM, AFOSM, 그리고 MCS에 의해 산정된 신뢰도지수를 비교한 표 3.3.30을 살펴보면, 가장 정확한 것으로 알려진 MCS의 결과와 비교하여 MVFOSM은 그 차이가 최소 약 1.7%에서 최대 약 20.3%까지로 상대적으로 크게 나타나고 있으며 AFOSM은 MCS와의 차이가 최소 약 0.5%에서 최대 약 1.1%로 그 차이가 거의 무시할 정도이다. 이는 이미 예상된 결과로 MVFOSM을 적용한 신뢰성해석은 본 연구에서와 같이 확률변수의 분포형태가 정규분포가 아니거나 또는 비선형 한계상태함수에 대한 경우에는 실제적으로 적용하기 어려운 것으로 판단된다. 이에 반해 AFOSM은 산정된 신뢰도지수가 MCS와 거의 유사하며 AFOSM이 가지는 장점인 계산상의 효율성과 확률변수들의 민감도지수 및 파괴점의 산정이 가능하다는 점 등을 고려하면 신뢰성평가를 위한 매우 적합한 방법인 것으로 사료된다. 표 3.3.30에는 세 기법간의 차이를 파괴확률의 값으로 나타낸 것으로 MCS의 결과와 비교하여 MVFOSM은 그 차이가 최소 약 4.6%에서 최대 약 650%까지로 그 차이가 보다 명확하게 나타나고 있으나, 그 경향은 표 3.3.29와 동일하다.

표 3.3.29 항타강관말뚝의 신뢰도지수 비교 (F.S.=3.0)

구분 / 분류		항타강관말뚝에 대한 β					
		정역학 지지력공식			N치를 이용한 경험식		
		MVFOSM	AFOSM	**MCS**	MVFOSM	AFOSM	**MCS**
57개 전부자료	N<50	1.696 (5.0%)	1.801 (-0.9%)	≈ **1.785**	1.945 (2.4%)	2.006 (-0.7%)	≈ **1.992**
	N≥50	1.419 (7.2%)	1.544 (-1.0%)	≈ **1.528**	1.567 (2.4%)	1.613 (-0.5%)	≈ **1.605**
23개 우량자료	N<50	1.954 (5.0%)	2.080 (-1.1%)	≈ **2.057**	2.292 (2.1%)	2.356 (-0.7%)	≈ **2.341**
	N≥50	2.524(20.3%)	3.195 (-0.9%)	≈ **3.166**	1.836 (3.6%)	1.921 (-0.9%)	≈ **1.904**
34개 비우량자료	N<50	1.489 (6.2%)	1.599 (-0.7%)	≈ **1.587**	1.541 (2.6%)	1.591 (-0.5%)	≈ **1.582**
	N≥50	1.063 (4.2%)	1.120 (-1.0%)	≈ **1.109**	1.374 (1.7%)	1.407 (-0.6%)	≈ **1.398**
∵ MCS에 대한 결과에서 ≈는 $\beta = \Phi^{-1}(1-P_f)$의 관계식으로 부터 계산되는 근사치							

표 3.3.30 항타강관말뚝의 파괴확률 비교 (F.S.=3.0)

구분 / 분류		항타강관말뚝에 대한 P_f					
		정역학 지지력공식			N치를 이용한 경험식		
		MVFOSM	AFOSM	**MCS**	MVFOSM	AFOSM	**MCS**
57개 전부자료	N<50	≈ 0.044943 (-21.0%)	≈ 0.035851 (3.5%)	**0.037147**	≈ 0.025887 (-11.6%)	≈ 0.022428 (3.3%)	**0.023188**
	N≥50	≈ 0.077950 (-23.3%)	≈ 0.063214 (3.0%)	**0.063214**	≈ 0.058557 (-8.0%)	≈ 0.053372 (1.6%)	**0.054227**
23개 우량자료	N<50	≈ 0.025351 (-27.7%)	≈ 0.018763 (5.5%)	**0.019845**	≈ 0.010953 (-13.8%)	≈ 0.009236 (4.0%)	**0.009624**
	N≥50	≈ 0.005801 (-649.5%)	≈ 0.000699 (9.7%)	**0.000774**	≈ 0.033179 (-16.6%)	≈ 0.027366 (3.8%)	**0.028461**
34개 비우량자료	N<50	≈ 0.068244 (-21.3%)	≈ 0.054910 (2.4%)	**0.056244**	≈ 0.061658 (-8.6%)	≈ 0.055805 (1.7%)	**0.056785**
	N≥50	≈ 0.143891 (-7.6%)	≈ 0.131357 (1.7%)	**0.133672**	≈ 0.084721 (-4.6%)	≈ 0.079714 (1.6%)	**0.081025**
∵ ≈는 $P_f = \Phi(-\beta)$의 관계식으로 부터 계산되는 근사치							

라. 목표 신뢰도지수 결정

목표 신뢰도수준은 여러 가지 요인들로 인한 불확실성뿐만 아니라 현재의 설계 관행, 구조물의 파괴확률 요구수준, 경제·사회적 요인 등 다양한 원인에 의해 그 값을 결정하기가 어려우며 대상 구조물의 현재 신뢰성수준을 고려하여 공공의 합의를 이룰 수 있는 값이 도출되어야 한다.

구조공학 분야는 신뢰성 해석과 구조물 공용성 또는 성능기반 설계기법의 개발과 함께 다양한 구조물별 목표 신뢰도수준에 대한 연구가 수행되었으며 이를 간단히 소개하면 다음과 같다. Ellingwood 등(1980)은 금속구조물, 철근 콘크리트와 프리스트레스 콘크리트 구조물, 목재 구조물, 벽돌 구조물에 대한 신뢰도 수준 범위를 제안하였으며, 이를 기초로 한 구조물별 목표 신뢰도수준의 대표값은 표 3.3.31과 같다.

표 3.3.31 구조물별 목표 신뢰도지수 수준(Ellingwood 등, 1980)

구조물 종류	목표 신뢰도지수, β_T
빌딩 금속 부재(사하중, 활하중, 설하중)	3.0
빌딩 금속 부재(사하중, 활하중, 풍하중)	2.5
빌딩 금속 부재(사하중, 활하중, 설하중, 지진하중)	1.75
빌딩 금속 연결재(사하중, 활하중, 설하중)	4.0~4.5
빌딩 철근 콘크리트(사하중, 활하중, 설하중) - 연성 파괴 - 취성 파괴	 3.0 3.5

Wirsching(1984)는 API 시방서(API RP2A, 1989)의 고정식 해양구조물의 용접부재에 대한 목표 신뢰도지수 하한값을 2.5로 제안하였으며, Madsen 등(1986)은 캐나다의 National Building Code(1977)에 대해서 높은 신뢰도지수(4.0~4.75)를 제시하였고 노르웨이의 Building Regulations(1978)에 대한 목표 신뢰도지수는 파괴영향을 고려한 값(β_T =3.5~5.2)을 제시하였다. Melchers(1987)는 이차모멘트법을 적용하여 구조물의 강도기준과 하중조합의 함수로써 신뢰도수준을 결정하는 일반론적 방법론을 마련하였으며, Moses와 Verma(1987)는 교량설계기준의 보정을 위해서 부정정 교량(2.5~2.7)과 정정 교량(3.5)에 대한 목표 신뢰도수준을 제안하였다. 캐

나다 기준협회(Canadian Standard Association)에서는 해양 설비의 개발 설계 기준에 대한 목표 파괴확률을 제시하였는데(Mansour 등 1994), 구조물 수명에 큰 손실을 초래하거나 환경파괴 영향이 크게 예상되는 경우 $10^{-5}/year$, 구조물 수명에 작은 손실을 초래하거나 환경파괴 가능성이 낮을 경우 $10^{-3}/year$ 이다.

지반공학 분야에서도 건설·토목 구조물의 설계에 있어서 구조공학 및 지반공학의 체계적이고 일관된 수준의 기술기준 제고를 위한 많은 노력을 기울여 지역특성과 기초구조물의 특성을 모두 고려한 목표 신뢰도지수가 제안되었다. Meyerhof (1970)는 기초의 파괴확률 $10^{-3}\sim10^{-4}$을 제안하였으며, 이는 신뢰도지수(β) 3.0~3.6에 해당한다. Wu 등(1989)이 보고한 해양파일(offshore piles)의 파괴확률은 신뢰도지수(β) 2.0~3.0에 해당하는 값이며, Meyerhof (1970)와 Wu 등(1989)이 제안한 말뚝구조물 시스템의 파괴확률 0.005%는 신뢰도지수 4.0에 해당하는 값이다(Barker 등, 1991). Tang 등(1990)은 해양파일(offshore piles)의 경우 1.4~3.0 범위의 신뢰도지수를 갖는다고 보고하였으며, Barker 등(1991)이 제안한 항타말뚝에 대한 신뢰도지수는 표 3.3.32와 같다. 일반적으로 대수정규해석에 의해 1.5~2.8의 신뢰도지수(β)를 구할 수 있으므로 목표 신뢰도지수(β_T)는 2.5~3.0이 적절하다고 할 수 있다. 그러나 무리말뚝으로 시공되는 경우 무리효과를 고려하여 목표 신뢰도지수(β_T)를 2.0~2.5로 감소시킬 수 있다.

표 3.3.32 항타말뚝의 신뢰도지수(Barker 등, 1991)

사하중과 활하중의 비	신뢰도지수, β	
	대수정규 해석(Lognormal)	개선된 해석(Advanced)
1.00	1.6~2.8	1.6~3.0
3.69	1.7~3.1	1.8~3.3

Zhang 등(2001)은 일차신뢰도법(FORM)을 이용하여 전통적인 설계법으로 설계된 연직하중을 받는 무리말뚝의 신뢰도를 산정하였으며, 무리효과(group effects)와 시스템 효과(system effects)에 의해 무리말뚝의 파괴확률이 단말뚝의 파괴확률에 비해 $10^1\sim10^4$배 낮아질 수 있음을 해석적으로 분석하였다. 이 밖에도 여러 연구자들이 단말뚝과 무리말뚝 전체의 신뢰도수준을 비교, 분석하여 무리말뚝의 신뢰도수준을 높게 제안한 바 있다(Bea, 1983; Aggarwal 등, 1996; Bea 등, 1999; Eloseily

등, 2002; Zhao 등, 2003; McCabe 등, 2006; Rollins 등, 2006).

Paikowsky 등(2004)은 NCHRP 507 연구를 통해 기존의 여러 문헌연구를 바탕으로 신뢰도지수 2.0(p_f=2.3%), 2.5(p_f=0.6%), 3.0(p_f=0.1%)에 대해서 각각 저항계수를 산정한 뒤 단말뚝과 무리말뚝에 대한 목표 신뢰도지수를 제안하였으며 이는 AASHTO LRFD 교량설계기준(2007)에 반영되었다. NCHRP 507 연구에서 제안하는 목표신뢰도지수는 다음과 같다.

① 무리말뚝 효과를 기대할 수 있는 경우(5본 이상의 말뚝이 하나의 하부구조를 지지하는 경우) : 목표 신뢰도지수 = 2.33 (p_f=1.0%)

② 무리말뚝 효과를 기대할 수 없는 경우(4본 이하의 말뚝이 하나의 하부구조를 지지하는 경우) : 목표 신뢰도지수 = 3.0 (p_f=0.1%)

이상에서 설명한 바와 같이 국외 설계기준에서 제안하고 있는 말뚝에 대한 목표 신뢰도지수는 2.0~3.0 수준이다. 본 연구를 통해 항타강관말뚝과 현장타설말뚝의 국내 정재하시험 및 지반조사 자료를 대상으로 FORM과 MCS를 적용하여 분석한 신뢰도지수는 앞서 설명한 바와 같다. 항타강관말뚝의 경우 현장타설말뚝에 비해서 상대적으로 중요도가 낮은 구조물에 적용되며, 주로 무리말뚝으로 시공되기 때문에 구조물 전체의 파괴확률을 고려하여 현장타설말뚝보다 상대적으로 낮은 목표 신뢰도지수를 제안할 수 있다. 반면 현장타설말뚝은 주로 대구경으로 시공되며 중요도가 높은 구조물에 적용되고 항타강관말뚝에 비해서 보수적으로 설계되고 있으므로 상대적으로 높은 목표 신뢰도지수를 제안하도록 한다. 본 연구에서는 이를 토대로 국내 말뚝기초의 신뢰성 수준과 기초구조물 전체 시스템의 안전성, 국제적 신뢰성 요구기준 등을 종합적으로 고려하여 이에 부합하는 목표 신뢰도지수를 다음과 같이 결정하였고 이를 저항계수 산정에 적용하였다.

표 3.3.33 목표 신뢰도지수 결정

구 분	항타강관말뚝	현장타설말뚝
·무리말뚝으로 시공되는 경우 (5본 이상의 말뚝이 하나의 하부구조를 지지하는 경우)	2.0, 2.33	-
·단말뚝으로 시공되는 경우 (4본 이하의 말뚝 또는 단말뚝이 하나의 하부구조를 지지하는 경우)	2.5	3.0, 3.5

3. 저항계수 산정

신뢰성 해석 결과와 문헌 연구를 바탕으로 하여 선정한 목표 신뢰도지수에 대한 저항계수를 산정하였다. 신뢰성 해석 경우와 동일하게 미국 AASHTO LRFD 교량 설계기준(2007)의 하중조합 Case I 하중조합 및 하중 통계특성치를 적용하였다.

가. FORM에 의한 저항계수산정

(1) 항타강관말뚝

앞서 선정된 목표 신뢰도지수 2.0과 2.33(무리말뚝) 및 2.5(단말뚝)에 대한 저항계수를 산정하였다. 전체 57개 자료에 대해서 선단부 N치를 기준으로 N치 50미만인 경우(N<50)와 N치 50이상인 경우(N≥50)로 구분하여 분석을 수행하였다. 또한 신뢰성 분석과 마찬가지로 전체 자료 중 엄격한 관리 하에 수행된 신뢰성이 우수한 23개 자료와 그 외의 34개 자료에 대해서 구분하여 저항계수를 산정하고 전체 자료와 비교하였다. 이는 자료의 신뢰성과 정확성이 저항계수 산정 결과에 미치는 영향을 비교 분석하기 위함이다.

(가) 선단부 N치 50 미만인 경우

개발된 FORM 저항계수 산정 프로그램 'KRGCAL'을 이용하여 선단부 N치 50 미만의 자료에 대하여 정역학적 지지력공식의 저항계수를 산정하였고 그 결과는 표 3.3.34와 같다.

표 3.3.34 FORM에 의한 정역학적 지지력공식의 저항계수(N<50)

목표 신뢰도 지수	전체 자료			신뢰성 우수 자료			신뢰성 우수 제외 자료		
	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이
2.00	0.408	0.436	6.86	0.469	0.497	5.97	0.376	0.400	6.38
2.33	0.345	0.372	7.83	0.393	0.425	8.14	0.320	0.349	9.06
2.50	0.314	0.342	8.92	0.362	0.391	8.01	0.294	0.322	9.52

선단부 N치 50 미만인 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 저항계수는 목표 신뢰도지수 2.0, 2.33, 2.5에 대하여 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 각각 0.408, 0.345, 0.314, AFOSM으로 분석한 결과 각각 0.436, 0.372, 0.342로 산정되었다. 신뢰성이 우수한 자료의 저항계수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 0.469, 0.393, 0.362, AFOSM으로 분석한 결과 0.497, 0.425, 0.391로서 전체 자료에 비해서 15% 내외로 크게 산정되었다. 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 저항계수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 0.376, 0.320, 0.294, AFOSM 방법으로 분석한 결과 0.400, 0.349, 0.322로 산정되어 전체 자료에 비해서는 5%이상, 신뢰성이 우수한 자료에 비해서는 25% 내외로 작게 산정되었다. 자료의 신뢰성에 의한 저항계수 산정 결과 역시 유의할만한 차이를 나타냄을 확인하였다. AFOSM 방법 결과와 MVFOSM 방법 결과를 비교한 결과 두 방법 간 차이는 6.0%~9.5%로 나타났다. 그림 3.3.31은 전체 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 방법으로 산정된 저항계수이다.

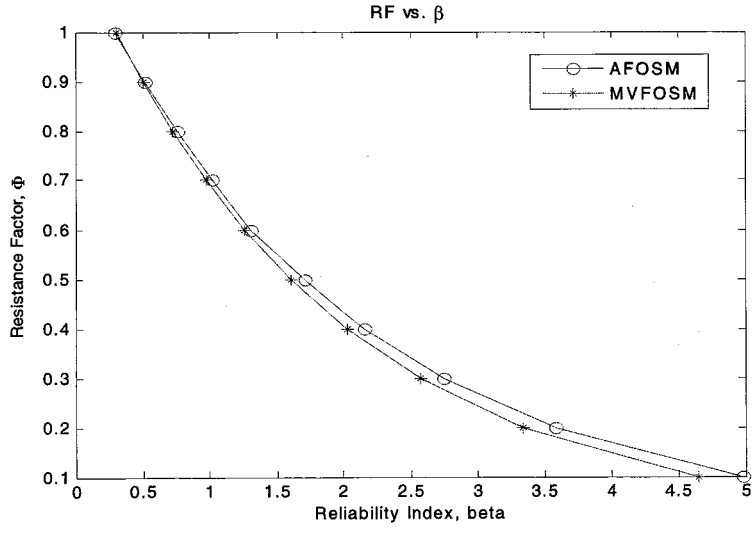


그림 3.3.31 전체 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 저항계수 산정 결과(N<50)

선단부 N치 50미만의 자료에 대하여 N치 경험식의 저항계수를 산정한 결과는 표 3.3.35와 같다.

표 3.3.35 FORM에 의한 N치 경험식의 저항계수(N<50)

목표 신뢰도 지수	전체 자료			신뢰성 우수 자료			신뢰성 우수 제외 자료		
	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이
2.00	0.462	0.481	4.11	0.596	0.621	4.19	0.354	0.370	4.52
2.33	0.367	0.385	4.90	0.467	0.488	4.50	0.284	0.298	4.93
2.50	0.326	0.345	5.83	0.410	0.433	5.61	0.256	0.271	5.86

선단부 N치 50 미만인 자료에 대한 N치 경험식의 저항계수는 목표 신뢰도지수 2.0, 2.33, 2.5에 대하여 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 각각 0.462, 0.367, 0.326, AFOSM으로 분석한 결과 각각 0.484, 0.385, 0.345로 산정되었다. 신뢰성이 우수한 자료의 저항계수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 0.596, 0.467, 0.410, AFOSM으로 분석한 결과 0.621, 0.488, 0.433으로서 전체 자료에 비해서 30% 내외로 상당히 크게 산정되었다. 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 저항계수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 0.354, 0.284, 0.256, AFOSM 방법으로 분석한 결과 0.370, 0.298, 0.271로 산정되어 전체 자료에 비해서는 30% 정도, 신뢰성이 우수한 자료에 비해서는 70% 내외로 상당히 작게 산정되었다. 정역학적 지지력공식에 비해서 자료의 신뢰성에 의한 저항계수 산정 결과 차이는 더 크게 나타났는데 이는 정역학적 지지력공식에 비해서 저항편향계수의 평균 및 변동계수 차이가 더 크게 산정되었기 때문이다. AFOSM 방법 결과와 MVFOSM 방법 결과를 비교한 결과 두 방법 간 차이는 4.1%~5.9%로 나타났다. 그림 3.3.32는 전체 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 방법으로 산정된 저항계수이다.

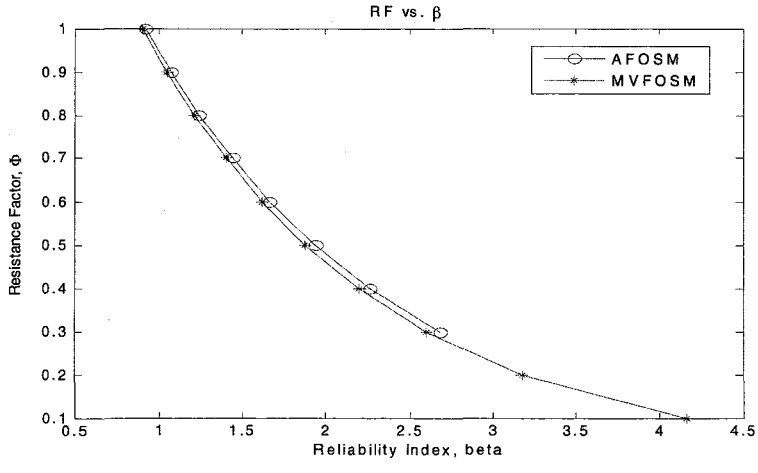


그림 3.3.32 전체 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 저항계수 산정 결과(N<50)

(나) 선단부 N치 50 이상인 경우

개발된 FORM 저항계수 산정 프로그램 'KRGCAL'을 이용하여 선단부 N치 50 이상의 자료에 대하여 정역학적 지지력공식의 저항계수를 산정한 결과는 표 3.3.36과 같다.

표 3.3.36 FORM에 의한 정역학적 지지력공식의 저항계수(N≥50)

목표 신뢰도 지수	전체 자료			신뢰성 우수 자료			신뢰성 우수 제외 자료		
	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이
2.00	0.371	0.397	7.01	0.565	0.641	13.45	0.294	0.314	6.80
2.33	0.319	0.351	10.03	0.509	0.591	16.11	0.252	0.270	7.14
2.50	0.295	0.327	10.85	0.483	0.568	17.60	0.230	0.249	8.26

선단부 N치 50 이상인 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 저항계수는 목표 신뢰도지수 2.0, 2.33, 2.5에 대하여 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 각각 0.371, 0.319, 0.295, AFOSM으로 분석한 결과 각각 0.397, 0.351, 0.327로 산정되었다. 신뢰성이 우수한 자료의 저항계수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 0.565, 0.509, 0.483, AFOSM으로 분석한 결과 0.641, 0.591, 0.568로서 전체 자료에 비해서 60% 내외로 상당히 크게 산정되었다. 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 저항계수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 0.294, 0.252, 0.230, AFOSM 방법으로 분석한 결과 0.314, 0.270, 0.249로 산정되어 전체 자료에 비해서는 25%이상, 신뢰성이 우수한 자료에 비해서는 90% 이상 아주 작게 산정되었다. 선단부 N치 50 미만 자료에 비해서 자료의 신뢰성에 의한 저항계수 산정 결과가 더욱 크게 나타났는데 이는 신뢰성이 우수한 자료의 저항편향계수의 평균이 가장 클뿐만 아니라 변동계수가 가장 작게 산정되었기 때문이다. AFOSM 방법 결과와 MVFOSM 방법 결과를 비교한 결과 두 방법 간 차이는 6.8%~17.6%로 나타났으며, 저항편향계수의 변동계수가 가장 작게 산정된 신뢰성이 우수한 자료에서 그 차이는 더욱 크게 나타났다. 그림 3.3.33은 전체 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 방법으로 산정된 저항계수이다.

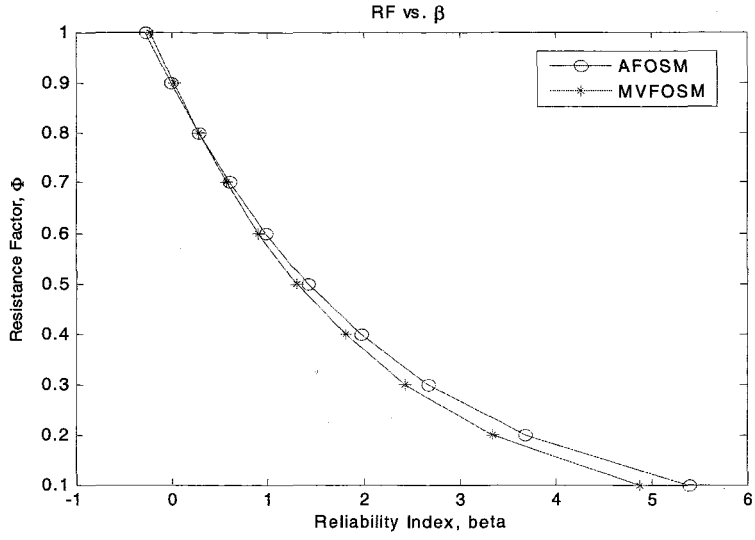


그림 3.3.33 전체 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 FORM 저항계수 산정 결과(N≥50)

선단부 N치 50이상의 자료에 대하여 N치 경험식의 저항계수 산정 결과는 표 3.3.37과 같다.

표 3.3.37 FORM에 의한 N치 경험식의 저항계수(N≥50)

목표 신뢰도 지수	전체 자료			신뢰성 우수 자료			신뢰성 우수 제외 자료		
	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이
2.00	0.357	0.372	4.20	0.436	0.460	5.50	0.302	0.316	4.64
2.33	0.283	0.296	4.59	0.359	0.381	6.13	0.242	0.254	4.96
2.50	0.254	0.268	5.51	0.324	0.348	7.41	0.211	0.224	6.16

선단부 N치 50 이상인 자료에 대한 N치 경험식의 저항계수는 목표 신뢰도지수 2.0, 2.33, 2.5에 대하여 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 각각 0.357, 0.283, 0.254, AFOSM으로 분석한 결과 각각 0.372, 0.296, 0.268로 산정되었다. 신뢰성이 우수한 자료의 저항계수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 0.436, 0.359, 0.324, AFOSM으로 분석한 결과 0.460, 0.381, 0.348로서 전체 자료에 비해서 20% 이상 크게 산정되었다. 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 저항계수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 0.302, 0.242, 0.211, AFOSM 방법으로 분석한 결과 0.316, 0.254, 0.224로 산정되어 전체 자료에 비해서는 15%이상, 신뢰성이 우수한 자료에 비해서는

45% 내외로 상당히 작게 산정되었다. 선단부 N치 50 미만 자료와 마찬가지로 자료의 신뢰성에 의한 저항계수 차이가 크게 나타났다. AFOSM 방법 결과와 MVFOSM 방법 결과를 비교한 결과 두 방법 간 차이는 4.2%~7.4%로 나타났으며, 저항편향계수의 변동계수가 가장 작게 산정된 신뢰성이 우수한 자료에서 그 차이는 상대적으로 크게 나타났다. 그림 3.3.34는 전체 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 방법으로 산정된 저항계수이다.

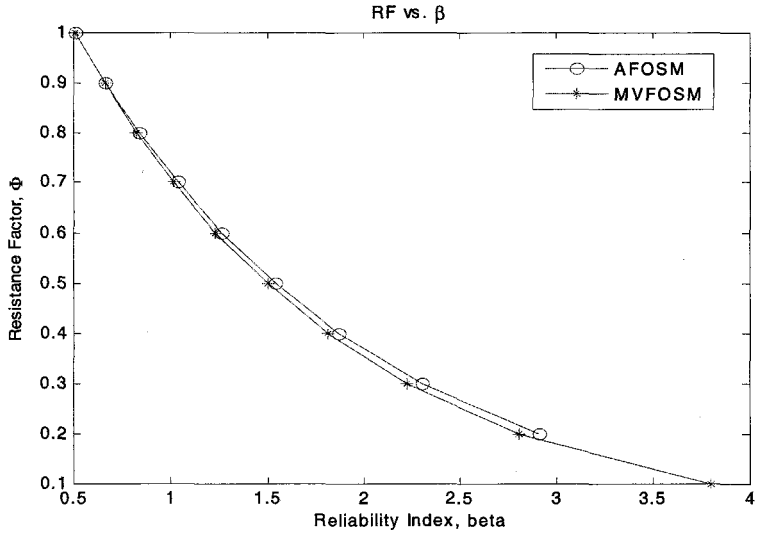


그림 3.3.34 전체 자료에 대한 N치 경험식의 FORM 저항계수 산정 결과(N≥50)

(2) 현장타설말뚝

현장타설말뚝에 대한 신뢰성 해석과 저항계수 산정은 불충분한 재하시험 자료에 근거하여 시행되는 것임을 고려하여 다소 보수적인 판단이 필요하다. 앞서 선정된 목표 신뢰도지수 3.0과 3.5에 대한 다섯 가지 지지력 설계법의 저항계수를 산정하였다.

(가) 일축압축강도를 이용한 설계법

개발된 FORM 저항계수 산정 프로그램 'KRGCAL'을 이용하여 암의 일축압축강도를 이용한 세 가지 설계법(Carter and Kulhawy 공식, AASHTO 공식, FHWA 방법)의 저항계수를 산정하였고 그 결과는 표 3.3.38과 같다.

표 3.3.38 FORM에 의한 일축압축강도 이용 설계법 저항계수

목표 신뢰도 지수	C&K Method			AASHTO Method			FHWA Method		
	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이
3.0	0.637	0.699	9.73	0.471	0.515	9.34	0.187	0.202	8.02
3.5	0.479	0.541	12.94	0.355	0.393	10.70	0.147	0.164	11.56

암의 일축압축강도를 이용한 세 가지 설계법 중 Carter and Kulhawy 공식의 저항계수는 목표 신뢰도지수 3.0, 3.5에 대하여 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 각각 0.637, 0.479, AFOSM으로 분석한 결과 각각 0.699, 0.541로서 가장 크게 산정되었다. AASHTO 공식의 저항계수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 각각 0.471, 0.355, AFOSM으로 분석한 결과 각각 0.515, 0.393으로 산정되었다. FHWA 방법의 저항계수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 각각 0.187, 0.147, AFOSM으로 분석한 결과 각각 0.202, 0.164로서 가장 낮게 산정되었다. FHWA 방법은 저항편향계수 분석 결과 평균값이 가장 낮았고 변동계수가 크게 산정되었기 때문에 저항계수가 가장 낮게 나타났다.

AFOSM 방법 결과와 MVFOSM 방법 결과를 비교한 결과 두 방법 간 차이는 8.0%~12.9%로 나타났으며, 저항편향계수의 변동계수가 가장 작게 산정된 Carter and Kulhawy 공식에서 그 차이는 상대적으로 크게 나타났다. 그림 3.3.35~그림 3.3.37은 각각 Carter and Kulhawy 공식, AASHTO 공식, FHWA 방법에 대한 FORM 방법으로 산정된 저항계수이다.

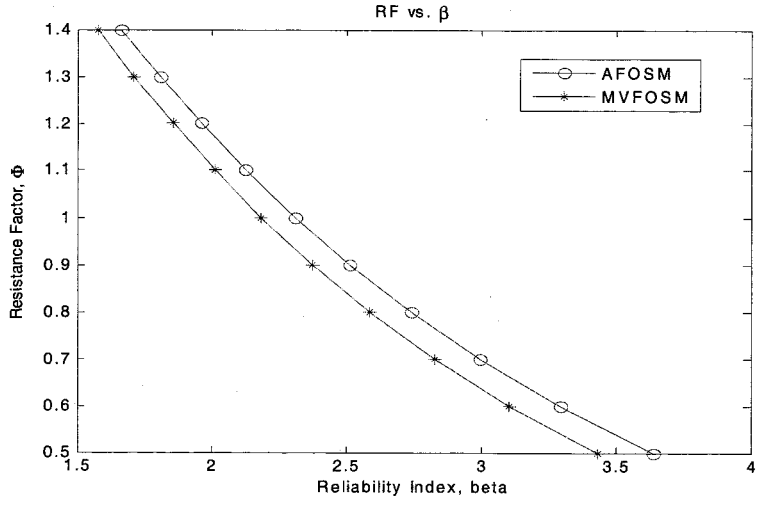


그림 3.3.35 FORM에 의한 Carter and Kulhawy 공식 저항계수

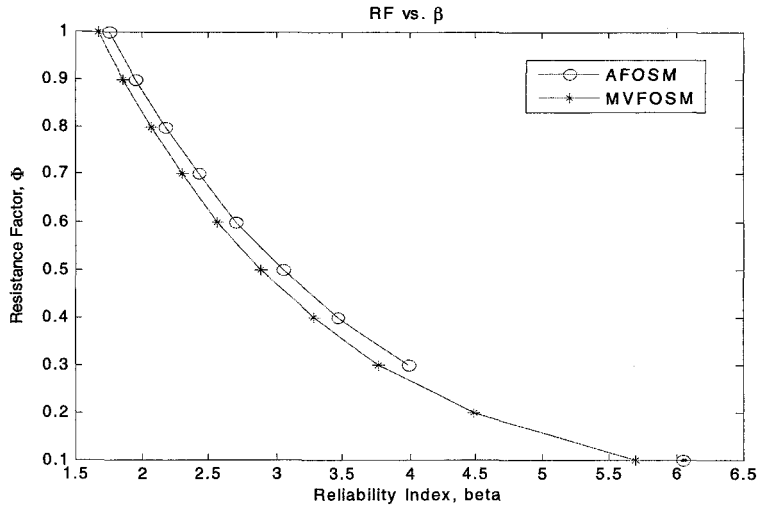


그림 3.3.36 FORM에 의한 AASHTO 공식 저항계수

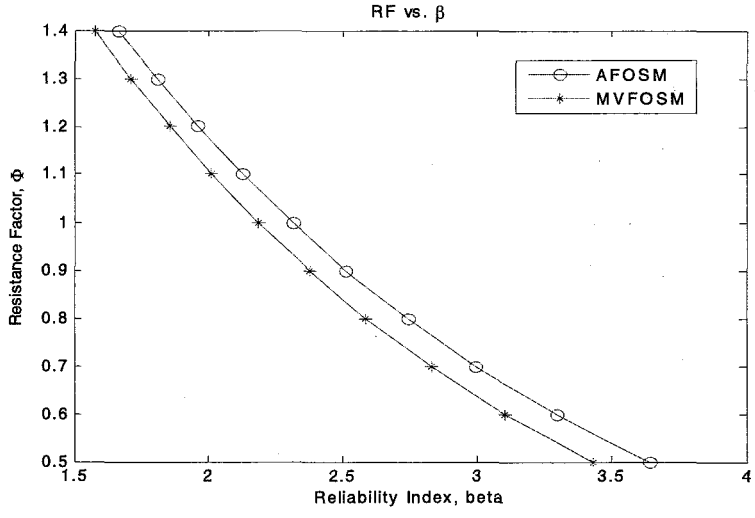


그림 3.3.37 FORM에 의한 FHWA 공식 저항계수

(나) 표준관입시험 N치를 이용한 설계법

표준관입시험 N치를 이용한 두 가지 설계법(Meyerhof 공식, 비점성 IGM 공식)의 저항계수를 산정한 결과는 표 3.3.39와 같다.

표 3.3.39 FORM에 의한 N치 설계법 저항계수

목표 신뢰도 지수	Meyerhof Method			비점성 IGM Method		
	MVFOSM	AFOSM	% 차이	MVFOSM	AFOSM	% 차이
3.0	0.458	0.499	8.95	0.363	0.385	6.06
3.5	0.348	0.387	11.21	0.262	0.276	5.34

표준관입시험 N치를 이용한 설계법 중 Meyerhof 공식의 저항계수는 목표 신뢰도지수 3.0, 3.5에 대하여 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 각각 0.458, 0.348, AFOSM으로 분석한 결과 각각 0.499, 0.387로서 비점성 IGM 공식에 비해 상대적으로 크게 산정되었다. 비점성 IGM 공식의 저항계수는 MVFOSM 방법으로 분석한 결과 각각 0.363, 0.262, AFOSM으로 분석한 결과 각각 0.385, 0.276이었다. 암의 일축압축강도를 이용한 설계법과 비교했을 때 저항계수의 크기는 Carter and Kulhawy 공식, AASHTO 공식, Meyerhof 공식, 비점성 IGM 공식, 그리고 FHWA 방법 순으로 크게 나타났다.

AFOSM 방법 결과와 MVFOSM 방법 결과를 비교한 결과 두 방법 간 차이는 6.1%~11.2%로 나타났으며, 모든 경우에 있어 간편 신뢰성 해석방법인 MVFOSM과 개선된 정확한 해석기법인 AFOSM의 해석 결과는 무시할 수 없는 오차를 보임을 알 수 있다. 또한 저항편향계수의 변동계수가 작은 경우에서 그 오차는 더욱 커짐을 확인하였다.

그림 3.3.38, 그림 3.3.39는 각각 대한 Meyerhof 공식, 비점성 IGM 공식의 FORM 방법으로 산정된 저항계수이다.

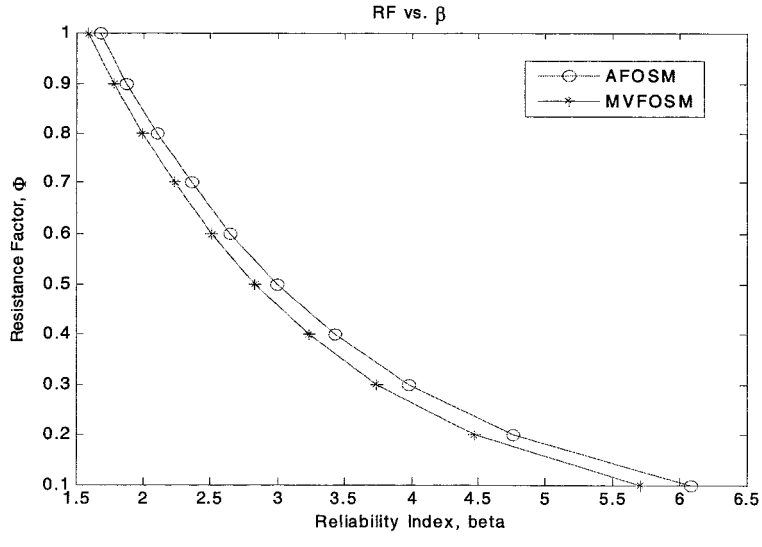


그림 3.3.38 FORM에 의한 Meyerhof 공식 저항계수

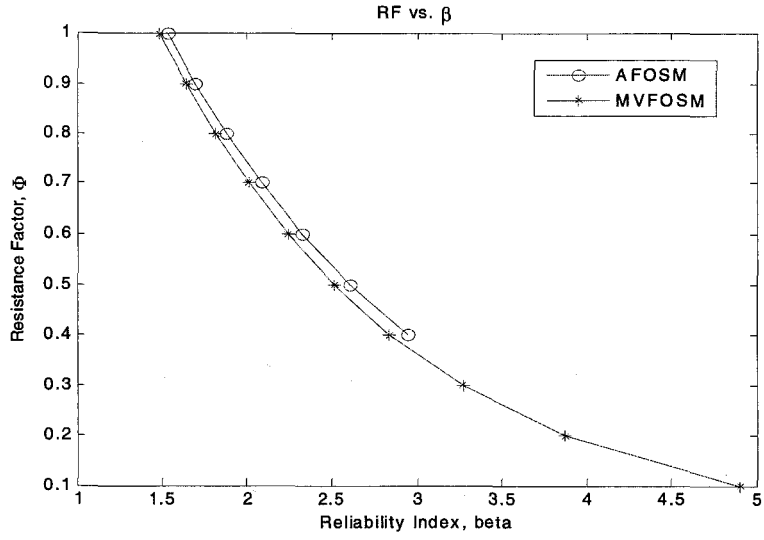


그림 3.3.39 FORM에 의한 비점성 IGM 공식 저항계수

그림 3.3.36과 그림 3.3.39에서 AASHTO 공식과 비점성 IGM 공식에 대한 AFOSM 해석은 낮은 저항계수 범위에서는 수렴하지 않았다. 이는 한계상태함수가 비선형 함수임에 기인하며 이 경우 저항계수 산정은 근사치가 된다.

나. MCS에 의한 저항계수 산정

결정된 목표신뢰도지수에 대해서 MCS기반의 저항계수 산정 프로그램 "MCS-CAL"을 이용한 보정을 통하여 저항계수를 산정하였다. 하중통계치 및 하중조합은 신뢰성 분석과 동일한 값을 적용하였다.

(1) 항타강관말뚝

선정된 목표 신뢰도지수인 2.0과 2.33(무리말뚝) 및 2.5(단말뚝)에 대응하는 목표 파괴확률은 각기 0.02275와 0.00990 및 0.00621이며 이에 대하여 MCS 기반 저항계수 산정 프로그램을 이용하여 저항계수를 산정하였다.

(가) 정역학적 지지력공식의 저항계수

정역학적 지지력공식에 대한 항타강관말뚝의 저항계수 결과는 표 3.3.40과 같다.

목표 신뢰도지수 2.0, 2.33. 2.5에 대해서 전체 자료에 대한 저항계수는 선단부 N치 50미만인 경우가 N치 50이상인 경우보다 크게 나타났으나 신뢰성이 우수한 자료에 대한 저항계수는 반대로 선단부 N치 50이상인 경우가 더 크게 나타났다. 신뢰성이 우수한 자료는 전체 자료에 비해서 최소 10%이상 저항계수가 크게 산정되었고 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 경우 저항계수는 전체 자료에 비해서 10% 내외로 작게 산정되었다.

표 3.3.40 MCS에 의한 정역학적 지지력공식의 항타강관말뚝 저항계수

구 분	선단 N치 50미만 (N<50)			선단 N치 50이상 (N≥50)		
목표파괴확률 P_T, ($\approx \beta_T$)	전체	신뢰성우수	신뢰성우수 제외	전체	신뢰성우수	신뢰성우수 제외
0.02275 ($\beta_T \approx 2.00$)	0.431	0.490	0.403	0.390	0.636	0.310
0.00990 ($\beta_T \approx 2.33$)	0.365	0.419	0.347	0.345	0.587	0.265
0.00621 ($\beta_T \approx 2.50$)	0.337	0.386	0.322	0.322	0.564	0.244

(나) N치 경험식의 저항계수

N치를 이용한 경험식에 대한 항타강관말뚝의 저항계수 결과는 표 3.3.41과 같다. 선단부 N치 50미만의 자료에 대한 저항계수가 선단부 N치 50이상의 자료에 대한 저항계수보다 크게 나타났다. 정역학적 지지력공식과 마찬가지로 신뢰성이 우수한 자료의 저항계수가 전체 자료의 저항계수보다 20%이상 크게 나타났고 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 저항계수는 전체 자료의 저항계수보다 20%내외로 작게 나타났다.

표 3.3.41 MCS에 의한 N치 경험식의 항타강관말뚝 저항계수

구 분	선단 N치 50미만 (N<50)			선단 N치 50이상 (N≥50)		
목표파괴확률 P_T, ($\approx \beta_T$)	전체	신뢰성우수	신뢰성우수 제외	전체	신뢰성우수	신뢰성우수 제외
0.02275 ($\beta_T \approx 2.00$)	0.477	0.616	0.366	0.367	0.455	0.313
0.00990 ($\beta_T \approx 2.33$)	0.380	0.482	0.300	0.290	0.376	0.247
0.00621 ($\beta_T \approx 2.50$)	0.340	0.428	0.265	0.264	0.344	0.220

적용 설계식에 대한 비교를 위해 선단부 N치가 50미만의 항타강관말뚝 재하시험 자료에 대하여 산정된 저항계수 결과를 살펴하면, 목표 신뢰도지수 2.0, 2.33 및 2.5 모두에 대해서 N치를 이용한 경험식의 저항계수가 더 크게 나타났다. 그러므로 N치를 이용한 경험식의 신뢰수준이 정역학적 지지력공식 보다 높은 것을 의미한다. 이에 반해 선단부 N치가 50이상인 항타강관말뚝 재하시험 자료에 대한 저항계수 결과는 반대의 경향을 나타낸다. 즉 목표 신뢰도지수 2.0, 2.33 및 2.5 모두에 대해서 정역학적 지지력공식의 저항계수가 더 크게 나타나므로, 선단부 N치가 50이상의 경우는 정역학적 지지력공식의 신뢰수준이 N치를 이용한 경험식보다 높은 것으로 판단된다.

(2) 현장타설말뚝

현장타설말뚝에 대한 신뢰성해석과 저항계수 산정은 불충분한 재하시험 자료에 근거하여 시행되는 것임을 전제로 다소 보수적인 판단이 필요하다. 앞서 선정된 목표 신뢰도지수 3.0 (무리말뚝)과 3.5 (단말뚝)에 대응하는 목표 파괴확률은 각기 0.00135와 0.00023이며, 그들에 대하여 MCS 기반 저항계수 산정 프로그램을 이용하여 저항계수를 산정하였다. 또한 본 연구에서의 현장타설말뚝에 대한 저항계수의 산정도 이전의 신뢰성해석과 마찬가지로 대표적 설계지지력 결정법인 세 종류의 일축압축강도를 이용한 설계법과 두 종류의 표준관입시험 N값을 이용한 설계법의 총 다섯 경우에 대하여 수행하였다.

(가) 일축압축강도를 이용한 설계법

일축압축강도를 이용한 세 가지의 설계법에 대해서 MCS에 의한 저항계수 산정 결과는 표 3.3.42와 같다. 목표 신뢰도지수 3.0과 3.5에 모두에서 Carter and Kulhawy 공식, AASHTO 공식 그리고 FHWA 방법 순으로 저항계수가 크게 나타났으며, 특히 상대적으로 두 방법에 비해 FHWA에 의한 저항계수 값은 상당히 작게 산정되었다. 이는 FHWA 방법에 의한 극한지지력 평가의 신뢰도가 상당히 낮은 데 기인한다. MVFOSM 방법과 MCS 방법에 따른 세 방법의 차이는 9.0%~10.1%, 8.2%~9.7%, 그리고 8.0%~9.1%로 나타났으며, 이전의 결과와 일관되게 MCS 방법에 의한 저항계수가 더 크게 나타났다.

표 3.3.42 MCS에 의한 현장타설말뚝 저항계수 (일축압축강도 이용 설계법)

구 분	Carter and Kulhawy			AASHTO			FHWA		
목표파괴확률 P_T, ($\approx \beta_T$)	MVFOSM	MCS	차이 (%)	MVFOSM	MCS	차이 (%)	MVFOSM	MCS	차이 (%)
0.00135 ($\beta_T \approx 3.0$)	0.637	0.700	9.0	0.471	0.511	8.2	0.187	0.200	8.0
0.00023 ($\beta_T \approx 3.5$)	0.479	0.537	10.1	0.355	0.390	9.7	0.147	0.154	9.1

(나) 표준관입시험 (SPT) N값을 이용한 경우

두 가지 표준관입시험(SPT) N값을 이용하는 설계법에 대한 저항편향계수의 통계특성치를 적용하여 MCS 기반 신뢰성해석을 수행한 결과를 아래 표 3.3.43에 제시하였다. 목표 신뢰도지수 3.0과 3.5에 모두에서 Meyerhof 공식에 의한 저항계수가 비점성 IGM 공식에 의한 저항계수 보다 크게 나타났다. 또한 MVFOSM 방법과 MCS 방법에 따른 두 방법의 차이는 Meyerhof (1976)의 경우 8.6%~9.7% 그리고 비점성 IGM 공식의 경우에서는 6.5%~7.2%로 나타났으며, 역시 MCS 방법에 의한 저항계수가 더 크게 나타났다.

표 3.3.43 MCS에 의한 현장타설말뚝 저항계수 (N치 설계법)

구 분	Meyerhof method			비점성 IGM method		
목표파괴확률 P_T, ($\approx \beta_T$)	MVFOSM	MCS	차이(%)	MVFOSM	MCS	차이(%)
0.00135 ($\beta_T \approx 3.0$)	0.458	0.509	8.6	0.363	0.388	7.2
0.00023 ($\beta_T \approx 3.5$)	0.348	0.390	9.7	0.276	0.275	6.5

다. 직접확대기초의 저항계수 산정

직접확대기초에 대한 실물 재하시험 자료는 국내에 거의 전무한 실정이며, 국외 선진국들의 경우에도 신뢰성 해석을 수행할 만큼 충분한 양의 자료가 없는 현실이다. 실물 재하시험 자료가 없을 경우 신뢰성 분석에 근거한 저항계수의 산정은 불가능하므로, 본 연구에서는 통상적으로 국내 직접확대기초의 설계 및 시공에 적용되는 안전율에 부합되는 저항계수를 산정하고 미국 AASHTO LRFD 교량 설계기

준에 채택된 직접확대기초에 대한 저항계수 산정 방식을 참고하여 국내 직접확대기초에 대한 저항계수를 제시하고자 하였다.

직접확대기초에 대한 허용응력설계법(ASD) 및 하중저항계수설계법(LRFD)의 식은 다음과 같다.

$$\frac{R_n}{FS} \geq \Sigma Q_i \tag{3.3.5}$$

$$R_r = \Phi R_n \geq \Sigma \eta_i \gamma_i Q_i \tag{3.3.6}$$

여기서, R_n= 저항, FS= 안전율, 그리고, $\sum Q_i$= 하중의 합, Φ= 저항계수, R_r= 계수적용 후의 저항값, γ_i= 하중계수, 그리고, η_i 는 중복계수로서 통상 1.0이다.

가장 보수적인 하중조합인 사하중과 활하중만을 고려하는 AASHTO 강도설계 하중조합 I의 경우를 적용하면 식 (3.3.5)와 (3.3.6)으로부터 다음의 식이 유도된다.

$$\Phi = \frac{\gamma_D \, QD/QL + \gamma_L}{FS\,(QD/QL + 1)} \tag{3.3.7}$$

여기서, QD=사하중, QL=활하중이고 QD/QL은 경간장의 함수로써 QD/QL= 0.0576L (L=경간장, m) 이다. γ_D 및 γ_L은 사하중계수 및 활하중계수로서 각각 1.25 및 1.75의 값을 가진다. 따라서 QD/QL 값이 정해지면 안전율에 대한 저항계수(ϕ)가 구해진다. 이것은 가장 간편하게 저항계수를 계산할 수 있는 방법이나 이렇게 구한 저항계수들은 구조물의 신뢰성이나 파괴확률에 대해서 의미를 부여하지 못한다. 식 (3.3.7)에 의해 표 3.3.44와 같이 저항계수를 산정하였다.

표 3.3.44 안전율 보정법으로 산정한 저항계수

안전율 (SF)	저항계수					
	$\frac{QD}{QL}=1.0$	$\frac{QD}{QL}=1.5$	$\frac{QD}{QL}=2.0$	$\frac{QD}{QL}=2.5$	$\frac{QD}{QL}=3.0$	$\frac{QD}{QL}=4.0$
1.5	1.00	0.97	0.94	0.93	0.92	0.90
2.0	0.75	0.73	0.71	0.70	0.69	0.68
2.5	0.60	0.58	0.57	0.56	0.55	0.54
3.0	0.50	0.48	0.47	0.46	0.46	0.45
3.5	0.43	0.41	0.40	0.40	0.39	0.39
4.0	0.38	0.36	0.35	0.35	0.34	0.34

표 3.3.45의 온타리오 고속도로 교량 설계기준(MOT, 1992)은 지반의 저항에 따라 직접확대기초의 저항계수로서 0.5~0.8의 값을 제시하고 있다. 그러나 캐나다 교량코드(1992)에서는 LRFD 설계법을 적용하고 있지 않으며 단지 점착력에 0.5, 내부마찰각에 0.8의 계수를 적용하여 설계하도록 하고 있다 (Goble, 1999).

표 3.3.46은 유럽지역에서 적용되는 Eurocode 7 (1994)에 포함된 저항계수를 보여준다. Eurocode 7 (1994)에는 세 가지 하중 및 저항계수의 조합이 주어지며 저항계수는 지반정수에 직접 적용된다. 표 3.3.47과 표 3.3.48에 제시된 덴마크 기준(1985)와 호주 교량코드(1992) 모두 Eurocode 7 (1994)과 마찬가지로 부분계수를 적용하고 있으며 특히 덴마크 코드(1985)는 기존의 설계 관행에 대한 직접적인 상호관계에 의해 산정되었다.

표 3.3.45 직접확대기초의 저항계수(MOT, 1992)

Type	Resistance Factor
Bearing resistance	0.5
Horizontal shear resistance	
a) Calculated based on $\tan\Phi'$ or $\tan\Phi_u$	0.8
b) Calculated based on c' or c_u	0.5
Horizontal passive resistance	0.5

표 3.3.46 직접확대기초의 저항계수(CEN, 1994)

CASE	Actions			Ground Properties			
	Permanent		Variable				
	Unfavourable	Favourable	Unfavourable	tanΦ	c′	c_u	q_u^*
A	1.00	0.95	1.50	0.91	0.77	0.83	0.83
B	1.35	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.00	1.00	1.30	0.80	0.63	0.71	0.71

q_u^*: 토사나 암의 일축압축강도

표 3.3.47 직접확대기초의 저항계수(Danish code, 1985)

Partial Coefficient	Safety Class	
	Normal	High
γ_Φ tangent of angle of internal friction	0.83	0.77
γ_c^* cohesion(load carrying capacity of foundations)	0.56	0.50
γ_c^{**} cohesion(Stability and earth pressure)	0.67	0.61

표 3.3.48 직접확대기초의 저항계수(AUSTROADS, 1992)

Material factor for ultimate limit state	Values
Ultimate resistance of shallow footings on cohesionless soils where SPT(N) values are used	0.5
Ultimate resistance of shallow footings on cohesionless soils where CPT(N) values are used	0.6

도로교설계기준(건설교통부, 2001)에는 직접확대기초의 연직 허용지지력 계산시 토사와 암반의 경우 모두 최소 안전율 3.0을 규정하고 있고 수평 허용지지력에 대해서는 최소 안전율 1.5를 규정하고 있다. 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에는 토사의 경우 사하중과 최대 활하중에 대해서는 3.0을 적용하고 활하중의 일부가 일시적으로 작용할 때는 2.0을 적용한다고 규정하고 있다. 또한 암반의 지지력의 경우에는 경험적인 허용지지력을 적용할 수 있다고 규정하고, 평판재하시험에 의한 허용지지력 산정의 경우에는 항복 하중을 안전율 2.0으로 나눈 값과 극한지지력을 안전율 3.0으로 나눈 값 중 작은 값을 취하도록 하고 있다. 따라서 수평 슬라이딩에 대해서 안전율 1.5를 적용하면 저항계수는 1.0 에서 0.9 정도의 값이 되고, 연직 지지력에 대해서 안전율 3.0을 적용하면 저항계수는 0.45 에서 0.50 정도의 값이 구해진다.

미국 AASHTO LRFD 교량 설계기준은 Barker 등(1991)이 발표한 NCHRP 343 보고서에 근거하여 직접확대기초에 대해 표 3.3.49와 같은 저항계수들을 제시하고 있다. 이는 저항계수 산정시 부분적인 신뢰성 해석기법과 안전계수 보정법이 병행하여 적용되었다. 이후 AASHTO LRFD 교량 설계기준의 하중계수들의 변화에 따라 일부 수정되어 현재에 이르렀다.

표 3.3.49 직접확대기초의 저항계수 (AASHTO, 2007)

Method/Soil/Condition			Resistance Factor(ϕ)
Bearing Resistance	ϕ_b	Theoretical method (*Munfakh et al., 2001*), in clay	0.50
		Theoretical method (*Munfakh et al., 2001*), in sand, using CPT	0.50
		Theoretical method (*Munfakh et al., 2001*), in sand, using SPT	0.45
		Semi-empirical methods (*Meyerhof, 1957*), all soils	0.45
		Footings on rock	0.45
		Plate Load Test	0.55
Sliding	ϕ_τ	Precast concrete placed on sand	0.90
		Cast-in-Place Concrete on sand	0.80
		Cast-in-Place or precast Concrete on Clay	0.85
		Soil on soil	0.90
	ϕ_{ep}	Passive earth pressure compononent of sliding resistance	0.50

표 3.3.49에서 계산식으로 구한 연직지지력에 대한 저항계수는 0.45 또는 0.50으로서 이 값들은 앞서 설명한 안전계수 보정법에 의한 저항계수들과 일치한다(안전계수=3.0). 평판재하시험으로 구한 연직지지력에 대한 저항계수는 계산식으로 구한 경우보다 조금 큰 0.55로서 논리적으로 합당하다. 슬라이딩에 대한 저항계수는 0.8 에서 0.9로 안전계수 보정법에 의한 저항계수 값들과 크게 차이가 없다. 수평지지력 계산에 있어 수동 토압에 대한 저항계수는 0.5로서 이 값은 신뢰성 해석 과정 없이 구해진 것이다. NCHRP 343에서 수행된 신뢰성 해석에는, 저항 즉 기초의 지지력 산정시 내재하는 여러 가지 오차의 근원을 분석하고 그 각각의 근원이 초래하는 저항의 편향계수를 문헌조사 또는 재하시험 자료를 통해 구하여 이들을 종합

한 값을 저항의 통계 특성치로 사용하였다. 또 신뢰성 해석에 근거한 직접확대기초의 저항계수 산정시 목표 신뢰도지수를 3.0~3.5를 적용하였다. NCHRP 343에서 적용했던 몇 가지 토질 정수들과 그 측정 방법에 대한 저항편향계수 통계 특성치들은 표 3.3.50과 같다.

표 3.3.50 토질 정수들의 저항편향계수 통계 특성치

토질 정수	평균	변동계수
표준관입시험에 의한 지지력	1.3	0.60
콘관입시험에 의한 지지력	1.0	0.40
내부마찰각 (삼축압축 또는 직접전단시험)	1.0	0.10
점착력 (삼축압축 또는 직접전단시험)	1.0	0.40
벽 마찰각	1.0	0.20
토압 계수	1.0	0.15

표 3.3.49과 표 3.3.50을 근거로 본 연구에서 제안하고자 하는 직접확대기초에 대한 저항계수는 표 3.3.51과 같다.

표 3.3.51 직접확대기초 저항계수

구 분	조 건	저항계수(ϕ)
연직지지력	정역학적 공식에 의한 지지력	0.45
	평판재하시험에 의한 지지력	0.55
횡방향 지지력	슬라이딩	0.80
	수동토압	0.50

라. 저항계수의 결정

(1) 항타강관말뚝

앞 절에서 FORM 및 MCS 해석기법을 이용하여 항타강관말뚝의 정역학적 지지력 설계법에 대한 저항계수를 산정하였다. 구조물기초 설계기준에서 제안하고 있는

두 가지 정역학적 지지력 설계법을 적용하였으며, 말뚝의 하중전이 시험 자료가 없음으로 인해 주면과 선단지지력을 분리할 수 없어 전체 지지력에 대한 분석을 수행하였다. 지반 특성에 따른 말뚝의 지지력 거동을 고려하기 위해서 선단부 N치 50을 기준으로 자료를 두 그룹으로 분류하였다(N<50, N≥50).

신뢰성 분석에 적용된 전체 57개 재하시험 자료와 함께 엄격한 관리 하에 수행된 신뢰성이 우수한 23개 시험자료와 전체 자료 중 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 34개 시험자료에 대해서 함께 저항계수를 산정하였다. 이를 통해 자료의 신뢰성과 정확성에 의한 저항계수 산정 결과의 차이를 비교·분석하였다. 전체 자료에 비해서 신뢰성이 우수한 자료의 저항계수는 최소한 10% 이상 크게 나타났고 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 저항계수는 전체 자료에 비해서 10% 이상 작게 나타남으로써 자료의 신뢰성에 의해서 유의할만한 수준 이상으로 저항계수의 차이가 발생함을 확인하였다. 따라서 분석 자료의 신뢰성이 확보되고 조사, 분석의 정확성에 기초한 자료를 대상으로 저항계수를 산정한 LRFD 설계법이 개발되고 개선된다면 기존 허용응력설계법에 비해서 확실히 경제적이고 더 안전하며 위험도의 정량적 평가가 가능함을 예상할 수 있다. 그러나 전체 자료에 비해서 신뢰성이 우수한 자료와 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료는 선단부 N치 50을 기준으로 두 그룹으로 분류할 경우 분석 대상 자료 수가 작아서 저항계수 산정 결과의 통계적 신뢰성을 충분히 확보할 수 없으며, 국내 현행 기초 설계·시공 실무 현황의 전체 특성을 충분히 반영하지는 못한다.

저항계수 산정을 위한 목표 신뢰도지수는 항타강관말뚝의 무리말뚝 여용성을 고려하여 무리말뚝 효과를 기대할 수 있는 경우 2.0 또는 2.33, 무리말뚝 효과를 기대할 수 없는 경우 2.5의 값을 제안하였으며, 구조물의 중요도와 요구 안전도, 현장 상황 및 설계데이터 신뢰성 등을 고려하여 책임기술자의 공학적 판단에 따라 최적의 값을 적용할 수 있도록 하였다.

본 연구에서 제안하고자 하는 항타강관말뚝의 저항계수는 표 3.3.52와 같다. 전체 57개 자료를 대상으로 산정된 값을 바탕으로, 정확하고 역학적으로 동등한 결과를 보인 FORM(AFOSM)과 MCS 방법에 의한 결과를 모두 반영하기 위해서 두 값을 산술 평균하였고 실무자의 편의성을 고려하여 소수 둘째 자리까지 나타내었다.

표 3.3.52 항타강관말뚝 저항계수

구분 / 목표 신뢰도지수	선단부 N치 50 미만		선단부 N치 50 이상	
	정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식	정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식
2.0	0.43	0.48	0.39	0.37
2.33	0.37	0.38	0.35	0.29
2.5	0.34	0.34	0.32	0.27

(2) 현장타설말뚝

현장타설말뚝은 풍화암에 근입된 21개 재하시험 자료를 이용하여 신뢰성 분석을 실시하고 저항계수를 산정하였다. 암의 일축압축강도를 이용한 세 가지 설계법(Carter and Kulhawy 공식, AASHTO 공식, FHWA 방법)과 표준관입시험 N치를 이용한 두 가지 설계법(Meyerhof 공식, 비점성 IGM 공식) 등 모두 다섯 가지 설계공식을 적용하여 저항계수를 산정하였으며 항타강관말뚝과 마찬가지로 말뚝의 하중전이 시험 자료가 없음으로 인해 주면과 선단지지력을 분리할 수 없었고, 따라서 전체 지지력에 대한 분석을 수행하였다. 다섯 가지 설계 공식 중 표준관입시험 N치를 이용한 두 가지 공식은 토사층에 적용하도록 제안된 공식이며 최대 적용 가능 N치가 100(blows/30cm 관입)이하로서 풍화암 지반의 특성을 고려할 수 없으므로 본 연구에서 제안하고자 하는 현장타설말뚝의 저항계수에서 제외하였다. 참고로 암반 물성치를 전혀 알 수 없고 표준관입시험 N치를 이용하여 설계를 수행해야 할 경우 앞 절에서 산정된 두 가지 공식의 저항계수를 참고할 수 있을 것이다. 그러나 이 경우에도 역시 설계 초기의 기초적인 수준의 가설계에만 적용할수 있도록 하며 책임기술자의 엄밀한 분석이 병행되어야 한다.

현장타설말뚝의 저항계수 산정에 적용된 재하시험 수는 21개로서 통계적 신뢰성을 확보하기에는 충분하지 못하므로 본 연구에서 제안된 저항계수의 적용시 엄밀히 주의해야 하며 정확한 지반조사와 실내실험, 현장시험을 바탕으로 책임기술자의 면밀한 검토를 거친 후 적용할 수 있도록 한다.

저항계수 산정을 위한 목표 신뢰도지수는 현장타설말뚝이 상대적으로 중요 구

조물이나 대형 구조물기초로서 적용되고 무리말뚝 여용성이 낮으며 항타강관말뚝에 비해서 보수적으로 설계되고 있는 현행 실무현황을 고려하여 3.0 또는 3.5의 값을 적용하도록 하였다. 본 연구에서 제안하고자 하는 현장타설말뚝의 저항계수는 표 3.3.53과 같다.

표 3.3.53 현장타설말뚝 저항계수

구분 / 목표 신뢰도지수	Carter and Kulhawy	AASHTO	FHWA
3.0	0.70	0.51	0.20
3.5	0.54	0.39	0.16

(3) 직접확대기초

직접확대기초는 국내 실물 재하시험 자료가 거의 없으며 국외 선진국들의 경우에도 신뢰성 해석을 수행할 만큼 충분한 양의 자료가 없다. 따라서 국내 직접확대기초의 설계 및 시공에 적용되는 안전율에 부합되는 저항계수를 산정하고 미국 AASHTO LRFD 교량 설계기준에 채택된 직접확대기초에 대한 저항계수 산정 방식을 참고하여 국내 직접확대기초에 대한 저항계수를 산정하였다. 유럽의 유로코드와 덴마크 코드, 북미의 AASHTO LRFD 교량 설계기준, NCHRP 343 연구결과, 호주와 캐나다의 설계기준 등 다양한 국외 LRFD 설계기준을 비교·검토하였으며, 국내 직접확대기초의 구조물 중요도와 요구 안전도, 현행 허용응력설계법의 안전율 수준을 고려하여 본 연구에서 제안하고자 하는 직접확대기초에 대한 저항계수는 표 3.3.54와 같다.

표 3.3.54 직접확대기초 저항계수

구 분	조 건	저항계수(ϕ)
연직지지력	정역학적 공식에 의한 지지력	0.45
	평판재하시험에 의한 지지력	0.55
횡방향 지지력	슬라이딩	0.80
	수동토압	0.50

제 4 절 LRFD 설계 예제

본 연구에서 개발된 저항계수를 적용하여 항타강관말뚝과 현장타설말뚝의 실제 교량기초를 대상으로 LRFD 설계를 수행하였다. 설계 과정 및 그 결과에 대한 직접적이고 종합적인 비교를 위해서 허용응력설계법(ASD)을 함께 적용하여 설계한 뒤 비교하였다.

가. 항타강관말뚝

(1) 대상교량 및 설계현황

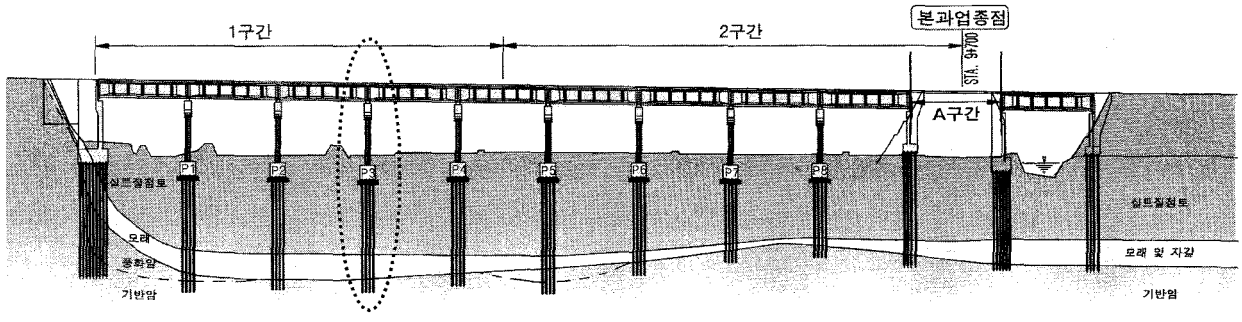


그림 3.4.1 ○○교 종단면도

본 연구에서 설계에 적용된 ○○교는 전라남도 ○○군에 위치하는 총 연장 390m, 폭 24m, 왕복 4차로 해안 접속도로 교량으로서 경간장 35m의 9경간 P.S.C Beam교이다. 8기의 교각과 양쪽 2기의 교대는 모두 항타강관말뚝으로 구성되었으며, 이 중 시추조사 위치와 가장 근접하고 지층 상태 분석이 용이한 P3 교각 기초를 대상으로 하였다(그림 3.4.1)

○○교가 위치한 구간의 지반은 지형에 따라 매립층, 퇴적층, 풍화토층, 풍화암층으로 구성되어 있으며, 전반적으로 연약점성토와 하부 퇴적층이 발달한 특성을 보이고 있다. 매립층은 모래와 자갈섞인 점토 및 모래섞인 점토, 모래섞인 점토질 실트로 구성되어 있고, 퇴적층은 점토, 자갈섞인 점토질 모래, 실트(점토)섞인 자갈질 모래, 모래섞인 자갈, 모래와 실트섞인 자갈이 교호하며 나타났다. 풍화토층은 주로 실트질 모래로 구성되었으며 기반암층은 코어회수율과 RQD가 낮은 풍화암층

의 특성을 나타내었다. 말뚝기초 지지력 설계에 적용된 P3 교각 근처에서 실시된 심도별 시추조사 결과는 표 3.4.1과 같다. 말뚝 길이가 14.3m 이므로 본 항타강관말뚝은 풍화암층에 0.5m 근입된 경우임을 알 수 있다.

표 3.4.1 P3 교각 위치 시추조사 결과

심도(m)	층후(m)	토 질 층		SPT N 값	단위중량(γ_{sub}) (kN/㎥)
0~5.0	5.0	퇴적층(1)	점 토	2/30	6.86
5.0~10.2	5.2	퇴적층(2)	자갈섞인 점토질 모래	15/30	8.82
10.2~13.8	3.6	풍화토	실트질 모래	30/30	9.80
13.8~	0.5	풍화암	풍화암	50	20.0

교각 P3의 제원 및 말뚝 배치형태는 그림 3.4.2, 그림 3.4.3과 같다. 교각은 π형 교각으로서 상부의 하중이 양쪽 기둥으로 양분되어 하부로 전달되게 하였다. 교각 하부로 전달된 하중은 항타강관말뚝으로서 지지되며, 상세 말뚝 제원은 표 3.4.2와 같다.

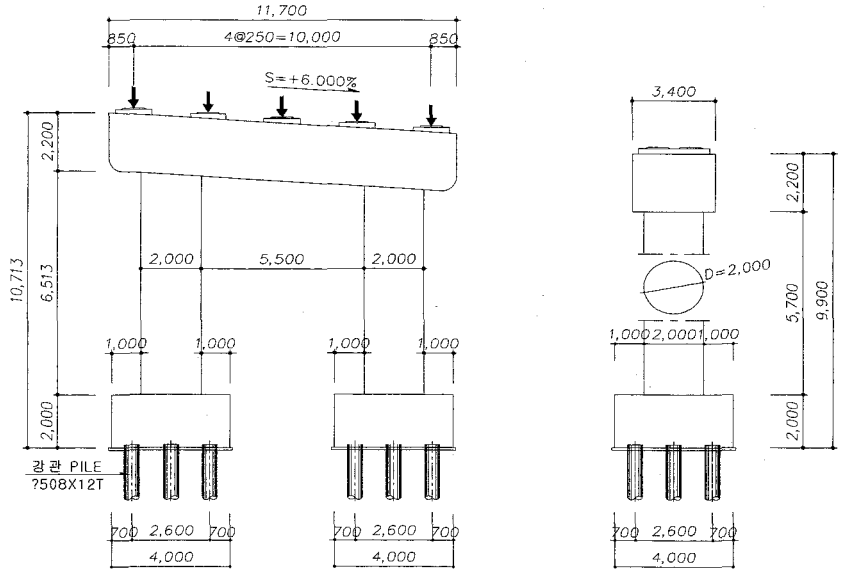


그림 3.4.2 ○○교 교각 제원

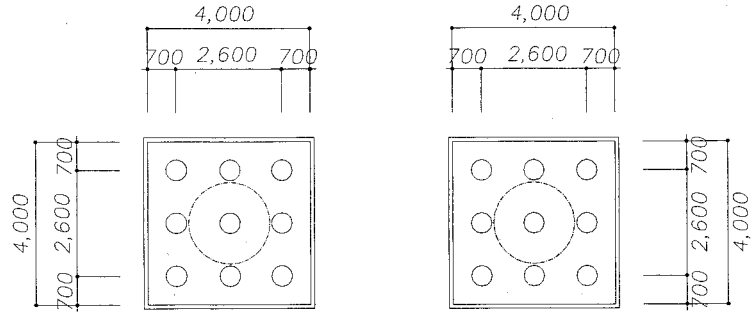


그림 3.4.3 ○○교 P3 교각 말뚝 배치도

표 3.4.2 항타강관말뚝 제원

말뚝 직경(㎜)	말뚝 두께주)(㎜)	말뚝 길이(m)	푸팅 당 말뚝 수(배치)
508	12	14.3	9 (3×3)

주)지중 내 강관의 부식두께는 2㎜로 가정

(2) 설계하중 산정

말뚝 설계를 위해서 P3 교각의 양쪽 기둥에 각각 작용하는 하중을 푸팅 저면에서 집계한 결과는 표 3.4.2와 같다. 사하중은 구조물 자중 및 2차 고정하중(포장, 연석 등)을 적용하였고 활하중은 차량하중 DB-24, DL-24를 적용하였다. ○○교의 경우 연직력이 지배적으로 작용하고 상대적으로 수평력과 모멘트는 영향이 작은 하중조건이다.

표 3.4.3 푸팅 저면에서의 하중 분포

구 분	상부 사하중(D)	상부 활하중(L)	Footing 자중	모멘트 증가주)
연직력(kN)	6,670	1,310	800	-
수평력(kN)	45	20	-	-
모멘트(kN-m)	120	55	-	90+40=130

주) 모멘트 증가량은 푸팅 저면으로 집계되는 과정에서 수평력에 의한 영향임.

푸팅 저면에서 집계된 하중을 바탕으로 표 3.4.4와 같이 말뚝기초 설계에 적용될 연직력, 수평력, 모멘트 등의 하중을 산정하였다. 본문에서 밝힌 바와 같이 LRFD 설계법에서는 말뚝기초의 연직지지력 설계시 축방향 최대 조합하중을 설계하중으로 적용하기 위해서 AASHTO LRFD 교량 설계기준의 하중조합 Case I 경우의 하중계수를 적용하도록 하고 있다. 본 연구에서 도출된 저항계수 역시 하중조합 Case I 경우에 대한 값이므로, 항타강관말뚝에 대한 LRFD 설계를 위해서 표 8에 제시한 각 하중에 대해서 사하중계수 1.25와 활하중계수 1.75를 적용하여 LRFD 설계하중을 산정하였다.

표 3.4.4 말뚝 기초 설계를 위한 하중 산정

구 분	설계하중 산정	
	허용응력설계법	LRFD 설계법
연직력(kN)	8780	11630
수평력(kN)	65	91
모멘트(kN · m)	305	429

푸팅 저면에 집계된 설계하중에 대하여 말뚝의 반력 해석 결과는 표 3.4.5과 같다. 해석은 도로교설계기준(건설교통부, 2001)에서 제안하고 있는 변위법을 적용하였다. 반력 해석 결과 연직력에 비해서 수평력 및 모멘트 반력이 매우 작게 산정되었으며 이는 연직 방향 설계 하중이 지배적으로 작용하는 경우이기 때문이다.

표 3.4.5 말뚝반력 해석 결과

구 분	단말뚝에 작용하는 반력			말뚝머리 수평변위 (㎜)
	연직력(kN)	수평력(kN)	모멘트(kN-m)	
허용응력설계법 (ASD)	936~1015	7	8	1.4
LRFD 설계법	1237~1347	10	11	1.9

(3) 말뚝기초 설계

허용응력설계법 및 LRFD 설계법에 의한 말뚝의 허용지지력을 산정하여 두 설계방법에 의한 말뚝기초 설계를 수행하고 비교하였다. 설계 지지력공식은 구조물기초 설계기준에서 제안하고 있는 정역학적 지지력 공식과 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하였다. 강관말뚝의 부식을 고려하여 부식두께 2㎜를 적용하였으며, 표준관입시험 N치는 보정하지 않은 값을 적용하였다. 지하수위는 지표면에 위치하고 있다.

(가) 허용응력설계법에 의한 말뚝 허용지지력 산정

① 정역학적 지지력공식

ㄱ. 선단지지력

사질토 지반에 근입된 말뚝의 선단지지력 공식은 다음과 같다.

$$Q_p = q_p A_p \tag{3.4.1}$$

여기서, Q_p = 극한 선단지지력(tonf), A_p = 말뚝 선단 면적(m^2), $q_p = \sigma_v' N_q$로서 단위면적당 말뚝의 최대 선단지지력이다. σ'_v = 말뚝 선단부 유효상재압(tonf/m^2), N_q = 깊은 기초의 지지력 계수이다.

선단부 근입 지층은 풍화암층이며, N치 50이상으로서 Dunham(1954)이 제안한 N-ϕ 상관관계에서 내부마찰각(ϕ)은 다음과 같이 구할 수 있다.

$\phi = \sqrt{12N} + 20 = \sqrt{12 \times 50} + 20 = 44(°)$

말뚝 선단부 유효상재압 σ'_v은 다음과 같이 구할 수 있다.

$\sigma'_v = (5 \times 6.86) + (5.2 \times 8.82) + (3.6 \times 9.8) + (0.5 \times 20) = 125.44$ (kN/m^2)

항타강관말뚝에 대한 내부마찰각(ϕ)과 지지력계수(N_q) 상관관계를 참고하면, 지지력계수(N_q)는 145이다.

표 3.4.6 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

따라서, 선단지지력은 다음과 같다.

$$Q_p = q_p A_p = 125.44 \times 145 \times \frac{\pi}{4}(0.506)^2 = 3657.6 \ (\text{kN})$$

ㄴ. 주면마찰력

사질토 지반에서의 말뚝 주면마찰력 공식은 다음과 같다.

$$Q_s = \sum f_s A_s \tag{3.4.2}$$

여기서, Q_s=극한 주면마찰력(tonf), A_s=말뚝 주면면적(m^2), $f_s = c_a + K_s\overline{\sigma'_v}tan\delta$ 는 단위면적당 최대 주면마찰력(tonf/m^2)이며, c_a=말뚝과 주변 흙사이의 부착력(tonf/m^2), K_s=말뚝면에 작용하는 법선토압 계수, $\overline{\sigma'_v}$=말뚝주변 지층의 평균 유효 상재압(tonf/m^2), δ=말뚝과 주변 흙사이의 마찰각이다.

항타강관말뚝의 경우 비배토말뚝으로서 토압계수(K_s)는 다음과 같다.

$$K_s = 1.4(1-\sin\phi) \tag{3.4.3}$$

또한, 강말뚝에 대한 말뚝과 주변 흙사이의 마찰각(δ)은 20도이다.

단위면적당 주면마찰력($f_s = c_a + K_s\overline{\sigma'_v}tan\delta$)에서, 사질토층의 경우 $c_a \simeq 0$ 으로 가정할 수 있으므로 사질토층의 단위면적당 주면마찰력은 $f_s = K_s\overline{\sigma'_v}tan\delta$ 이다. 점토층을 제외한 사질토층에서의 주면마찰력은 다음과 같다.

표 3.4.7 사질토층에서의 주면마찰력

지층	층후 (m)	γ_{sub} (kN/m^3)	σ'_v(상단) (kN/m^2)	σ'_v(하단) (kN/m^2)	$\overline{\sigma'_v}$ (kN/m^2)	$\tan\delta$	ϕ(°)	K_s	f_s (kN)	주면마찰력 (kN)
퇴적층(2)	5.2	8.82	34.30	80.16	57.23	0.364	33	0.63	13.12	108.48
풍화토	3.6	9.80	80.16	115.44	97.80	0.364	39	0.52	18.51	105.94
풍화암	0.5	20.0	115.44	125.44	120.44	0.364	44	0.43	18.85	14.98
합 계										229.4

비배수 조건의 포화 점성토 지반에서는 $\phi_u = 0$이므로 δ=0이고, 말뚝의 주면마찰력은 아래의 식으로 간략화 된다.

$$f_s = c_a = \alpha c_u \tag{3.4.4}$$

여기서, c_a = 부착력(tonf/m^2), c_u = 비배수 점착력(tonf/m^2), α= 부착력 계수이다. 비배수 점착력(c_u)은 Hara 등(1971)이 제안한 식을 적용하여 다음과 같이 산정할 수 있다.

$s_u = 29N^{0.72} = 29 \times 2^{0.72} = 47.77(\text{kN}/m^2)$

부착력계수(α)는 다음 그림 3.4.4의 타입말뚝의 부착력계수 곡선 중 육상말뚝에 대해서 적용하도록 제안된 Woodward 곡선을 적용하여 1.0으로 하였다.

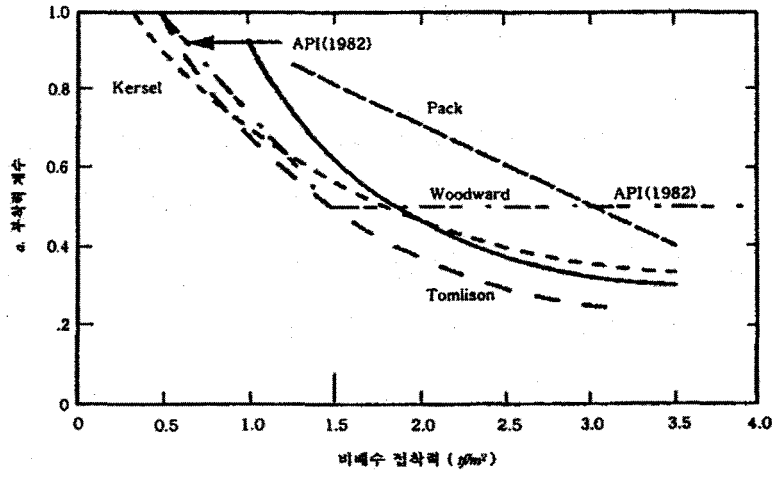


그림 3.4.4 타입말뚝의 부착력 계수

점토질의 퇴적층(1)에 대한 주면마찰력은 다음과 같다.

$Q_{s(\text{퇴적층(1)})} = 1.0 \times 47.77 \times \pi \times 0.506 \times 5.0 = 379.69$ (kN)

따라서, 말뚝의 전체 주면마찰력은 다음과 같다.

$Q_s = \sum f_s A_s = 229.40 + 379.69 = 609.09$(kN)

따라서, 말뚝의 전체 설계지지력은 다음과 같다.

$Q_u = Q_p + Q_s = 3657.60 + 609.09 = \underline{4266.69}$ (kN)

허용응력설계법의 경우 정역학적 설계공식에 의한 말뚝기초의 허용지지력 산정시 안전율(FS) 3.0을 적용하도록 제안하고 있으므로, 허용응력설계법에 의한 말뚝의 허용지지력은 다음과 같다.

$Q_a = 4266.69/3.0 = \underline{1422.23}$ (kN)

② Meyerhof 경험식

구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에서는 사질토 지반에 설치된 말뚝의 극한지지력을 표준관입시험의 결과인 N치를 이용한 경험식(Meyerhof, 1976)에 의하여 추정할 수 있는 방법을 소개하고 있으며 그 식은 다음과 같다.

$$Q_u = mN'_{60}A_p + n\overline{N}_{60}A_s \ (tf) \tag{3.4.5}$$

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

$$N'_{60} = C_N \cdot N_{60} \tag{3.4.6}$$

여기서, N_{60} : 말뚝선단부 부근의 N값(표준관입시험에서 해머의 타격에너지효율을 실측하여 60%로 보정한 N값)

$\overline{N}_{60}$: 말뚝주면부 사질토 지반의 평균 N값(표준관입시험에서 해머의 타격에너지 효율을 실측하여 60%로 보정한 N값)

타입말뚝에 대한 m과 n은 다음 식으로 결정한다.

$$m = 3\frac{L_b}{B} \leq 30, \text{ 여기서 } mN'_{60} \leq 1500\ tf/m^2 \tag{3.4.7}$$

$$n = \frac{1}{5}, \text{여기서 } n\,\overline{N} \leq 10\ tf/m^2 \tag{3.4.8}$$

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, n이 사용되고 있다.

ㄱ. 선단지지력

주어진 조건에 대해서 말뚝의 선단부 지지력을 산정하면 다음과 같다.

먼저, $m = 3\frac{L_b}{B} = 3(\frac{9.3}{0.506}) = 55.14(\leq 30) = 30$, N_{60}=50 이므로,

$$Q_p = mN'_{60}A_p = 30\times 50\times\frac{\pi}{4}\times(0.506)^2 = 301.64\,(tf) = 2956.03\,(kN)$$

ㄴ. 주면지지력

주어진 조건에 대해서 말뚝의 주면부 지지력을 산정하면 다음과 같다.

먼저, $n = \frac{1}{5} = 0.2$, $\overline{N}_{60}$=15 이므로,

$$Q_s = n\overline{N}_{60}A_s = \frac{1}{5}\times 15\times\pi\times(0.506)\times 9.3 = 44.35\,(tf) = 434.63\,(kN)$$

따라서, 말뚝의 전체 설계지지력은 다음과 같다.

$Q_u = Q_p + Q_s = 2956.03 + 434.63 = \underline{3390.66}$ (kN)

허용응력설계법의 경우 말뚝기초의 허용지지력 산정시 안전율(FS) 3.0을 적용하도록 제안하고 있으므로, 허용응력설계법에 의한 말뚝의 허용지지력은 다음과 같다.

$Q_a = 3390.66/3.0 = \underline{1130.22}$ (kN)

이상에서 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에서 제안하고 있는 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하여 말뚝의 허용지지력을 산정하였으며, 이를 요약정리하면 표 3.4.8과 같다.

표 3.4.8 허용응력설계법에 의한 말뚝 허용지지력

구 분		정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식
말뚝 최대 연직반력		1015	1015
지지력	선단지지력	3657.60	2956.03
	주면지지력	609.09	434.63
	극한지지력	4266.69	3390.66
	허용지지력(FS=3.0)	1422.23	1130.22

(나) LRFD 설계법에 의한 말뚝 허용지지력 산정

본 연구에서 산정된 정역학적 지지력 공식에 대한 항타강관말뚝의 저항계수는 표 3.4.9와 같다.

표 3.4.9 항타강관말뚝 저항계수

구분 / β_T	전체 자료				신뢰성이 우수한 자료			
	선단부 N치 50 미만		선단부 N치 50 이상		선단부 N치 50 미만		선단부 N치 50 이상	
	정역학적 지지력공식	N치 경험식	정역학적 지지력공식	N치 경험식	정역학적 지지력공식	N치 경험식	정역학적 지지력공식	N치 경험식
2.0	0.43	0.48	**0.39**	**0.37**	0.49	0.62	**0.64**	**0.46**
2.33	0.37	0.38	0.35	0.29	0.42	0.49	0.59	0.38
2.5	0.34	0.34	0.32	0.27	0.39	0.43	0.57	0.35

본 설계 예제에서 제시된 항타강관말뚝의 경우 3×3의 무리말뚝으로 설계되었으며, 해안 접속도로의 교량으로서 본 연구에서 제안한 목표신뢰도지수(β_T)는 2.0을 적용할 수 있다. 이 경우 무리말뚝을 구성하고 있는 단말뚝의 파괴확률(p_f)은 2.3%이다. 위의 표에서 제시된 저항계수를 적용하여 LRFD 설계법에 의한 항타강관말뚝의 LRFD 허용지지력을 산정하면 다음 표 3.4.10과 같다.

표 3.4.10 LRFD 설계법에 의한 말뚝 허용 지지력

구 분		정역학적 지지력공식		Meyerhof 경험식	
		ϕ=0.39	ϕ=0.64	ϕ=0.37	ϕ=0.46
말뚝 최대 연직반력		1347	1347	1347	1347
지지력	극한지지력	4267	4267	3391	3391
	허용지지력	1664	2731	1255	1560

(4) 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 비교

이상에서 산정된 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 설계 결과를 표 3.4.11에 요약하였다. 허용응력설계법에서 안전율은 3.0을 적용하였고 LRFD 설계법에서 저항계수는 두 가지 지지력 공식에 대한 신뢰성 분석 결과 산정된 저항계수를 각각 적용하였다. 또한 LRFD 설계법의 경우 엄격한 관리하에 수행된 자료를 대상으로 분석한 저항계수를 비교 적용하여 자료의 신뢰성 및 조사·시험의 분석 정확도가 설계 및 시공에 어떠한 영향을 줄 수 있는지 비교하였다.

표 3.4.11 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 기초설계 비교

구 분	정역학적 지지력공식			Meyerhof 경험식		
	허용응력설계법 (FS=3.0)	LRFD 설계법 (ϕ=0.39)	LRFD 설계법 (ϕ=0.64)	허용응력설계법 (FS=3.0)	LRFD 설계법 (ϕ=0.37)	LRFD 설계법 (ϕ=0.46)
말뚝 본수	9	9	9	9	9	9
최대연직반력(kN)	1015	1347	1347	1015	1347	1347
설계극한지지력(kN)	4267	4267	4267	3391	3391	3391
허용지지력(kN)	1422	1664	2731	1130	1255	1560
설계 비율(%) (반력/허용지지력)	71	81	**49**	90	107	86
판 정	O.K	O.K	O.K	O.K	-	O.K

정역학적 지지력공식의 경우 허용응력설계법과 LRFD 설계법 모두 9본의 말뚝으로 설계할 경우 말뚝에 작용하는 반력에 비해서 저항력이 크게 산정되었고 특히, 신뢰성이 높은 우량 데이터에 대해서 산정된 저항계수(ϕ=0.64)를 적용한 결과 설계

비율이 50%이하로 저감되어 9본의 말뚝보다 훨씬 경제적으로 시공 가능할 것으로 나타났다.

Meyerhof 경험식에 대한 기초 설계 결과 허용응력설계법은 설계 비율이 90%정도로서 반력에 비해서 저항력이 약간 크게 산정되었고 LRFD 설계법은 반력과 저항력이 비슷한 수준으로 산정되었다. Meyerhof 경험식 역시 신뢰성이 높은 우량 데이터에 대해서 산정된 저항계수(ϕ=0.46)를 적용한 결과 허용응력설계법에 비해서 유의할 만한 수준으로 설계 비율이 낮아지고 보다 경제적 시공이 가능해짐을 확인하였다.

정역학적 지지력공식에 대해서 우량 데이터로 산정된 저항계수를 적용하여 말뚝 기초 설계를 재수행한 결과 7본의 말뚝으로도 요구 안전도를 충분히 만족할 수 있음을 확인하였다(표 3.4.12). 또한 그 설계비율은 65%로서 9본의 말뚝으로 설계된 허용응력설계법보다 더 큰 안전성이 확보될 수 있음을 나타내었다. 해석적 결과로서 7본 이하의 말뚝으로도 설계가 가능하지만 말뚝간 중심간격과 교각 및 푸팅의 연단거리에 대한 구조적 제약조건을 고려하여 7본으로 하였다. 7본의 말뚝에 대한 무리말뚝 해석과 푸팅저면에 집계되는 하중을 재산정하여 설계된 해석결과를 표 3.4.12에 나타내었다. 이를 통해 분석 자료의 신뢰성이 확보되고 조사, 분석의 정확성에 기초한 LRFD 설계법이 개발되고 개선된다면 기존 허용응력설계법에 비해서 확실히 경제적이고 더 안전하며 위험성과 안전성의 정량적 평가가 가능함을 확인할 수 있다.

표 3.4.12 정역학적 지지력공식의 ϕ=0.64인 경우에 대한 기초설계 비교

구 분	정역학적 지지력공식	
	허용응력설계법(FS=3.0)	LRFD 설계법(ϕ=0.64)
말뚝 본수	9	7
최대연직반력(kN)	1,015	1,761
설계극한지지력(kN)	4,267	4,267
허용지지력(kN)	1,422	2,731
설계 비율(%)	71	65
판 정	O.K	O.K

(5) 소결론

개발된 저항계수를 실제 교량의 기초구조물 설계에 적용하여 허용응력설계법과 하중저항계수설계법의 결과를 비교하고 본 연구에서 개발된 하중저항계수설계법의 적용성을 분석하였다. 본 연구에서 도출한 결과를 요약하면 다음과 같다.

(1) 실제 교량기초에 대해서 허용응력설계법과 LRFD 설계법을 적용한 기초 설계를 수행한 결과 정역학적 지지력공식의 경우 허용응력설계법과 LRFD 설계법 모두 말뚝에 작용하는 반력에 비해서 저항력이 크게 산정되었다. Meyerhof 경험식에 대한 기초 설계 결과 허용응력설계법은 반력에 비해서 저항력이 약간 크게 산정되었고 LRFD 설계법은 반력과 저항력이 비슷한 수준으로 산정되었다.

(2) 신뢰성이 높은 우량 데이터에 대해서 산정된 저항계수를 적용하여 LRFD 설계법으로 설계한 결과 정역학적 지지력공식의 경우 설계 비율이 50%이하로 저감되고 말뚝 본수는 기존의 9본에서 7본 이하로 줄어들었다. 또한 7본 에서의 설계비율이 65%로서 9본의 말뚝으로 설계된 허용응력설계법보다 더 큰 안전성이 확보됨으로써 결과적으로 허용응력설계법에 비해서 상당히 경제적 설계가 가능한 것으로 나타났다. Meyerhof 경험식 역시 신뢰성이 높은 우량 데이터에 대해서 산정된 저항계수를 적용한 결과 허용응력설계법에 비해서 유의할 만한 수준으로 설계 비율이 낮아지고 보다 경제적 시공이 가능해짐을 확인하였다.

나. 현장타설말뚝

(1) 대상교량 및 설계현황

본 설계예제로 이용된 OO교는 전라남도 OO군에 위치하는 총 연장 464m, 폭 24.2m의 왕복 4차로 교량으로, 상부구조는 5경간 콘크리트 사장교이고, 하부구조는 직접기초(P1), 우물통기초(PY1), 현장타설말뚝기초(PY2, P2)로 구성되어 있다. 본 설계 예제에서는 풍화암에 지지된 현장타설말뚝으로 설계된 PY2기초를 대상으로 하였으며 교량의 종단면도는 그림 3.4.5와 같다.

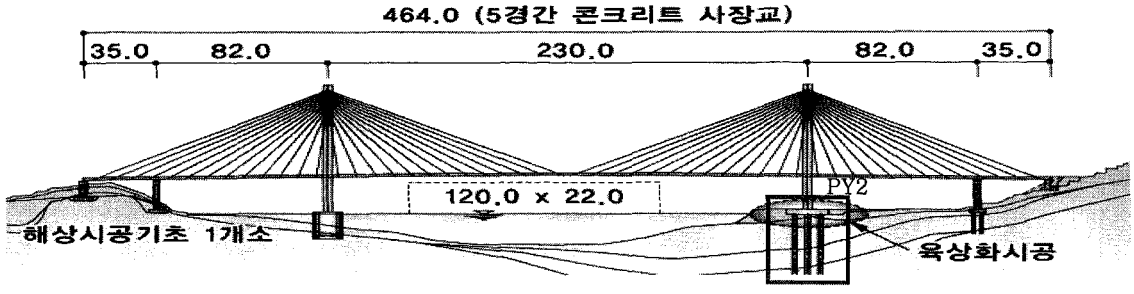


그림 3.4.5 OO교 종단면도

PY2 위치의 지반조사 결과(표 3.4.13), 수심이 2~3m로 얕고 상부로부터 23m 두께의 자갈·전석층(매립층 및 붕적층)과 40m 두께이상의 풍화대(풍화토 및 풍화암)가 존재하였다. 붕적층은 모래 및 자갈섞인 호박돌과 모래섞인 점토질 자갈로 구성되어 있다. 또한, 풍화토층과 풍화암층은 섬록반암의 암편섞인 실트질 조립모래로 구성되어 있다. 이와 같은 지반조건으로 인해 PY2 기초가 위치하는 지역을 매립하여 육상화시공 조건을 형성한 후 풍화암층에 지지되는 대구경 현장타설말뚝 기초를 계획하였다.

국내외 대구경 현장타설말뚝은 일반적으로 연암이상의 암반에 근입되지만 본 현장은 기반암이 80m에서 나타나는 것으로 확인되어 연암 지지시 경제성이 떨어지는 것으로 판단되었다. 그리고, 최근 풍화암에서의 주면마찰력이 크게 발현된다는 연구결과에 근거하여 풍화암의 주면마찰력 및 선단지지력을 함께 반영하는 마찰말뚝의 형태로 기초형식을 결정하였다 (권오성 등, 2008). 그림 3.4.6는 주탑기초(PY2)의 말뚝 배치형태를 보여주며 말뚝의 상세제원은 표 3.4.14에 나타내었다.

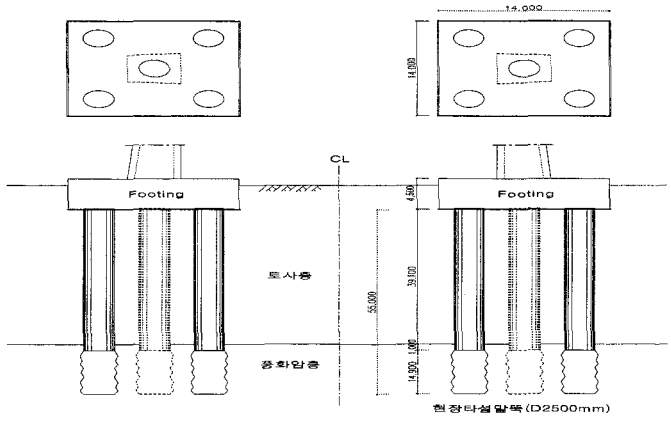


그림 3.4.6 PY2 말뚝기초의 단면

표 3.4.13 지반조사 결과

구 분	심도 (m)	SPT N치	비 고
매립층	0 - 1.6	-	-
붕적층	1.6 - 24.6	29/30 - 50/25	Em=40MPa
풍화토	24.6 - 39.1	25/30 - 50/15	-
풍화암	39.1 - 55.0	50/15 - 50/3	Em=150MPa

표 3.4.14 현장타설말뚝 제원

말뚝직경 (실제설계)	말뚝 전체길이	지지층	암 근입깊이	말뚝 본수
2,500mm (2,350mm)	55m	풍화암	14.9m	5본×2쌍

(2) 설계 하중 산정

표 3.4.15는 주탑 1개당 작용하는 상부하중과 푸팅 자중에 의해 푸팅 저면에 작용하는 작용력을 보여준다. 사하중은 구조물 자중 및 2차 고정하중(포장, 연석 등)을 적용하였고 활하중은 차량하중 DB-24 차량하중을 기준으로 산정하였다. 표에서 보는 바와 같이, 설계하중은 연직력이 지배적이며 수평력과 모멘트의 크기는 작은 것으로 나타났다.

푸팅 저면에서 집계된 하중을 바탕으로 사하중과 활하중에 대한 하중조합계수를 적용하여 표 4와 같이 허용응력설계법과 LRFD 설계법에 적용하는 설계하중(연직력, 수평력, 모멘트 등)을 산정하였다. LRFD 설계법에서는 AASHTO LRFD 교량 설계기준의 하중조합 Case I 경우의 하중조합식을 적용하였다. 국내 연구에서 도출된 저항계수 역시 하중조합 Case I 하중조합 조건에 대하여 산정되었으므로 동일한 하중계수를 적용하였다.

표 3.4.15 푸팅 저면에 작용하는 하중

구 분	상부 사하중(D)	상부 활하중(L)	Footing 자중	모멘트 증가[1)]
연직력(kN)	114,725	5,355	22,050	-
수평력(kN)	25	270	-	-
모멘트(kN-m)	13,675	7,250	-	113+1,215=1,328

[1)] 모멘트 증가량은 Footing 저면으로 집계되는 과정에서 수평력에 의한 영향임

표 3.4.16 말뚝 기초 설계를 위한 하중 산정

구 분		산정과정	하 중
ASD	하중조합식	Q=1.0×D+1.0×L	
	연직력(kN)	1.0×114,725+1.0×5,355+1.0×22,050	142,130
	수평력(kN)	1.0×25+1.0×270	295
	모멘트(kN-m)	1.0×13,675+1.0×7,250+1.0×113+1.0×1,215	22,253
LRFD	하중조합식	Q=1.25×D+1.75×L	
	연직력(kN)	1.25×114,725+1.75×5,355+1.25×22,050	180,340
	수평력(kN)	1.25×25+1.75×270	504
	모멘트(kN-m)	1.25×13,675+1.75×7,250+1.25×113+1.75×1,215	32,048

표 3.4.16의 설계하중으로부터 각 단말뚝에 작용하는 설계하중을 산정하기 위하여 도로교설계기준(건설교통부, 2005)에서 제안하고 있는 변위법을 적용하였다. 연직 방향 설계 하중이 지배적으로 작용하기 때문에 연직력에 비해서 수평력 및 모멘트 반력이 매우 작게 산정되었다.

표 3.4.17 단말뚝에 작용하는 설계하중

구 분	단말뚝에 작용하는 반력			말뚝머리 수평변위(mm)
	연직력(kN)	수평력(kN)	모멘트(kN-m)	
ASD	29,662	60	881	1.0
LRFD	37,849	100	1,250	1.5

(3) 말뚝기초 설계

(가) 극한지지력 산정

본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝에 대하여 국내외에서 널리 적용하고 있는 지지력 공식들 중 Carter and Kulhawy(1988) 방법, AASHTO(1996) 방법, 그리고 FHWA(1999) 방법의 3가지 공식을 이용하여 극한지지력을 산정하였다. 암

반 소켓말뚝은 토사 근입부의 지지력이 암반 근입부에 비하여 매우 작으므로 토사층의 주면 마찰력은 고려하지 않았다.

암반 근입말뚝의 지지력을 산정하기 위해서는 암반물성값들(일축압축강도, RQD 등)등이 필요하다. 그러나 본 설계예제의 지반조사 결과에서는 암반물성값이 주어지지 않아 국내 연구에서 수집된 자료의 평균값으로서 말뚝주면에 대하여 풍화암 일축압축강도 35.2MPa, RQD 40%, 그리고 암선단에 대하여 풍화암 일축압축강도 36.7MPa, RQD 37%를 적용하였다. 그리고 콘크리트의 일축압축강도 값은 30MPa을 적용하였다.

① Carter and Kulhawy (1988)

ㄱ) 주면마찰력

Carter and Kulhawy(1988)는 주면마찰력 산정식으로 아래의 식 (3.4.9)를 제안하였다. 이 식은 무결함 암에 적용이 가능하며 절리가 심하게 발달되었거나 풍화된 암반에 대하여 사용될 경우에는 표 3.4.18과 표 3.4.19에 제시된 지지력 감소계수를 적용하여야 한다. 본 예제에서는 RQD=40%에 해당하는 감소계수 0.57을 적용하였다.

$$f_{\max} = 1.42 p_a \left(\frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5} \qquad (f_c \geq q_u) \qquad (3.4.9)$$

$$= 0.05 \times f_c \qquad (f_c < q_u)$$

여기서, p_a는 대기압, q_u는 암의 일축압축강도, f_c는 콘크리트 일축압축강도

본 말뚝에서는 암의 일축압축강도가 콘크리트보다 크기 때문에 식 (3.4.9)를 이용하여 산정한 주면마찰력은 다음과 같다.

$$Q_s = f_{\max} A_s \times (\text{감소계수}) = 0.05 \times 30 \times \pi \times 2.35 \times 14.9 \times 0.57 = 94.052MN \fallingdotseq 94{,}052kN$$

표 3.4.18 RQD에 근거한 E_m/E_i의 평가 (Carter and Kulhawy, 1988)

RQD (퍼센트)	E_m/E_i	
	닫힌 절리	열린 절리
100	1.00	0.60
70	0.70	0.10
50	0.15	0.10
20	0.05	0.05

표 3.4.19 E_m/E_i에 근거한 지지력 감소계수 (O'Neill et al., 1996)

E_m/E_i	지지력 감소계수
1.0	1.0
0.5	0.8
0.3	0.7
0.1	0.55
0.05	0.45

E_m: mass modulus of elasticity of the IGM mass

E_i: average Young's modulus of intact IGM cores

ㄴ) 선단지지력

Carter and Kulhawy(1988)는 절리가 발달된 암에 대하여 선단지지력 식 (3.4.10)을 제안하였다. 본 예제의 암은 섬록반암이므로 표 3.4.21의 암 분류에서 E에 해당되며 암반의 풍화상태는 대부분의 풍화암이 불량한 암질이므로 불량에 해당하는 s와 m값을 적용하였다.

$$q_p = [s^{0.5} + (ms^{0.5} + s)^{0.5}]q_u \qquad (3.4.10)$$

여기서, s =10^{-5}, m=0.13 : 불량에 해당하는 값 선정

식 (3.4.10)을 이용하여 산정한 선단지지력은 다음과 같다.

$$Q_p = q_p A_p = [(10^{-5})^{0.5} + [(0.13 \times 10^{-5})^{0.5} + 10^{-5}]^{0.5}] \times 36.7 \times \frac{\pi}{4}(2.35)^2 \fallingdotseq 3{,}770kN$$

표 3.4.20 암분류에 따른 s와 m의 값

암반의 풍화정도	절리 묘사와 간격	s	암반 종류(A-E)에 따른 m 값				
			A	B	C	D	E
최상	무결함(닫힌절리); 간격>3m (10ft)	1	7	10	15	17	25
아주 양호	맞물림 형성; 절리간격 1~3m 사이	0.1	3.5	5	7.5	8.5	12.5
양호	약간 풍화; 절리간격 1~3m 사이	$4x10^{-2}$	0.7	1	1.5	1.7	2.5
보통	다소 풍화; 절리간격 0.3~1m 사이	10^{-4}	0.14	0.2	0.3	0.34	0.5
불량	절리에 단층점토가 존재하며 절리면이 풍화; 절리간격이 30~300mm	10^{-5}	0.04	0.05	0.08	0.09	0.13
매우 불량	절리면이 심하게 풍화; 절리간격 50mm 미만	0	0.007	0.01	0.015	0.017	0.025

표 3.4.21 암의 분류

암의 종류	설명
A	잘 발달된 결정의 벽개성을 가진 탄산암 (백운암, 석회암, 대리석)
B	석화된 점토질의 암 (이암, 실트암, 셰일, 점판암)
C	사질의 암 (사암, 규암)
D	미립자 화성암 (안산암, 현무암, 휘록암, 유문암)
E	조립자의 화성과 변성의 결정질 암 (각섬암, 반려암, 편마암, 화강암, 석영암, 석영섬록암)

② AASHTO (1996)

ㄱ.) 주면마찰력

AASHTO 방법의 극한 주면마찰력 산정식은 식 (3.4.11)과 같다.

$$Q_S = \pi B_r D_r (0.144 q_{SR}) \tag{3.4.11}$$

여기서, B_r : 암근입부의 직경

D_r : 암근입부의 깊이

q_{SR} : 소켓과 암반 접촉면에서의 극한주면마찰응력

q_{SR} 값은 암반의 일축압축강도 (C_m)나 콘크리트의 일축압축강도(σ_c)중 작은 값을 이용하여 그림 3.4.7에서 산정한다. 이 때, C_m값은 식 (3.4.12)를 이용하여 RQD에 대하여 보정한다. 그 결과, C_m=766psi에 해당하는 q_{SR}=75psi≒517kPa로 산정되었다.

$$C_m = \alpha_E \cdot C_0 = 0.15 \bullet 35.2 = 5.28MPa \fallingdotseq 766psi \tag{3.4.12}$$

여기서, α_E= 0.0231(RQD) - 1.32 ≥ 0.15 (본 연구에서는 0.15 적용)

따라서, 본 말뚝의 주면마찰력은 다음과 같다.

$$Q_s = \pi \times 2.35 \times 14.9 \times (0.144 \times 517) \fallingdotseq 8191kN$$

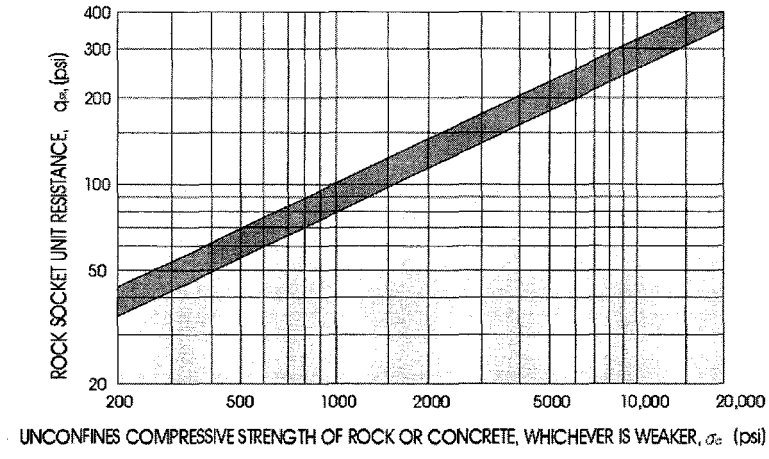


그림 3.4.7 벽면거칠기가 부드러운 암반 소켓말뚝의 평균단위 주면저항력(Horvath 등, 1983)

ㄴ) 선단지지력

AASHTO의 선단지지력 공식은 식 (3.4.13)과 같다. 이때 암질이 매우 불량한 경우에는 사질토의 극한지지력 공식을 적용하여 산정할 수 있다. AASHTO기준에서는 사질토 지반의 극한지지력으로서 보정되지 않은 N값이 75이상인 경우 q_p =90 ksf(=4.3MPa)을 제안하고 있다.

$$q_p = N_{ms} \cdot C_0 \tag{3.4.13}$$

여기서, N_{ms} =0.024 : 불량에 해당하는 값 선정

C_0 = 말뚝선단 아래 2D 이내에서 채취된 암석코아 대한 일축압축강도이며,

실내실험으로부터 결정함. 이 구간 내에서 암석의 강도가 크게 달라지면 최소값을 사용함.

식 (3.4.13)로 구한 암반의 단위선단지지력이 토사지반의 q_p =90ksf (=4.3MPa)보다 작기 때문에 토사의 단위선단지지력을 이용하여 산정한 선단지지력은 다음과 같다.

$$Q_p = q_p A_p = 4.3 \times \frac{\pi}{4} \times (2.35)^2 \fallingdotseq 18{,}651kN$$

표 3.4.22 파쇄나 절리가 발달된 암반에 놓인 기초의 극한지지력 산정을 위한 N_{ms}

암반 등급	일반사항	RMR 등급[1]	NGI 등급[2]	RQD (%)[3]	N_{ms}[4]				
					A	B	C	D	E
우수	절리간격 3m이상의 신선암	100	500	95 ~100	3.8	4.3	5.0	5.2	6.1
매우 양호	절리간격 0.9-3m이며, 절리면이 거칠며 치밀하게 밀착되어 있고 풍화되어 있지 않음	85	100	90 ~95	1.4	1.6	1.9	2.0	2.3
양호	절리간격 0.9-3m이며 절리면이 약간 교란되고 풍화된 신선암	65	10	75 ~90	0.28	0.32	0.38	0.40	0.46
보통	절리간격 0.3-0.9m의 여러세트의 적당히 풍화된 절리를 가진 암석	44	1	50 ~75	0.049	0.056	0.066	0.069	0.081
불량	절리간격 2-50cm의 약간 충전물이 있으며 풍화된 절리를 가진 암석	23	0.1	25 ~50	0.015	0.016	0.019	0.020	0.024
매우 불량	5cm보다 작은 간격의 수없이 많은 풍화된 절리를 가진 암석	3	0.01	< 25	상응하는 사질토의 극한지지력을 사용(4.3MPa)				

[1] Geomechanics Rock Mass Rating System - Bieniawski(1989)

[2] Norwegian Geotechnical Institute Rock Mass Classification System, Barton(1974)

[3] Rock Quality Designation

[4] N_{ms}는 암석의 종류에 따라 정해지는 값

표 3.4.23 암종 분류표

암석분류	일반사항	암석명	C_o[1]	
			(ksf)	(psi)
A	잘 발달된 결정질 벽개를 가진 탄산염암	돌로마이트	700-6500	4800-45000
		석회암	500-6000	3500-42000
		대리석	800-5000	5500-35000
B	점토질암	규질점토암	600-3000	4200-21000
		점토암	30-170	200-1200
		이회암	1000-4000	7600-28000
		천매암	500-5000	3500-35000
		미사암	200-2500	1400-17000
		셰일[2]	150-740	1000-5100
		점판암	3000-4400	21000-30000
C	강한 결정과 약한 벽개를 가진 사질 암석	역암	700-4600	4800-32000
		사암	1400-3600	9700-25000
		규암	1300-8000	9000-55000
D	세립질의 화성암 결정질 암석	안산암	2100-3800	14000-26000
		휘록암	450-12000	3100-83000
E	조립질의 화성암과 변성암의 결정질 암석	각섬암	2500-5800	17000-40000
		반려암	2600-6500	18000-45000
		편마암	500-6500	3500-45000
		화강암	300-7000	2100-49000
		석영섬록암	200-2100	1400-14000
		편암	200-3000	1400-21000
		섬장암	3800-9000	26000-62000

[1] 다양한 조사에 의해 보고된 일축압축 강도값의 범위
[2] 오일 셰일은 포함되지 않음

③ FHWA (1999)

ㄱ) 주면마찰력

FHWA(1999)의 주면마찰력 공식은 식 (3.4.14)와 같다.

$$f_{\max} = 0.65\, p_a \left(\frac{q_u}{p_a}\right)^{0.5} \quad (f_c' > q_u) \qquad (3.4.14)$$

$$= 0.65 p_a \left(\frac{f_c'}{p_a}\right)^{0.5} \quad (f_c' > q_u)$$

여기서 q_u: 암의 일축압축강도

p_a: 대기압

f_c: 콘크리트 압축강도

위 식은 무결함 암에서만 적용이 가능하며 절리가 심하게 발달되었거나 풍화된 암반에 대하여 적용할 경우 Carter and Kulhawy(1988)와 동일하게 지지력 감소계수를 적용한다. 따라서, 본 말뚝의 주면마찰력은 다음과 같다.

$$Q_s = f_{\max} A_s \times (\text{감소계수}) = 0.65 \times 0.101 \times (\frac{30}{0.101})^{0.5} \times \pi \times 2.35 \times 14.9 \times 0.57 \fallingdotseq 70,944kN$$

ㄴ) 선단지지력

FHWA(1999) 방법에서는 퇴적에 의해 절리가 발생되었거나 절리의 대부분이 수평인 경우, 선단지지력 산정시 식 (3.4.15)를 적용하여 산정한다. 그러나 본 현장에서는 암반 절리면에 대한 상세한 조사가 이루어지지 않아 가장 불량한 상태의 절리값(절리간격 30cm, 절리틈새 0.5cm)으로 가정하였다.

$$q_p = 3K_{sp}\Theta q_u \tag{3.4.15}$$

여기서, q_u: 암석시편의 평균 일축압축강도 (tonf/m^2)

K_{sp} : 무차원 지지력 계수, $K_{sp} = \dfrac{3+\frac{s_d}{D}}{10\sqrt{1+300\frac{t_d}{s_d}}}$

s_d : 불연속면의 간격 (mm)

t_d : 불연속면의 폭 (mm)

D : 말뚝지름 (mm)

Θ : 무차원 깊이계수, Θ=1+0.4$L_s/D_s \leqq$3.4 (본 연구에서는 3.4 적용)

L_s : 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이 (기반암 위에 거치된 경우 0)

D_s : 암반 근입부의 말뚝 지름 (mm)

본 말뚝의 선단지지력은 다음과 같다.

$$Q_p = q_p A_p = 3 \times 0.127 \times 3.4 \times 36.7 \times (\frac{\pi}{4}) \times (2.35)^2 \fallingdotseq 207,317kN$$

(나) 허용응력설계법에 의한 허용지지력 산정

본 연구에서 각각의 공식을 이용하여 산정한 전체지지력과 허용응력설계법의 경우 지지력공식에 의한 말뚝 기초의 허용지지력 산정시 안전율(FS) 3.0을 적용하도록 제안하고 있으므로, 허용응력설계법에 의한 말뚝의 허용지지력은 표 3.4.24와 같다.

표 3.4.24 허용응력설계법에 의한 허용지지력

설계방법	극한지지력(kN)			안전율	허용지지력(kN)
	주면	선단	전체		
Carter & Kulhawy	94,052	3,770	97,822	3	32,607
AASHTO	8,191	18,651	26,842	3	8,947
FHWA	70,944	207,317	278,261	3	92,754

(다) LRFD 설계법에 의한 허용지지력 산정

본 연구에서 산정한 지지력 공식의 저항계수는 각 지지력 공식에 대하여 표 3.4.25와 같다. 본 설계 예제에서는 목표신뢰도지수(β_T) 3.5에 대한 저항계수를 적용하여 분석을 수행하였다.

표 3.4.25 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수

지지력구성	설계방법	저항계수	
		β_T=3.0	β_T=3.5
전체지지력	Carter and Kulhawy	0.70	0.54
	AASHTO	0.51	0.39
	FHWA	0.20	0.16

표 3.4.25에서 제시된 저항계수를 적용하여 얻어진 현장타설말뚝의 LRFD 설계 허용지지력은 다음과 같다.

• Carter and Kulhawy (1988) 공식 : $Q_a = 97,822 \times 0.54 = \underline{52,824}\ (kN)$

• AASHTO (1996) 공식 : $Q_a = 26,842 \times 0.39 = \underline{10,468}\ (kN)$

• FHWA (1999) 공식 : $Q_a = 278,261 \times 0.16 = \underline{44,522}\ (kN)$

(라) 허용응력설계법과 LFRD 설계법의 비교

표 3.4.26은 말뚝에 작용하는 최대 연직반력과 허용응력설계법 및 LRFD 설계법으로 산정된 저항력을 비교한 결과이다. 표에서 설계비율은 각 방법의 저항력에 대한 설계반력의 비율을 의미한다. 그리고, 설계여유율은 설계비율 1.0에서 설계비율을 뺀 값으로서 구조물이 추가적인 하중을 부담할 수 있는 설계상의 여유를 의미한다.

Carter and Kulhawy 공식의 경우 LFRD 설계법이 허용응력설계법보다 설계비율이 더 작은 것으로 나타났다. 즉, LRFD 설계법이 작용력에 비하여 저항력을 크게 산정하여 설계여유율이 증가하므로 경제성 있는 설계결과를 도출하는 것을 알 수 있다.

FHWA 방법은 선단지지력을 과대평가하여 설계비율이 허용응력설계법의 경우 32%, LRFD 설계법의 경우에는 85%로 산정되었다. 즉, 허용응력설계법은 저항력을 매우 과대평가하고 LRFD 설계법은 설계여유율이 15%로서 허용응력설계법 방법보다 보수적으로 나타났다. 그러나, FHWA 방법에서 일반적으로 지지력을 매우 과대평가하는 영향을 저항계수로서 보정하여 안전한 설계를 가능하게 하였다. 허용응력설계법을 적용할 경우 Carter and Kulhawy 공식과 FHWA 방법의 허용지지력(저항력) 차이는 약 3배 정도 차이나는데 비하여, LRFD 설계법의 경우 이 차이가 1.18배로 감소하였다. 즉, LRFD 설계법이 설계식에 따른 불확실성을 고려함으로써 최적의 기초구조물 설계가 가능해짐을 알 수 있다.

다만, AASHTO 공식의 경우 지지력이 매우 과소평가되었다. 이 결과는 표 12에서 알 수 있듯이, AASHTO 공식의 주면마찰력이 다른 두 방법에 비하여 약 10배 정도 과소평가되기 때문이다. 또한, 본 예제말뚝은 풍화암 근입깊이가 14.9m로

매우 크기 때문에 선단지지력에 비하여 주면마찰력이 과소평가되는 영향이 더욱 크게 나타났기 때문이다. 향후 이러한 결과를 향상시키기 위해서는 선단마찰력과 주면마찰력에 대한 저항계수를 각각 분리하여 산정하는 연구가 필요할 것으로 판단된다.

표 3.4.27은 Carter and Kulhawy 공식으로 설계시 두 방법 모두 동일한 설계여유를 가질 경우 LRFD 설계법에서의 경제성을 확인한 결과이다. 표 3.4.26에서 보는 바와 같이, LRFD 설계법에서 설계비율을 허용응력설계법의 91%와 동일하게 하려면 저항력이 97,822kN에서 76,992kN으로 작아져야 한다. 이는 말뚝 암근입 길이가 14.9m에서 11.6m로 감소되어 경제적인 설계가 가능해지는 것을 의미한다.

표 3.4.26 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 비교

구 분		Carter&Kulhawy		AASHTO		FHWA	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
작용력	최대 연직반력(kN)	29,662	37,849	29,662	37,849	29,662	37,849
저항력	극한지지력(kN)	97,822	97,822	26,842	26,842	278,261	278,261
	안전율 또는 저항계수	FS=3	ϕ=0.54	FS=3	ϕ=0.39	FS=3	ϕ=0.16
	저항력(kN)	32,607	52,824	8,947	10,468	92,754	44,522
설계비율(=작용력/저항력)		91	72	331	362	32	85
판정		O.K	O.K	N.G	N.G	O.K	O.K

표 3.4.27 동일한 설계비율에서의 극한지지력

구 분		Carter and Kulhawy	
		ASD	LRFD
작용력	최대 연직반력(kN)	29,662	37,849
저항력	극한지지력(kN)	97,822	76,992
	안전율 또는 저항계수	FS=3	ϕ=0.54
	저항력(kN)	32,607	41,576
설계비율(=작용력/저항력)		91	91
판정		O.K	O.K

(4) 소결론

본 연구에서는 전라남도 ○○군에 위치한 ○○교의 현장타설말뚝 기초를 대상으로 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 설계결과를 비교하여 LRFD 설계법의 적용성을 분석하였다. 그 결과 다음의 결론을 도출하였다.

1) Carter and Kulhawy 방법의 경우 LFRD가 허용응력설계법보다 설계비율이 더 작은 것으로 나타났다. 즉, LRFD 방법이 작용력에 비하여 저항력을 크게 산정하여 설계여유율이 증가하므로 경제성있는 설계결과를 도출하는 것을 알 수 있다.
2) FHWA 방법의 경우 허용응력 설계법은 저항력을 매우 과대평가하는데 비하여 LRFD는 Carter and Kulhawy방법과 유사한 저항력을 도출하였다. 즉, 허용응력 설계법을 적용할 경우 Carter and Kulhawy 방법과 FHWA의 허용지지력(저항력) 차이는 약 3배 정도인데 비하여, LRFD의 경우 이 차이가 1.18배로 감소하였다. 이러한 결과는 LRFD방법이 FHWA 방법에서 일반적으로 지지력을 매우 과대평가하는 영향을 저항계수로서 보정하여 안전한 설계를 가능하게 하였기 때문이다. 즉, LRFD 방법이 설계식에 따른 불확실성을 고려함으로써 최적의 기초구조물 설계가 가능해짐을 알 수 있다.
3) AASHTO방법의 경우 지지력이 매우 과소평가되었다. 이 결과는 AASHTO방법의 주면마찰력이 다른 두 방법에 비하여 약 10배 정도 과소평가되기 때문이다. 또한, 본 예제말뚝은 풍화암 근입깊이가 14.9m로 매우 크기 때문에 선단지지력에 비하여 주면마찰력이 과소평가되는 영향이 더욱 크게 나타났기 때문이다. 향후 이러한 결과를 개선시키기 위해서는 선단마찰력과 주면마찰력에 대한 저항계수를 각각 분리하여 산정하는 연구가 필요할 것으로 판단된다.

제 5 절 결 론

기초구조물 설계에 있어 LRFD 설계법의 도입은 세계적인 추세이며 미국과 유럽을 포함한 선진국에서는 그 기준작성을 완료하고 이미 시행중에 있다. 국내에서도 국내 고유의 지반특성 및 기초구조물 설계·시공 실무를 고려한 저항계수를 산정해야하고 새로운 LRFD 설계법으로의 전환이 필요한 때이다. 이를 위해서는 설계변수들의 국내자료에 대한 통계특성에 대한 합리적 평가와 정확하고 실용적인 신뢰성해석 및 저항계수 산정기법이 필요하다.

본 연구에서는 2,000여개가 넘는 많은 수의 기초구조물 설계 변수 및 재하시험, 지반조사 자료에 대한 수집, 검토 및 데이터베이스 구축, 기초구조물 설계법에 의한 저항의 불확실성 정량화 및 통계특성 분석, MCS와 FORM에 기초한 신뢰성해석기법 및 신뢰성해석 프로그램 개발 등 LRFD 설계법 개발을 위한 필수적이고 다양한 기초 연구를 수행하였다. 문헌조사와 건설교통부 국토지방관리청 관내 320여 모든 도로현장 및 연구기관, 민간기업에 대해서 추가로 재하시험과 지반조사 자료를 수집하고 검토하여 데이터베이스를 추가 구축하였으며 신뢰성 분석에 적용될 모든 말뚝의 측정 극한지지력과 설계 극한지지력을 산정하여 기초구조물별 지반특성을 고려한 저항편향계수 통계 특성 분석을 실시하였다. 또한 국내외 기준에서 제시하고 있는 다양한 정역학적 설계법에 대한 신뢰성 분석 및 신뢰도지수를 산정하였다. MCS와 FORM에 기초한 저항계수 산정기법 및 저항계수 산정 프로그램을 개발하였으며 국내 기초구조물 설계·시공 실무의 신뢰성 수준 및 국내외 요구 안전성을 고려하여 목표 신뢰도지수를 결정하였다. MCS와 FORM에 기초한 기초구조물별(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 지반 특성에 따른 국내 고유의 저항계수를 산정하였고 저항계수의 검증 및 보정과정을 거쳐서 최종 제안하고자 하는 저항계수를 결정하였으며, LRFD 설계법 개발, LRFD 설계 기술기준 마련을 위한 종합적이고 체계적인 제반 연구를 수행하였다.

연구내용에 대한 종합적인 결과 및 성과는 다음과 같다.

1. 구조공학 및 지반공학 분야의 LRFD 설계법 관련 기술동향을 분석하였으며 지반공학적 불확실성 요인 및 이에 대한 통계처리 방법들을 정리하였다. 그 중 통

계특성치를 실무측면에서 편리하고 합리적으로 평가할 수 있는 Wirsching-Carlson방법에 기초한 포트란 프로그램을 개발하고 이에 대한 보완과 검증작업을 수행하였다. 기초구조물의 신뢰성 평가 이론과 함께 목표 신뢰도지수, 하중계수, 저항계수, 코드 보정(code calibration) 등 LRFD 설계법의 주요 제반 사항들에 대해서 정리하였다. 기초구조물의 저항계수 산정을 위한 신뢰성 해석기법은 가장 정확하고 국내외 적용성이 높은 FORM 과 MCS 방법을 적용하였으며 각각의 방법에 대한 신뢰성 해석 기법 및 신뢰성 해석 프로그램("KRGREL", "MCSRA")을 개발하였다. 해석해가 존재하는 검증용 예제에 대해서 개발된 프로그램을 직접 적용한 후 그 결과를 비교하여 개발된 신뢰성해석 프로그램의 효율성과 정확성을 입증하였다. 저항계수에 대한 코드 보정을 수행하고 국내 지반특성을 고려한 고유의 저항계수를 산정하기 위해서 FORM과 MCS에 기초한 저항계수 산정 기법 및 저항계수 산정 프로그램("KRGCAL", "RFCMCS")을 개발하였다. 개발된 프로그램은 신뢰성 분석 결과를 이용하여 기초구조물의 다양한 하중조합, 한계상태함수, 목표 신뢰도지수, 확률변수의 통계 특성 등에 따라 반복 알고리즘을 통해 최적 저항계수를 자동으로 산정하도록 하였다. 코드 보정에 대한 적용방법을 설명하기 위하여 PDA 자료에 대해서 목표신뢰도지수-저항계수($\beta_T - \phi$)선도를 작성하였다.

2. 기초구조물의 신뢰성평가와 저항계수 결정에 사용되는 한계상태(성능)함수에서 확률변수인 저항 및 하중의 편향계수 등에 대한 통계 특성치 및 분포특성을 결정하였다. 문헌조사 및 시공사, 설계회사, 연구기관 등의 협조를 받아 약 2000여개 이상의 재하시험 자료 검토를 통해 항타강관말뚝의 경우 극한지지력 확인이 가능한 총 63개의 재하시험 자료를 확보하였고 현장타설말뚝의 경우 극한지지력 확인이 가능한 풍화암에 근입된 총 21개의 재하시험 자료를 확보하였다. 선정된 재하시험 자료에 대해서 말뚝 직경과 길이, 재하시험 실시 지역, 지층구성, 최대 재하 하중 등 다양한 조건에 대한 분석 결과 국내 전체의 전반적인 지역 특성과 말뚝 설계, 시공 실무 현황이 그대로 반영된 것으로 확인되었다. 그리고 체계적인 자료정리를 위해 보고서 제목, 발행기관, 저자 등에 대해 목록화하고 재하시험 및 지반 조사 자료, 분석 결과에 대한 데이터베이스를 구축하였다. 데이터베

이스는 현장 및 구조물에 대한 정보, 지반조사 결과 그리고 말뚝 재하시험 결과 등으로 구성되어 있다.

3. 구축된 데이터베이스를 바탕으로 신뢰성 분석을 위해 선정된 재하시험 자료에 대해서 측정 극한지지력을 산정하였다. 측정 극한지지력 산정기준은 국내외 기준으로부터 다양한 방법을 적용하였으며, 항타강관말뚝의 경우 Davisson 방법, 25.4mm 방법, 0.1D 방법, Shape of curve 방법, DeBeer 방법, 그리고 ASCE 20-96의 제안방법 등의 6가지 방법을 적용하였고 현장타설말뚝의 경우, Davisson 방법, 25.4mm 방법, FHWA 5% 방법, 그리고 ASCE 20-96의 제안방법 등 총 4가지 방법을 적용하였다. 이들 기준에 의해 산정된 측정 극한지지력에 대해서 통계 특성을 분석하여 대표 기준으로 적용할 방법을 선정하였다. 항타강관말뚝과 현장타설말뚝 모두 객관적인 수치를 얻을 수 있고 적용성이 높으며, 편차가 작은 Davisson 방법이 말뚝의 측정 극한지지력을 결정하기 위한 대표 방법으로 선정되었다.

4. 선정된 재하시험 자료에 대해서 정역학적 지지력 설계법을 적용하여 설계 극한지지력을 산정하였다. 국내외 설계기준에서 제안하는 다양한 정역학적 지지력 설계법 중 실무 적용성이 높고 지반특성을 고려할 수 있는 방법을 선정하였다. 항타강관말뚝의 경우 구조물기초설계기준에서 제안하고 있는 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 경험식을 적용하였고 현장타설말뚝의 경우 암의 일축압축강도를 이용한 설계법인 Carter and Kulhawy(1998) 공식, AASHTO(1996) 공식, FHWA(1999) 방법 등 3가지 공식과 표준관입시험 N치를 이용한 설계법인 Meyerhof(1976) 공식과 비점성 IGM(1999) 공식 등 2가지 공식을 적용하였다.

5. 측정 극한지지력과 설계 극한지지력을 비교하여 저항편향계수를 산정하고 저항편향계수의 통계 특성치 및 확률분포 특성을 분석하였다. 저항편향계수는 저항의 불확실성을 대변하는 값이며, 측정 극한지지력과 설계 극한지지력의 비로써 정의한다. 항타강관말뚝의 경우 63개 자료 중 Davisson 방법으로 극한지지력을 확인할 수 없는 자료 3개와 지반조사 자료가 부족하여 설계 극한지지력을 산정할 수 없는 자료 3개를 제외한 총 57개의 재하시험 자료에 대해서 선단부 N치

50을 기준으로 두 그룹으로 분류하였으며(N<50, N≥50)), 이는 지반특성에 따른 말뚝의 지지거동을 고려하기 위함이다. 또한 본 연구에서 직접 수행한 14회의 재하시험 자료를 포함하여 엄격한 관리 하에 수행된 총 23회의 자료를 별도로 분류하여 추가 분석을 실시하여 자료의 양질성에 의한 결과 차이를 비교 분석하고자 하였다. 항타강관말뚝과 현장타설말뚝의 측정 지지력과 설계 지지력을 비교한 결과 두 경우 모두 뚜렷한 경향성이 없이 자료의 분산성이 큰 것으로 나타났다.

6. 항타강관말뚝 저항편향계수 분석 결과 선단부 N치 50미만의 경우 정역학적 지지력공식은 전반적으로 측정 극한지지력과 설계 극한지지력이 비슷한 수준의 지지력을 산정하는 경향성을 보였고 분산성은 N치 경험식보다 낮았다. N치를 이용한 경험식은 보수적으로 지지력을 산정하는 경향성을 나타내었고 변동계수가 커서 상대적으로 자료의 분산성이 큰 경향을 나타내었다. 선단부 N치 50이상의 경우 정역학적 지지력공식은 지지력을 다소 과대평가하는 경향성을 보였지만 분산성은 낮았고 N치를 이용한 경험식은 지지력의 내재적 보수성을 나타내었지만 자료의 분산성은 높았다. 신뢰성이 우수한 자료는 전체 자료에 비해서 저항편향계수의 평균값이 크게 산정되어 지지력의 내재적 보수성이 증가하였고 변동계수는 낮게 산정되어 분산성은 감소하였다. 반면에 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 경우 그 반대의 경향성을 나타내었다. 저항편향계수의 확률밀도함수 분석 결과 두 설계 공식 모두 대수정규분포에 적합한 것으로 확인되었다.

7. 현장타설말뚝 저항편향계수 분석 결과 암의 일축압축강도를 이용한 Carter and Kulhawy 공식, AASHTO 방법, FHWA 방법 중 Carter and Kulhawy 공식의 내재적 보수성이 가장 크게 나타났고 FHWA 방법은 다소 지지력을 과대평가하는 경향을 나타내었다. 변동계수는 FHWA 방법이 가장 컸고 Carter and Kulhawy 공식이 가장 낮았다. 표준관입시험 N치를 이용한 공식에 대해서 분석한 결과 비점성 IGM 공식이 Meyerhof 공식에 비해서 내재적 보수성이 컸고 자료의 분산성도 상대적으로 컸다. 5가지 지지력 공식을 모두 비교한 결과 Carter and Kulhawy 공식의 내재적 보수성이 가장 컸으며 FHWA 방법이 유일하게 지지력을 과대평가하는 경향성을 나타내었다. 자료의 분산성은 Carter and

Kulhawy 공식이 가장 낮았고 비점성 IGM 방법이 가장 높았다.

8. 항타강관말뚝과 현장타설말뚝에 대해서 분석된 저항편향계수의 통계 특성치 및 확률분포 특성을 이용하여 FORM 및 MCS에 의한 신뢰성 분석을 수행하였다. 하중 통계치는 국내 상부구조물의 현황을 고려하여 AASHTO LRFD 교량 설계 기준의 값을 준용하여 적용하였으며 항타강관말뚝의 경우 안전율 3.0~5.0에 대해서, 현장타설말뚝의 경우 안전율 2.0~4.0에 대해서 신뢰도지수를 산정하였다. 설계법의 내재적 보수성 및 자료의 낮은 분산성에 의해 항타강관말뚝 보다 현장타설말뚝의 신뢰도지수가 대체적으로 크게 산정되었으며 MCS와 FORM의 결과는 큰 차이를 보이지 않아 두 방법의 역학적 동등성을 확인하였다. MCS는 파괴확률을 직접 산정하는 방법이므로 파괴확률로부터 신뢰도지수를 역환산하여 FORM의 결과와 비교하였다. 명시적 해석해가 가능한 간편 신뢰성 해석법인 MVFOSM에 의한 신뢰도지수를 산정하고 그 결과를 FORM 및 MCS의 결과와 비교한 결과 대체적으로 MVFOSM은 FORM 및 MCS에 비해서 최대 약 30% 내외로 신뢰도지수를 낮게 산정하는 경향을 보였으며 한계상태함수가 정규분포가 아니거나 비선형성을 내포한 경우 FORM 및 MCS의 결과와 심각한 오차를 나타낼 수 있음을 확인하였다. FORM과 MCS는 계산상의 효율성과 결과의 일관성, 확률변수들의 민감도지수 및 파괴점의 산정이 가능하다는 점 등 신뢰성평가를 위한 매우 적합한 방법인 것을 확인하였다.

9. 항타강관말뚝에 대한 신뢰도 분석 결과 선단부 N치 50미만과 선단부 N치 50이상의 경우 모두 안전율이 낮을 때는 N치를 이용한 경험식의 신뢰도지수가 컸으나 안전율이 높아질수록 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수가 더 커지는 경향을 보였다. 신뢰성이 우수한 자료의 경우 전체 자료에 비해서 최소 10%이상 신뢰도지수가 크게 산정되었고 특히 선단부 N치 50이상일 때 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수가 상당히 크게 나타났다. 이는 저항편향계수의 변동계수가 매우 낮았기 때문이다. 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료의 경우 전체 자료에 비해서 10% 이상 신뢰도지수가 작게 산정되었다.

10. 현장타설말뚝에 대한 신뢰도 분석 결과 Carter and Kulhawy 공식의 신뢰도지수가 가장 크게 나타났으며, 이는 저항편향계수 분석을 통해 공식의 내재적 보

수성이 가장 크고 자료의 분산성 역시 가장 낮았기 때문이다. Carter and Kulhawy 공식, AASHTO 공식, Meyerhof 공식, 비점성 IGM 공식, FHWA 방법의 순으로 신뢰도지수가 크게 나타났다. FHWA 방법은 지지력을 과대평가하는 경향과 함께 저항편향계수의 변동계수도 상대적으로 컸기 때문에 타 방법에 비해서 신뢰도지수가 매우 낮게 산정되었다.

11. 국외 LRFD 설계기준에서 제안하고 있는 상부구조물 및 기초구조물의 다양한 목표 신뢰도수준에 대해서 정리하였고 본 연구를 통해 항타강관말뚝과 현장타설말뚝을 대상으로 FORM과 MCS를 적용하여 분석한 신뢰도지수를 바탕으로 목표 신뢰도지수를 결정하였다. 항타강관말뚝의 경우 상대적으로 규모가 작은 토목구조물에 적용되며, 주로 무리말뚝으로 시공되기 때문에 구조물 전체의 파괴확률을 고려하여 무리말뚝 효과를 기대할 수 있는 경우 2.0 또는 2.33으로 결정하였고 무리말뚝 효과를 기대할 수 없는 경우 2.5로 결정하였다. 현장타설말뚝은 주로 대구경으로 시공되며 중요도가 높은 구조물에 적용되고 항타강관말뚝에 비해서 보수적으로 설계되고 있으므로 상대적으로 높은 목표 신뢰도지수를 적용하여 무리말뚝 효과를 기대할 수 있는 경우 3.0, 무리말뚝 효과를 기대할 수 없는 경우 3.5로 결정하였다. 목표 신뢰도지수는 국내 말뚝기초의 신뢰성 수준과 기초구조물 전체 시스템의 안전성, 국제적 신뢰성 요구기준 등을 종합적으로 고려하여 책임기술자의 공학적 판단 하에 최적의 값을 적용할 수 있도록 하였다.

12. 신뢰성 분석 결과 및 결정된 목표 신뢰도지수를 적용하여 FORM과 MCS에 의한 항타강관말뚝 저항계수를 산정하였으며 그 결과는 다음과 같다.

목표 신뢰도 지수	선단부 N치 50 미만											
	정역학적 지지력공식						N치 경험식					
	전체 자료		신뢰성 우수		신뢰성 우수 제외		전체 자료		신뢰성 우수		신뢰성 우수 제외	
	FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS
2.00	0.44	0.43	0.50	0.49	0.40	0.40	0.48	0.48	0.62	0.62	0.37	0.37
2.33	0.37	0.37	0.43	0.42	0.35	0.35	0.39	0.38	0.49	0.48	0.30	0.30
2.50	0.34	0.34	0.39	0.39	0.32	0.32	0.35	0.34	0.43	0.43	0.27	0.27

목표 신뢰도 지수	선단부 N치 50 이상											
	정역학적 지지력공식						N치 경험식					
	전체 자료		신뢰성 우수		신뢰성 우수 제외		전체 자료		신뢰성 우수		신뢰성 우수 제외	
	FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS
2.00	0.40	0.39	0.64	0.64	0.31	0.31	0.37	0.37	0.46	0.46	0.32	0.31
2.33	0.35	0.35	0.59	0.59	0.27	0.27	0.30	0.29	0.38	0.38	0.25	0.25
2.50	0.33	0.32	0.57	0.56	0.25	0.24	0.27	0.26	0.35	0.34	0.22	0.22

전체 자료와 신뢰성이 우수한 자료, 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료에 대해서 저항계수를 산정한 결과 신뢰성이 우수한 자료는 전체 자료에 비해서 10%이상 저항계수가 크게 나타났고 신뢰성이 우수한 자료를 제외한 자료는 전체 자료에 비해서 10% 내외로 저항계수가 작게 나타났다. 따라서, 자료의 정확성과 신뢰성에 의한 영향정도가 항타강관말뚝 저항계수 산정시 무시할 수 없는 차이를 나타냄을 확인하였다.

13. 신뢰성 분석 결과 및 결정된 목표 신뢰도지수를 적용하여 FORM과 MCS에 의한 현장타설말뚝 저항계수를 산정하였으며 그 결과는 다음과 같다.

목표 신뢰도 지수	C&K 공식		AASHTO 공식		FHWA 방법		Meyerhof 공식		비점성 IGM 공식	
	FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS
3.0	0.70	0.70	0.52	0.51	0.20	0.20	0.50	0.51	0.39	0.39
3.5	0.54	0.54	0.39	0.39	0.16	0.15	0.39	0.39	0.28	0.28

현장타설말뚝에 대한 저항계수 산정 결과 적용된 다섯 가지 설계 공식 중 신뢰도지수가 가장 높은 Carter and Kulhawy 공식의 저항계수가 가장 컸으며 신뢰도지수가 가장 낮은 FHWA 방법의 저항계수가 가장 작았다.

14. 직접확대기초에 대한 국외 다양한 설계기준의 저항계수 및 LRFD 설계법에 대해서 정리하였으며 국내 실정에 적합한 저항계수를 산정하였다. 직접확대기초는 실물 재하시험 자료가 충분하지 못하므로 국외 설계기준에서는 신뢰성 분석을 적용하지 않고 각국의 실정에 맞는 값을 현행 설계법으로부터 보정하였다. 따라서 본 연구에서는 미국 AASHTO LRFD 교량 설계기준에 채택된 직접확대기초에 대한 저항계수 산정 방식을 참고하여 국내 직접확대기초의 설계·시공에 적용되는 안전율과 국내 지반특성, 실무 현황 등을 종합적으로 고려하여 합리적인 저항계수를 제안하였다. 연직지지력의 경우 정역학적 공식에 대한 저항계수는

0.45, 평판재하시험에 대해서는 0.55를 선정하였고 횡방향지지력의 경우 활동에 대해서는 0.80, 수동토압에 대해서는 0.50의 저항계수를 선정하였다.

15. 산정된 기초구조물별 저항계수를 적용하여 실제 교량기초에 대한 LRFD 설계를 수행하고 허용응력설계법과 비교 검토를 통해 LRFD 설계법의 적용성을 분석하였다. 항타강관말뚝의 경우 전체자료에 대한 저항계수를 적용한 결과 상부설계하중에 대해서 9본의 말뚝으로 설계할 때 정역학적 지지력공식은 허용응력설계법과 LRFD 설계법 모두 말뚝에 작용하는 반력에 비해서 저항력이 크게 산정되어 안전한 것으로 나타났다. N치 경험식은 허용응력설계법은 반력에 비해서 저항력이 약간 크게 산정되었고 LRFD 설계법은 반력과 저항력이 비슷한 수준으로 산정되어 역시 안전한 것으로 나타났다. 신뢰성이 우수한 자료에 대한 저항계수를 적용한 결과 LRFD 설계법으로 설계한 정역학적 지지력공식의 경우 9본의 말뚝에 대한 설계 비율(반력/허용지지력)이 50%이하로 저감되어 허용응력설계법보다 훨씬 경제적인 설계가 가능한 것으로 나타났다. 기존 9본의 말뚝에서 7본의 말뚝으로 감소했을 경우에도 설계 비율이 65%로서 9본의 말뚝으로 설계된 허용응력설계법(설계 비율 71%)보다 더 큰 안전성이 확보되는 것으로 나타나 결과적으로 허용응력설계법에 비해서 상당히 경제적 설계가 가능한 것으로 확인되었다. N치 경험식 역시 신뢰성이 우수한 자료에 대한 저항계수를 적용한 결과 허용응력설계법에 비해서 유의할 만한 수준으로 설계 비율이 낮아지고 보다 경제적 시공이 가능해짐을 확인하였다.

16. 현장타설말뚝의 경우 암의 일축압축강도를 이용한 설계법 세 가지 공식을 적용하여 실제 교량에 대한 설계 수행 결과 풍화암에 근입된 5본의 말뚝으로 설계할 때 Carter and Kulhawy 공식의 경우 LFRD 설계법이 허용응력설계법보다 설계비율이 더 낮은 것으로 나타났다. 즉, LRFD 설계법이 작용력에 비하여 저항력을 크게 산정하여 허용응력설계법보다 경제적인 설계가 가능한 것으로 나타났고, 허용응력설계법의 설계 비율과 동일한 수준으로 설계 시 풍화암에 근입된 말뚝길이를 3m 이상 줄일 수 있는 것으로 확인되었다. FHWA 방법의 경우 허용응력설계법은 저항력을 매우 과대평가하였고 LRFD 설계법은 Carter and Kulhawy 공식과 유사한 저항력을 도출하였다. 즉, 지지력을 과대평가하는 공식의 특성에 대해서 허용응력설계법과 달리 LRFD 설계법은 이를 저항계수로서 보정하여 안전한 설계가 가능하게 하였다. AASHTO 공식의 경우 허용응력설계

법과 LRFD 설계법 모두 작용력에 비해 지지력이 과소평가되었는데 이는 주면 마찰력이 다른 두 공식에 비해 약 1/10 정도로 과소평가되었기 때문이다. 그러나 허용응력설계법과 LRFD 설계법의 설계 비율은 비슷하게 나타났다.

17. 산정된 저항계수에 대한 보정과 검증, 실제 설계사례를 통한 적용성 분석, 기초구조물별 중요도, 요구안전도 및 국내 설계·시공실무 특성 등을 종합적으로 고려하여 저항계수를 결정하였다. 정확하고 개선된 신뢰성 분석기법인 FORM 방법과 MCS 방법에 의한 저항계수 결과를 모두 적용하였다. 항타강관말뚝의 경우 국내 현행 설계·실무 현황의 전반적인 특성을 충분히 반영할 수 있고 통계적 신뢰성을 가질 수 있는 자료 수가 확보된 전체 자료에 대해서 산정된 저항계수를 바탕으로 표 3.5.1과 같이 결정하였다. 현장타설말뚝은 적용된 다섯 가지 설계공식 중 암에 대한 지반 특성을 반영할 수 없는 표준관입시험 N치를 이용한 두 가지 설계 공식을 제외하였다. 현장타설말뚝에 대해서 결정된 저항계수는 표 3.5.2와 같다. 직접확대기초에 대한 저항계수는 신뢰성 분석기법을 통해 현행 설계기준의 요구 안전도에 적합한 수준으로 보정하고 검증하여 표 3.5.3과 같이 결정하였다.

표 3.5.1 항타강관말뚝 저항계수

구분 / 목표 신뢰도지수	N<50		N≥50	
	정역학공식	N치경험식	정역학공식	N치경험식
2.0	0.43	0.48	0.39	0.37
2.33	0.37	0.38	0.35	0.29
2.5	0.34	0.34	0.32	0.27

표 3.5.2 현장타설말뚝 저항계수

구분 / 목표 신뢰도지수	Carter and Kulhawy	AASHTO	FHWA
3.0	0.70	0.51	0.20
3.5	0.54	0.39	0.16

표 3.5.3 직접확대기초 저항계수

구 분	조 건	저항계수(ϕ)
연직지지력	정역학적 공식에 의한 지지력	0.45
	평판재하시험에 의한 지지력	0.55
횡방향 지지력	슬라이딩	0.80
	수동토압	0.50

18. LRFD 설계법에 대한 국내 실무 수준의 전문적 기술체계 확립 및 그 적용에 대한 저변이 확립되지 않은 점을 감안하여 본 연구에서 제안된 기초구조물의 저항계수 적용 시 엄밀히 주의해야 할 것이며 정확한 지반조사와 실내실험, 현장시험을 수행하여 정확한 결과를 바탕으로 전문가 집단과 책임기술자의 면밀한 검토를 거친 후 적용해야 할 것이다.

국제적 기술표준으로 정립되고 있는 신뢰성 기반의 LRFD 설계법 또는 한계상태설계법에 대비하여 본 연구를 통해 국내 최초로 기초구조물의 저항계수가 제안되었고 LRFD 설계법의 토대가 마련되었다. 본 연구결과를 바탕으로 지반구조물 전체에 대한 종합적인 LRFD 설계법이 개발될 것이며, 나아가 구조공학 분야의 상부구조 LRFD 설계법과 통합되어 향후 글로벌 건설기술 표준화규격에 부합되는 최적의 설계기준이 개발, 정립될 수 있을 것이다.

제 4 장 연구개발목표 달성도 및 관련분야에의 기여도

가. 연구개발 수행 진도율

구분 / 개발내용	연구개발기간 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	진도(%)
현장 지반조사 및 재하실험 수행(3단계)	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····						100
	———	———	———	———	———	———	———						
데이터베이스 구축(3단계) 및 신뢰성 분석		·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····	·····			100
		———	———	———	———	———	———	———	———	———			
기초구조물 저항계수 보정 및 검증						·····	·····	·····	·····	·····	·····		100
						———	———	———	———	———	———		
기초구조물 저항계수 결정							·····	·····	·····	·····	·····	·····	100
							———	———	———	———	———	———	
LRFD 기초구조물 설계법 개발 및 검증							·····	·····	·····	·····	·····	·····	100
							———	———	———	———	———	———	
연구보고서 작성										·····	·····	·····	100
										———	———	———	
총 진도율													100

····· 당초계획

——— 실 적

나. 연구개발 목표의 달성도

목 표	달성도(%)	내 용
○ 기초구조물 설계변수 데이터베이스 구축(3단계) ○ 기초구조물 저항계수 검증 및 보정	100	○ 저항계수 산정을 위한 항타강관말뚝 정재하시험 및 하중전이시험, 지반조사 수행 ○ 재하시험 결과에 대한 정역학적 해석 및 통계분석을 통한 설계모델링 불확실성 평가
○ 기초구조물 저항계수 검증 및 보정 ○ 기초구조물 종류별 저항계수의 결정 (항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초)	100	○ 기초구조물별 목표신뢰도지수 결정 - 국내 현행 기초구조물 시공·설계법의 신뢰도수준 고려 - 기초구조물 중요도, 요구안전도, 국내 지반특성 및 시공·설계 실무 특성, 국제적인 기초구조물 신뢰성 요구 수준 고려 ○ 기초구조물별(항타강관말뚝, 현장타설말뚝, 직접확대기초) 저항계수 결정
○ LRFD 기초구조물 설계법 개발 및 검증	100	○ LRFD 기초구조물 설계법 개발 - 기초구조물 설계를 위한 하중계수 결정 - 주요 설계변수에 대한 신뢰성 설계도표 개발 ○ LRFD 기초구조물 설계법 검증

다. 국내외 관련분야의 환경변화

구조분야에서의 한계상태설계법의 세계적인 적용 추세와 함께 지반공학분야에서도 그 필요성이 대두되어 최근 미국과 캐나다에서는 지반구조물의 설계에 한계상태 설계기준을 포함하였으며, 유럽에서도 역시 부분안전계수를 사용한 설계개념을 직접 실무에 적용해 지반구조물의 설계에 사용해오고 있다.

국제표준을 개발 및 보급하는 국제표준위원회(ISO)에서는 무역상 기술장벽을 제

거하고자 무역상대국간에 서로 상이한 표준(Standard), 기술규정(Technical Regulation), 인증절차(Certification Procedure), 검사제도(Inspection System) 등을 통일시키기 위한 노력을 기울이고 있으며, 구조물 설계와 관련 한계상태설계 개념을 도입하여 ISO 2394 "General Principles on Reliability for Structure"와 유럽표준화위원회에서는 유로코드(Eurocode)를 제정하여 운용하고 있다.

하지만 국내의 경우 한계상태설계법에 대한 체계적인 연구의 미비로 아직 허용응력설계법이 일반적이며 구조물의 저항능력을 결정하고 안전성을 비교함에 있어 주로 경험과 판단에 근거한 하나의 전체안전율을 사용하고 있다. 이로 인해 국제적인 기술조류의 대열에 능동적으로 대처하기가 곤란하며 선진국의 수준 높은 설계기술과의 경쟁에 뒤쳐질 수밖에 없는 실정에 있다.

그러므로 기술수준이 아직까지 미약하고 준비가 되지 않은 우리나라의 경우 새로운 국제표준에 대비하지 않고는 앞으로 외국의 건설시장에 진출하거나 외국건설관련 업체의 국내 건설시장 진출시 기술적인 문제는 물론 국제적 문제에 봉착할 수 있다.

앞서 기술한바와 같이 향후 글로벌 경쟁시대의 국제건설 환경에서 국제 표준화 규격 ISO에 부합하는 합리적이고 선진화된 기초구조물에 대한 설계기준의 확보는 필연적이며 이를 위한 기초구조물의 신뢰성 해석 및 설계에 대한 연구는 상당히 중요하며 국외기술동향에 나타난 것처럼 국내에서도 시급히 다루어져야 할 것으로 판단된다.

여 백

제 5 장 연구개발결과의 활용계획

■ 활용계획

o 본 연구의 목표인 신뢰성에 기반한 기초구조물의 LRFD 설계법은 미국과 유럽을 포함한 선진외국에서 구조물 설계에 도입하고 있는 국제표준화코드이다. 다양한 국내의 현장조사, 실내시험 및 하중재하시험 자료를 데이터베이스화하고 이에 대한 통계처리 및 분석자료를 활용함으로써 설계변수의 불확실성과 변동성을 기반으로 하는 이상적인 해석 및 설계기술의 개발이 가능하다.

o 신뢰성에 기초한 LRFD 설계법은 지반의 불확실성을 감소시킴으로써 합리적이고 경제적인 설계 및 시공과 유지관리가 가능하며 기초구조물의 생애주기비용(LCC)해석과 최적설계에도 활용할 수 있다.

o 국제표준규격에 부합하는 설계기준의 합리화·선진화는 국내건설사 및 설계사의 해외건설 수주에 기여하여 국가적인 수익창출에 기여할 것이다. 무한경쟁의 글로벌시대에서 해외건설시장을 개척하고 국내건설시장 개방에 있어 선진외국업체와 경쟁해야하는 국내 건설업체의 국제 경쟁력을 크게 배향 할 수 있는 주요한 열쇠가 될 것이다.

가. 기술적 측면

o 기초 구조물 중요 설계변수 자료의 데이터베이스 구축.

LRFD 설계법에서 저항계수 및 하중계수 산정은 축적된 자료를 근거하여 이에 대한 검증을 통해서 구할 수 있다. 기초구조물의 중요 설계변수들에 대한 현장시험, 실내시험 및 재하시험 자료의 데이터베이스 축적과 통계 분석을 통한 통계특성치를 규명하여 기초구조물의 LRFD 설계법 개발뿐만 아니라 기초구조물 이외의 지반구조물 설계를 위한 기초 중요 자료로도 활용될 것이다.

o 한계상태와 신뢰성 통계기법을 통한 지반분야에서의 이론적 연구 수행

지반분야에서 탄성이론을 근거로 한 허용응력이론을 대신하여 실제 현상에 가까운 소성이론을 근거로 한계상태에 대한 이론적 연구와 지반지지력에 대한

합리적인 저항계수 산정을 위한 지반물성에 대한 신뢰성 통계 기법 등에 대한 연구가 수행되어 관련 분야의 선진화가 이루어진다.

o 기초구조물의 신뢰도 해석 알고리즘 개발 및 신뢰성 해석 시스템 구축

지반물성과 설계변수에 대한 데이터베이스를 기본으로 하여 기초 구조물의 신뢰도 해석 알고리즘을 개발하고 이를 수행하고, 더불어 활용성을 높이기 위한 프로그램이 구축된다.

o 기초구조물의 저항계수 산정 시스템 구축

지반의 다양한 조건이 고려된 기초구조물의 신뢰성해석과 저항편향계수의 통계분석을 통해 목표 신뢰도와 구조물의 파괴확률을 산정하고 이를 이용하여 기초구조물의 저항계수 산정을 위한 시스템을 구축된다.

o 기초구조물의 신뢰도 해석시스템 구축 및 LRFD 설계법 개발

기초구조물의 신뢰도 해석 알고리즘 개발 및 해석시스템 구축과 국제 기준에 부합한 기초구조물의 LRFD 설계법을 개발 및 운용함으로써 관련 기술기준의 확립이 가능해진다.

나. 경제 · 산업적 측면

o 국제표준화 ISO 규격에 부합하는 기초구조물의 LRFD 설계법 구축은 기초구조물의 신뢰성설계를 통해 설계환경에 대응하는 최적 설계가 이루어짐으로써 획일적인 과다설계를 방지하여 건설비용의 절감 및 구조물의 장수명을 통한 경제성을 확보할 수 있다.

o 국내 건설업체가 상대적으로 취약한 대형구조물 기초 설계의 선진화를 통해 외국 기술 도입에 따른 경제적 손실을 방지하고 해외로의 기술이전과 지적재산권을 통한 이윤창출이 가능하다.

o 향후 2008년 기준으로 국내건설시장규모는 약 1,020억불 정도(통계청, 2003)로 추정되며 이중 기초구조물과 관련된 시장을 총 규모의 10%로 보았을 때 그 규모는 100억불이며, 본 연구결과인 LRFD 기초구조물 설계법의 적용을 통해 발생되는 효율을 10%로 가정하여도 연간 약 10억불(1조원)의 국가 예산을 절감할 수 있다.

■ 타 산업 및 국내외 연계·협력 가능성

o 통계기법을 이용한 신뢰성기반 설계기법 기술은 기초구조물을 포함한 토목 및 건축구조물에 대한 설계 기준의 합리화·선진화를 통해 급변하는 국제환경과 글로벌 경쟁시대에서 국내 건설사의 해외건설 수주에 기여하여 국가적인 수익 창출에 기여할 것이다.

o 합리적인 설계를 통한 한정된 건설 자원의 국가적인 효율적 사용을 유발하고 이로 인해 건설 자원의 합리적 관리가 가능하다.

o 기초구조물의 국제표준화 규격이 상용화되면 상응되는 기초구조물 기성제품의 국제규격화, 표준화, 고급화가 이루어져 기초구조물의 품질 향상과 해외건설시장으로의 수출에도 기여할 것이다.

여 백

제 6 장 연구개발과정에서 수집한 해외 과학기술정보

■ Eurocode

o 유럽 국가간 상이한 설계 기준 장벽을 허물기 위해서 유럽연합위원회(Commission of European Communities)에서 제안된 건설 및 토목공학의 통일된 기술적 설계규정의 필요성에 의해 제정된 건설표준

o 구조물기초 설계와 관련된 부분은 Eurocode 7 이며 부분안전계수를 기초로 한 한계상태설계기준임

o 지역 지층 특성, 시공 및 설계 특성에 따라 지반 종류를 구분하여 부분안전계수를 제안함

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

Parameter	Factor	Case A	Case B	Case C	Case C2	Case C3
Partial load factors (γ_F)						
Permanent unfavourable action	γ_G	**1.00**	**1.35**	**1.00**	*1.35*	*1.00*
Variable unfavourable action	γ_Q	**1.50**	**1.50**	**1.30**	*1.50*	*1.20*
Permanent favourable action	γ_G	**0.95** *(0.90)*	**1.00**	**1.00**	*1.00*	*1.00*
Variable favourable action	γ_Q	**0**	**0**	**0**	*0*	*0*
Accidental action	γ_A	**1.00**	**1.00**	**1.00**	*1.00*	*1.00*
Partial material factors (γ_m)						
tanϕ'	$\gamma_{\tan\phi'}$	**1.10**	**1.00**	**1.25**	*1.00*	*1.20*
Effective cohesion c'	$\gamma_{c'}$	**1.30**	**1.00**	**1.60** *(1.25)*	*1.00*	*1.20*
Undrained shear strength c_u	γ_{cu}	**1.20**	**1.00**	**1.40**	*1.00*	*1.40*
Compressive strength q_u	γ_{qu}	**1.20**	**1.00**	**1.40**	*1.00*	*1.40*
Pressuremeter limit pressure p_{lim}	γ_{plim}	*1.40*	*1.00*	*1.40*	*1.00*	*1.40*
CPT resistance	γ_{CPT}	*1.40*	*1.00*	*1.40*	*1.00*	*1.40*
Unit weight of ground γ	γ_γ	*1.00*	*1.00*	*1.00*	*1.00*	*1.00*
Partial resistance factors (γ_R)						
Bearing resistance	γ_{Rv}	-*	**1.00**	**1.00**	*1.40*	*1.00*
Sliding resistance	γ_{Rs}	-*	**1.00**	**1.00**	*1.10*	*1.00*
Earth resistance	γ_{Re}	-*	**1.00**	**1.00**	*1.40*	*1.00*
Pile base resistance	γ_b	-*	**1.00**	**1.30**	*1.30*	*1.00*
Pile shaft resistance	γ_s	-*	**1.00**	**1.30**	*1.30*	*1.00*
Total pile resistance	γ_t	-*	**1.00**	**1.30**	*1.30*	*1.00*
Pile tensile resistance	γ_{st}	*1.40*	**1.00**	**1.60**	*1.40*	*1.00*
Anchor pull-out resistance	γ_A	*1.30*	**1.00**	**1.50**	*1.20*	*1.00*
Partial action effect and resistance model factors (γ_E, γ_{sd}, γ_{rd})						
Action effects and resistances	γ_{sd}, γ_{rd}	*1.00*	*1.00***	*1.00*	*1.00*	*1.40*

Values in **bold** are partial factors either given or implied in the ENV version of EC7.
Values in *italics* are proposed partial factors not in the ENV that may be in the EN version.
* Partial factors that are not relevant for Case A.
** The use of a model factor greater than unity is discussed in §8.2.

■ NCHRP Report 507

o Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations

o 미국 TRB(Transportation Research Board)의 연구과제로서 깊은 기초의 저항계수 결정에 관한 2004년 최종 연구보고서

o 항타말뚝 및 현장타설말뚝을 대상 기초구조물로 하였으며 미국내 기초 전문가 그룹에 대한 설문조사를 바탕으로 기초구조물의 종류 및 지지력 설계법을 선정

하였음

o 불확실성을 평가하기 위한 신뢰성 해석 기법에 대한 기본적인 이론을 포함하고 있으며, 최신 연구 동향과 최신 실무 현황에 대한 소개를 포함하고 있음

o 정재하시험 및 동재하시험 자료에 대한 데이터베이스 시스템을 구축하였음

TABLE 2 Summary and breakdown—drilled shafts database

Soil/Rock Type	Method of Construction					
	Casing		Slurry		Dry	
	Total	Skin	Total	Skin	Total	Skin
Sand	13	6	15	4	6	1
Clay	14	3	0	0	40	10
Mixed Soils	23	4	12	5	13	7
Rock	0	0	0	0	8	0
Sand & Rock	4	4	7	5	20	0
Clay & Rock	2	0	2	0	19	7
Mixed Soils & Rock	2	1	0	0	2	0
Total (256)	58	32	36	14	91	25

Note: Total = skin + tip; Skin = side alone

TABLE 3 Driven piles database: soil type and number of cases by type of pile

Soil Type		Number of Cases		
Tip	Side	H-PILES	PPC	PIPE
Rock	Clay	3	0	0
	Sand	12	0	0
	Mix	6	15	3
	Total	21	15	3
Sand	Clay	0	0	0
	Sand	17	37	20
	Mix	13	50	19
	Total	30	87	39
Clay	Clay	8	19	20
	Sand	1	1	0
	Mix	36	34	15
	Total	44	54	35
Insufficient data		0	7	1
All cases (338)		97	163	78

o Static 및 Dynamic 지지력 설계법에 대한 저항편향계수, 신뢰도 지수, 저항계수 결정에 관한 결과 보고서

o 다양한 신뢰도지수 및 파괴확률에 대한 각 기초구조물별, 지지력 설계방법별 저항계수 도출

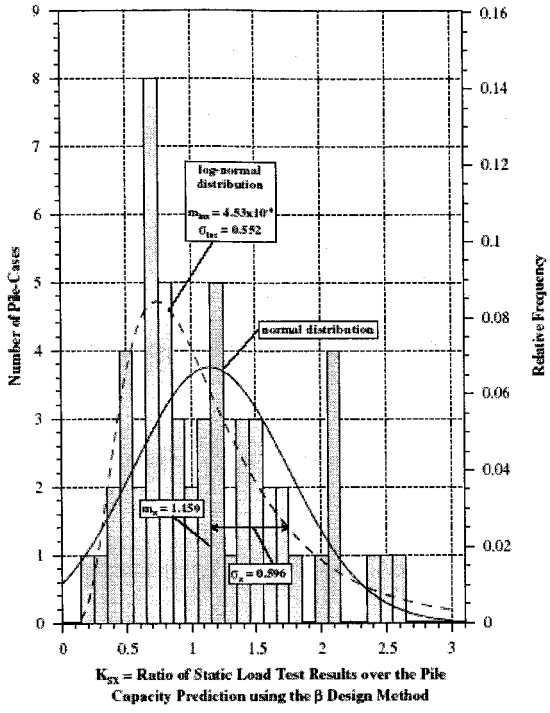


Figure 21. Histogram and frequency distributions of K_{sx} for 56 cases of pipe and concrete pile types in sand.

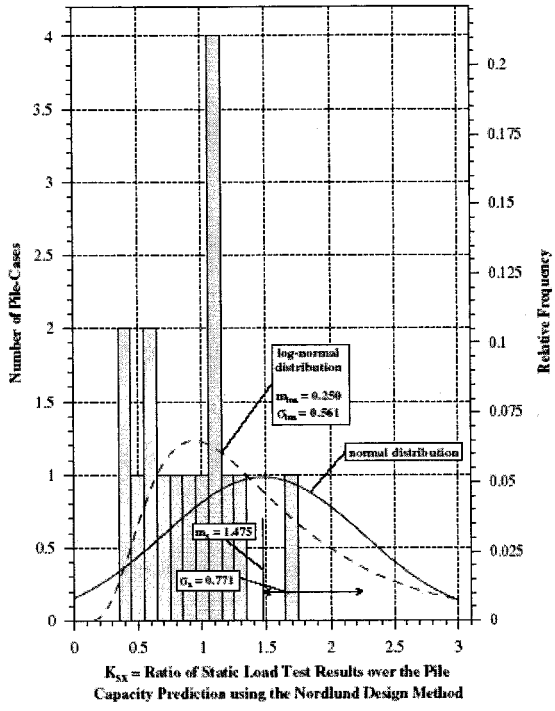


Figure 22. Histogram and frequency distributions of K_{sx} for 19 cases of pipe piles in sand.

TABLE 16 The performance of the driven piles' static analysis methods—statistical summary and resistance factors for data using mean ± 2 SD

Soil Type	Pile Type	N	Design Method[1]	Details of Method[2] Application	Mean	Stand. Dev.	COV	Resistance Factors for a Given Reliability Index β		
								2.00	2.50	3.00
Clay	H-Piles	4	β-Method	11.5 B; T&P(2)	0.61	0.37	0.61	0.23	0.18	0.13
		16	λ-Method	11.5B; T&P(2) 2B; T&P(5)	0.74	0.29	0.39	0.43	0.35	0.29
		17	α-Tomlinson	2B; T&P(2)	0.82	0.33	0.40	0.46	0.38	0.31
		16	α-API	2B; T&P(5)	0.90	0.37	0.41	0.50	0.41	0.33
		8	SPT-97 mob		1.04	0.43	0.41	0.57	0.47	0.38
	Concrete Piles	18	λ-Method	2B; Hara (5h)	0.76	0.22	0.29	0.53	0.45	0.38
		17	α-API	2B; Hara (5h)	0.81	0.21	0.26	0.60	0.52	0.44
		8	β-Method	2B; Hara (5h)	0.81	0.41	0.51	0.37	0.30	0.23
		18	α-Tomlinson	2B; Hara (5h)	0.87	0.42	0.48	0.42	0.34	0.26
	Pipe Piles	18	α-Tomlinson	2B; T&P (1)	0.64	0.32	0.50	0.30	0.24	0.19
		19	α-API	2B; T&P (1)	0.79	0.43	0.54	0.34	0.27	0.20
		12	β-Method	2B; T&P (1)	0.45	0.27	0.60	0.17	0.13	0.10
		19	λ-Method	2B; T&P (1)	0.67	0.37	0.55	0.28	0.22	0.17
		12	SPT-97 mob	2B; T&P (1)	0.39	0.24	0.62	0.15	0.11	0.08
Sand	H-Piles	19	Nordlund	36; 11.5B,P(6)	0.94	0.38	0.40	0.53	0.43	0.35
		18	Meyerhof		0.81	0.31	0.38	0.47	0.39	0.32
		19	β-Method	36; 2B; P(5)	0.78	0.40	0.51	0.36	0.28	0.22
		18	SPT-97 mob		1.35	0.58	0.43	0.72	0.59	0.47
	Concrete Piles	36	Nordlund	36: 11.5B; P(6)	1.02	0.49	0.48	0.50	0.40	0.31
		35	β-Method	36; 2B; P(5)	1.10	0.48	0.44	0.58	0.47	0.38
		36	Meyerhof		0.61	0.37	0.61	0.23	0.18	0.13
		36	SPT-97 mob		1.21	0.57	0.47	0.60	0.48	0.38
	Pipe Piles	19	Nordlund	36; 2B P(5)	1.48	0.77	0.52	0.67	0.52	0.41
		20	β-Method	36: 2B P(5)	1.18	0.73	0.62	0.44	0.33	0.25
		20	Meyerhof		0.94	0.55	0.59	0.37	0.29	0.22
		19	SPT-97 mob		1.58	0.82	0.52	0.71	0.56	0.44
Mixed Soils	H-Piles	20	α-Tomlinson/Nordlund/Thurman	36; 2B; P(5)	0.59	0.23	0.39	0.34	0.28	0.23
		34	α-API/Nordlund/Thurman	36; 2B; P(5)	0.79	0.35	0.44	0.41	0.33	0.27
		32	β-Method/Thurman	36; 2B; P(5)	0.48	0.23	0.48	0.23	0.19	0.15
		40	SPT-97		1.23	0.55	0.45	0.64	0.51	0.41
	Concrete Piles	33	α-Tomlinson/Nordlund/Thurman	36; 2B; P; Hara(5h)	0.96	0.47	0.49	0.46	0.36	0.29
		80	α-API/Nordland/Thurman	36; 11.5B; Sch; T&P(8)	0.87	0.42	0.48	0.42	0.34	0.26
		80	β-Method/Thurman	36; 11.5B; Sch; T&P(8)	0.81	0.31	0.38	0.47	0.39	0.32
		71	SPT-97 mob		1.81	0.91	0.50	0.84	0.67	0.52
		30	FHWA CPT		0.84	0.26	0.31	0.57	0.48	0.40
	Pipe Piles	13	α-Tomlinson/Nordlund/Thurman	36; 2B; P(5)	0.74	0.44	0.59	0.29	0.22	0.17
		32	α-API/Nordland/Thurman	36; 2B; P(5)	0.80	0.36	0.45	0.41	0.33	0.26
		29	β-Method/Thurman	36; 2B; P(5)	0.54	0.26	0.48	0.26	0.21	0.16
		33	SPT-97 mob		0.76	0.29	0.38	0.45	0.37	0.30

[1] See Table 6 for details;
[2] Numbers in parentheses refer to notations used for detailing soil parameters combinations (see Table 7b and Appendix C for more details), See Tables 7a and 8 for soil properties' correlations to SPT and CPT respectively, 36 = limiting friction angle, B = pile diameter 2B, 11.5B contributing zone to tip resistance.

■ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Customary U.S. Units, 3rd Edition with 2005 and 2006 Interims (2006)

o LRFD 설계법을 채택한 미국 AASHTO의 최신 교량 설계기준

- 2004년 개정된 설계기준의 2005년 및 2006년 수정 내용 포함
- 1994년 LRFD 설계기준 및 저항계수 소개 이후 꾸준히 그 내용을 수정 및 보완하고 있음
- 구조공학에서의 하중계수 뿐만 아니라 교량기초로서의 지반공학 분야의 저항계수 제안 및 적용에 관한 상세한 설명이 부가됨

[Resistance Factors for Geotechnical Strength Limit State in Axially Loaded Drilled Shaft (AASHTO 2004)]

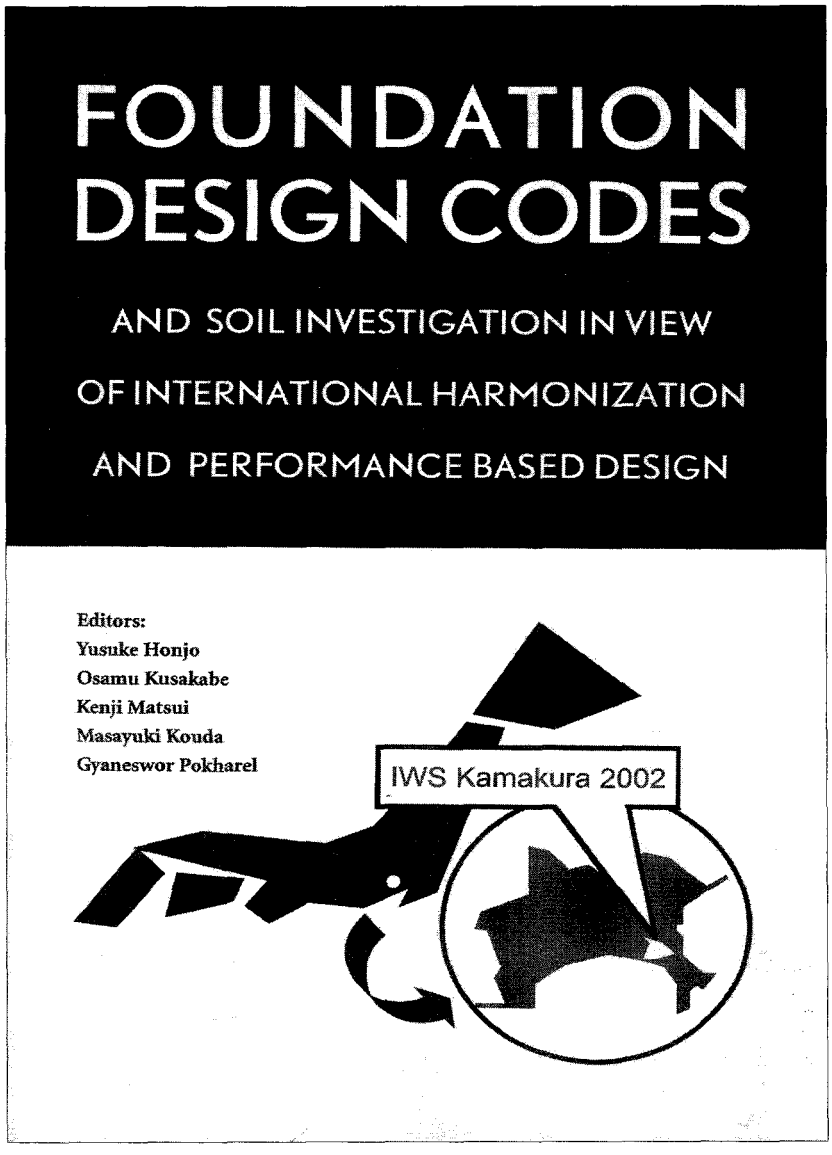
METHOD/SOIL/CONDITION		RESISTANCE FACTOR
Ultimate Bearing Resistance of Single Piles	Skin friction: Clay α-method (*Tomnilson* 1987) β-method (*Esrig and Kirby* 1979 and Nordlund method applied to cohesive soils) λ-method (*Vijayvergiya and Focht* 1972)	 $0.70\lambda_v$ $0.50\lambda_v$ $0.55\lambda_v$
	End Bearing: Clay and Rock Clay (*Skempton* 1951) Rock (*Canadian Geotechnical Society* 1985)	 $0.70\lambda_v$ $0.50\lambda_v$
	Skin Friction and End Bearing: Sand SPT-method CPT-method	 $0.45\lambda_v$ $0.55\lambda_v$
	Wave equation analysis with assumed driving resistance Load Test	$0.65\lambda_v$ $0.80\lambda_v$
Block Failure	Clay	$0.65\lambda_v$
Uplift Resistance of Single Piles	α-method β-method λ-method SPT-method CPT-method Load Test	0.60 0.40 0.45 0.35 0.45 0.80
Group Uplift Resistance	Sand Clay	0.55 0.55
Method of controlling installation of piles and verifying their capacity during or after driving to be specified in the contract documents		Value of λ_v
Pile Driving formulas, e.g., ENR, equation without stress wave measurements during driving		0.80
Bearing graph from wave equation analysis without stress wave measurements during driving		0.85
Stress wave measurements on 2% to 5% of piles, capacity verified by simplified methods, e.g., the pile driving analyzer		0.90
Stress wave measurements on 2% to 5% of piles, capacity verified by simplified methods, e.g., the pile driving analyzer and static load test to verify capacity		1.00
Stress wave measurements on 2% to 5% of piles, capacity verified by simplified methods, e.g., the pile driving analyzer and CAPWAP analyses to verify capacity		1.00
Stress wave measurements on 10% to 70% of piles, capacity verified by simplified methods, e.g., the pile driving analyzer		1.00

■ Foundation Design Codes and Soil Investigation in View of International Harmonization and Performance Based Design

o 국제지반공학회에서 주최한 IWS Kamakura 2002 국제학술대회에서 소개된 신뢰성 기반 설계 또는 한계상태설계에 관해서 다음과 같은 전세계 선진국의 다양한 연구동향 설명

- 유럽의 Eurocode의 향후 방향

- 북미의 LRFD 설계기준
- AASHTO LRFD 교량 설계기준의 한계상태설계 개념
- 일본의 종합적인 기초 설계 기준 : Geo-doce 21



■ 수집해외 과학기술정보 목록

1. American Association of State Highway and Transportation Official AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Customary U.S. Units, 3rd Edition with 2005 and 2006 Interims (2006), AASHTO, Washington DC.
2. Achintya Haldar, Sankaran Mahadevan(2000) "Probability, Reliability, and Statistical Methods in Engineering Design", John wiley & Sons
3. Alfredo H-S,Ang, Wilson H. Tang(1984) "Probability Concepts in Engineering Planning and Design Volume I, John wiley & Sons
4. Alfredo H-S,Ang, Wilson H. Tang(1984) "Probability Concepts in Engineering Planning and Design Volume II, John wiley & Sons
5. Carroll L. Crowther(1988) "Load testing of Deep Foundations: The Planning Design and Conduct of Pile Load Tests", John wiley & Sons
6. Barker, R.M. Duncan, J.M. Rojiani, K.S. Ooi, P.S.K., Tan, C.K. and Kim, S.C. (1991) NCHRP Report 343; Manual for the Design of Bridge Foundaitons. TRB, National Research Council. Washington, DC.
7.
8.
9. Ang, A.H., and Cornell, C.A. (1974) "Reliability bases of structural safety and design.", Journal of Structural Engineering Division, ASCE, 100(9), pp. 1755-1769.
10. AUSTROADS(1992) AUSTROADS Bridge Design Code. National Office, AUSTROADS, Surry Hills, NSW, Australia.
11. Ayyub, B.M., Chao, R.-J., Patev, R.C. and Leggett, M.A. (1996) "'Reliability and Stability Assessment of Concrete Gravity Structures (RCSLIDE).'' Report for contract DACW39-95-K-0026 and DACW39-96-K-0046, WES, USACE, Vicksburg, Miss.
12. Ayyub. B.M., Eloseily, K.H., Patev, R. and Leggett M.A. (1997) ''Reliability Assessment of Pile Group (RCPGA).'' DACW39-96-K-0046, WES, U.S. Army Corps of Engineers (USACE), Vicksburg, Miss.

13. Barakat S.A., Malkawi A.I.H., and Tahat R.H. (1999) "Reliability-based optimization of laterally loaded piles.", Structural Safety, Vol. 21, pp. 45-64.
14. Bea, R.G., Jin, Z., Valle, C. and Ramos, R. (1999) "Evaluation of Reliability of Platform Pile Foundations." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.125, No.8, pp.696-704.
15. Becker, D.E. (1996) "Limit state design for foundations. Part I. An overview of the foundation design process." Can. Geotech. J., Vol. 33, No. 6, pp. 956-983.
16. Been, K., Clark, J.I. and Livingstone, W.R. (1993) "Verification and calibration studies for the new CAN/CSA-S472 foundations of offshore structures." Can. Geotech J., Vol. 30, No. 3, pp. 515-525.
17. Butler, H.D., and Hoy, H.E. (1977) *Uers Manual for the Texas Quick-load Method for Foundation Load Testing*, FHWA, Office of Development, Washington, D.C.
18. Canadian Geotechnical Society (1992) Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM), 3rd Ed., Richmond.
19. Choi, J.O., Kwon, O.S., and Kim, M.M. (2002) "Piled Raft Behavior on the Crest of a Rock Slope." Transportation Research Record, Transportation Research Board of The National Academies, No. 1808 Soil Mechanics 2002, pp. 186-191.
20. Christian, J.T. (2004) "Geotechnical Engineering Reliability: How Well Do We Know What We Are Doing?" Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.130, No.10. pp.985-1003.
21. Cornel, C.A. (1969) "Structural Safety Specifications Based on Second Moment Reliability Analysis." Dept. of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Camgridge, Mass.
22. Ellingwood, B.R. (2001) "Acceptable Risk Bases for Design of Structures." Progress in Structural Engineering and Materials, Vol.3, No.2, pp.170-179.
23. Ellingwood, B.R., Galambos, T.V., MacGregor, J.G. and Cornell, C.A. (1980) "Development of probability-based load criterion for American National

Standard A58." Special Publication 577, National Bureau of Standards, Washington.

24. Eloseily, K.H. (1998), Reliability Assessment for Pile Groups under Lateral Loads, Thesis submitted for partial fulfillment of Ph.D. degree, University of Maryland College Park, Maryland, U.S.A.
25. Eloseily, K.H., Ayyub, B.M. and Patev, R. (2002), "Reliability Assessment of Pile Groups in Sands." *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.128, No.10, pp.1346-1353.
26. Eurocode 7 (1993), *Geotechnical Design, General Rules*, European Committee for Standardization, Prestandard, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
27. Fernades, M.M., Vieria, C.S., and Sousa, J.A. (2002), "Flexible cantilever retaining walls: design according to Eurocode 7 and classical methods." Foundation design codes and soil investigation in view of international harmonization and performance based design, pp. 117-125, IWS KAMAKURA 2002, TOKYO, Japan
28. Freudenthal, A.M. (1947), "Safety of Structures" . *Transactions, ASCE*, Vol. 112, pp. 125-159.
29. Gao, D.Z., and Huang, S.M. (2002), "Applications of probabilistic limit state design method to the Shanghai Foundation Design Code" Foundation design codes and soil investigation in view of international harmonization and performance based design, p127-131, IWS KAMAKURA 2002, TOKYO, Japan
30. Gilbert, R.B., Najjar, S.S. and Choi, Y.J. (2005), "Incorporating Lower-Bound Capacities into LRFD Codes for Pile Foundations." Contemporary Issues in Foundations Engineering, Geotechnical Special Publication No.131, ASCE., *Proceedings of Sessions of the GEO-FRONTIERS 2005 Congress*, Austin, Texas, USA.
31. Goble, G. (1999), "Geotechnical Related Development and Implementation of Load and Resistance Factor Design(LRFD) Methods", National Academy

Press, Washington D.C.

32. Gobel, G. (2005), "Reflections on LRFD for Geotechnical Applications. Contemporary Issues in Foundations Engineering" , Geotechnical Special Publication No.131, ASCE., *Proceedings of Sessions of the GEO-FRONTIERS 2005 Congress*, Austin, Texas, USA.
33. Green, R. (1991), "The development of a LRFD code for Ontario bridge foundations." *In Proc. Geotech. Engrg. Congress (GSP27)*, ASCE, pp. 1365-1376, New York.
34. Green, R. and Becker, D. (2001), "National report on limit state design in geotechnical engineering." *Canadian Geotechnical News*, Vol. 19, No. 3, pp. 47-55.
35. Grouni, H.N. and Nowak, A.S. (1984), "Calibration of the Ontario Bridge Design Code 1983 edition." Can. J. Civ. Engrg., Vol. 11, pp. 760-770.
36. Haldar, A. and Mahadevan, S. (2000), *Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design*, John Wiley & Sons, New York, NY.
37. Hansen, B. (1953), *Earth Pressure Calculation*. Danish Technical Press, Copenhagen, Denmark.
38. Hansen, B. (1956), *Limit Design and Safety Factors in Soil Mechanics*. Bulletin No. 1, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark.
39. Hansen, B. (1966), *Code of Practice for Foundation Engineering*. Bulletin No. 22, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark.
40. Hasofer, A. M. and Lind, N. C. (1974), "Exact and Invariant Second Moment code Format." Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, 100(EM1), pp. 111-121.
41. Honjo, Y. and Suzuki, M. (2000), "On Reliability Based Performance Design of Pile Foundations." 8th ASCE Special Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, Notre Dame.
42. Huh, J. and Haldar, A. (2001), "Stochastic Finite-Element-Based Seismic Risk of Nonlinear Structures." Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 3, pp. 323-329.

43. Huh, J. and Haldar, A. (2002), "Seismic reliability on non-linear frames with PR connections using systematic RSM." Probabilistic Engineering Mechanics, Vol. 17, No. 2, pp. 177-190.
44. Hunt, R.E. (1986), *Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation,* McGraw-Hill Book, Co., New York.
45. Jeon, K.S., Kim, J.H., and Kim, M.M. (2000) "Analysis of Lateral Head Movements of CIP Piles." Geotechnical Special Publication, ASCE, No. 100 (New Technological and Design Developments in Deep Foundations), pp. 254-268.
46. Kim, K.J., Rahman, M.S., Gabr, M.A., Sarica, R.Z., and Hossain, M.S. (2005) "Reliability Based Calibration of Resistance Factors for Axial Capacity of Driven Piles." Proceedings of Geofrontier Conference, American Society of Civil Engineers.
47. Kim, K.N., Lee, S.H., Kim, K.S., Chung, C.K., Kim, M.M. and Lee, H.S. (2001) "Optimal Pile Arrangement for Minimizing Differential Settlements in Piled Raft Foundations." Computers and Geotechnics, ELSEVIER, Vol. 28, No. 4, pp. 235-253.
48. Kwon, O.S., Choi, Y.K., Kwon, O.K., and Kim, M.M. (2005) "Comparison of the Bi-directional Load Test with the Top-down Load Test." Transportation Research Record, Transportation Research Board of The National Academies, Soil Mechanics 2005.
49. Klym, T.W. and Lee, C.F. (1989) "Limit states foundation design practice at Ontario Hydro." In Proc. Symp. Limit State Design in Fdn. Engrg., pp. 161-169, Toronto.
50. Lacasse, S. and Goulois, A. (1989) "Uncertainty in API Parameter for Predictions of Axial Capacity of Driven Piles in Sand." Proceedings 21st Offshore Technology Conference, Society of Petroleum Engineers, Texas, pp.353-358.
51. Lesny, K., and Richwien, W. (2002), "A consistent failure model for single footing embedded in sand" Foundation design codes and soil investigation in

view of international harmonization and performance based design, p159-168, IWS KAMAKURA 2002, TOKYO, Japan

52. Lo, S.R. (2003) "Partial Factors and Non-linear Ground-Structure Interaction." Geotechnical Engineering 156, Issue 1. pp.35-46.
53. Low, B.K. and Phoon, K.K. (2002) "Practical first-order reliability computations using spreadsheet." In Proc. Int. Conf. Probabilistics in GeoTechnics: Technical and Economic Risk Estimation, pp. 30-46, Graz.
54. Matsumoto, H., Moriya, Y., Tanabe, T., Yamamoto, S., and Kikuchi, Y. (2002), "Comparative examination on port structures design between Eurocodes and technical standards for port and harbor facilities" Foundation design codes and soil investigation in view of international harmonization and performance based design, p133-142, IWS KAMAKURA 2002, TOKYO, Japan
55. McGown, A., and Kupec, J. (2002), "The application of limit state design to geosynthetic reinforced soil structures" Foundation design codes and soil investigation in view of international harmonization and performance based design, p151-158, IWS KAMAKURA 2002, TOKYO, Japan
56. Misra, A. and Roberts, L.A. (2005) "Probabilistic Axial Load Displacement Relationships for Drilled Shafts." Contemporary Issues in Foundations Engineering, Geotechnical Special Publication No.131, ASCE., Proceedings of Sessions of the GEO-FRONTIERS 2005 Congress, Austin, Texas, USA.
57. Moses, F., and Verma, D. (1987), *NCHRP Report 301: Load Capacity Evaluation of Existing Bridges*, Transporation Research Board, Washington, D.C.
58. National Research Council (1977), *National Building Code of Canada*, Ottawa, Canada
59. Nordic Committee on Building Regulations (1978), *Recommendations for Loading Safety Regulations for Structural Design*, Nordic Committee for Safety of Structures, NKB Report No. 36, Copenhagenk, Denmark
60. O'Neill, M.M., and Reese. L.C. (1999), *Drilled Shafts: Construction*

Procedures and Design Methods, Publication No. FHWA-IF-99-025, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration

61. Ovesen, N.K. (1989), "General report/discussion session 30: Codes and standards." In Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engrg. (4), pp. 2751-2764, Rio De Janeiro.
62. Ovesen, N.K. (2002), "Limit state design - The Danish experience" Foundation design codes and soil investigation in view of international harmonization and performance based design, p107-116, IWS KAMAKURA 2002, TOKYO, Japan
63. Paikowsky, S.G. (2002) Load and Resistance Factor Design (LRFD) for deep foundations. NCHRP Report 24-17, Transportation Research Board, Washington.
64. Paikowsky, S.G. and Stenersen, K.L. (2000) "Performance of the dynamic methods, their controlling parameters and deep foundation specifications." In Proc. 6th Int. Conf. Appl. of Stress-Wave Theory to Piles, pp. 281-304, Sao Paulo.
65. Phoon, K.K., Kulhawy, F.H. and Grigoriu, M.D. (1995) Reliability-based design of foundations for transmission line structures. Report TR-105000, Electric Power Research Institute, Palo Alto.
66. Phoon, K.K. and Kulhawy, F.H. (2005) "Characterization of Model Uncertainties for Drilled Shafts Under Undrained Axial Loading." Contemporary Issues in Foundations Engineering, Geotechnical Special Publication No.131, ASCE., Proceedings of Sessions of the GEO-FRONTIERS 2005 Congress, Austin, Texas, USA.
67. Pugsley, A. (1955) "Report on structural Safety." Structural Engineer, Vol. 33, No. 5, pp. 141-149.
68. Rackwitz, R. and Fiessler, B. (1978) "Structural Reliability Under Combined Random Load Sequences." Journal of Computers and Structures, 9, pp. 489-494.
69. Rojiani, K.B., Ooi, P.S.K. and Tan, C.K. (1991), "Calibration of load factor

design code for highway bridge foundations." In Proc. Geotech. Engrg. Congress (GSP27), ASCE, pp. 1353-1364, New York.

70. Skempton, A.W. (1951), "The Bearing Capacity of Clays", *Proc. Building Research Congress*, London, pp. 180-189.
71. Tang, W.H. (1989) "Uncertainties in Offshore Axial Pile Capacity." Proceedings Foundation Engineering, Geotechnical Special Publication, No.27, Vol.2, ASCE, New York, pp.833-847.
72. Thibodeau, E. and Paikowsky, S.G. (2005) "Performance Evaluation of a Large Scale Pile Load Tesing Program in Light of Newly Developed LRFD Parameters." Contemporary Issues in Foundations Engineering, Geotechnical Special Publication No.131, ASCE., Proceedings of Sessions of the GEO-FRONTIERS 2005 Congress, Austin, Texas, USA.
73. T.L.L Orr and K. Matsui " The governing limit state for the design of pile foundations" Foundation design codes and soil investigation in view of international harmonization and performance based design, p143-150, IWS KAMAKURA 2002, TOKYO, Japan
74. Wen, Y.K. (2000) "Reliability and performance based design." In Proc. 8th ASCE Specialty Conf. on Prob. Mech. Struct. Reliability: PMC2000-YKW on CDROM, University of Notre Dame.
75. Wu, T., Tang, W., Sangrey, D. and Baecher, G., (1989) "Reliability of Offshore Foundations-State of the Art." Journal of Geotechnical Engineering, Vol.115, No.2, pp. 57-178.
76. Yoon, G.L. and O'Neill, M.W. (1996) "Design Model Bias Factor for Driven Pile from Experiments at NGES-UH." ASCE, Geotechnical Special Publication, No.58, Proceeding, Uncertainty in the Geological Environments, From theory to practice, pp.759-773.
77. Yoon, G.L. and O'Neill, M.W. (1997) "Resistance factors for single driven piles from experiments." Feaearch Record 1569, Transportation Research Board, Washington, pp. 47-54.
78. Zhang, L. (2004) "Reliability Verification Using Proof Pile Load Tests."

Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.130, No.11 pp.1203-1213.

제 7 장 참고문헌

1. 건설교통부 (2001) 도로교설계기준, 대한토목학회
2. 건설교통부 (2003) 구조물기초설계기준 해설, 한국지반공학회
3. 권오성, 송치용, 이종성, 장영철 (2008), "장대교량기초의 설계 및 시공 제 2 돌산대교 사례", 한국지반공학회지, Vol. 24, No. 4, pp.49-58.
4. 김대영, 이명환, 이인모 (1991), "SPLT에 의한 말뚝설계와 Meyerhof 공식의 신뢰성 연구", 대한건축학회 학술발표논문집, 제 11권, 제 2호, pp. 473-476.
5. 김준석, 이인모 (1988), "해양 구조물의 액상화 가능성에 대한 신뢰도 해석", 대한토목학회 논문집, 제 8권, 제 4호, pp. 41-48.
6. 양영순, 서용석, 이재옥 (1999), 구조 신뢰성공학, 서울대학교 출판부
7. 윤길림 (1996), "CPT를 이용한 말뚝의 지지력평가 방법연구", 1996년 한국지반공학회 가을 학술발표회, pp. 321-326.
8. 윤효석 (1992), 정역학적 말뚝 지지력공식의 신뢰성 연구, 석사학위논문, 명지대학교.
9. 이인모, 조국환, 이정학 (1995), "신뢰도에 근거한 말뚝의 지지력 평가", 한국지반공학회 논문집, 제 11권, 제 1호, pp. 9-21.
10. 조국환 (1994), 신뢰도에 근거한 말뚝의 항타제어 및 지지력 평가에 관한 연구, 석사학위 논문, 고려대학교.
11. 통계청 (2003), 건설업 통계조사(2002), 통계청.
12. KOTRA (2003), 세계 15대 건설 시장(2002-2007), 2003년 대한무역투자진흥공사 보도자료.
13. 황정규 (1983), "말뚝의 동적 지지력 공식의 통계적 분석-새로운 공식의 평가를 위하여-", 대한토목학회 논문집, 제 3권, 제 4호, pp. 133-142.
14. 허정원 (2003), "실제구조물의 유한요소 신뢰성해석을 위한 복합 알고리즘", 대한토목학회논문집, 제23권, 제 6A호, pp. 1321-1329.
15. 허정원, 정상섬, 곽기석 (2005), "축하중을 받는 말뚝구조물의 MCS에 기초한 신뢰성해석", 대한토목학회논문집, 제 25권, 제 3C호, pp. 181-188
16. Aggarwal, R.K., Litton, R.W., Cornell, C.A., Tang, W.H., Chen, J.H., and

Murff, J.D. (1996), "Development of Pile Foundation Bias Factors Using Observed Behavior of Platforms during Hurricane Andrew" , *Proc., 28th Annual Offshore Technical Conference*, Vol. 2, Houston, TX, 445-455.

17. American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO) (1996), *Standard Specifications for Highway Bridges : 16th Edition* (1996), AASHTO, Washington, DC.
18. American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO) (2004), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Third Edition*, AASHTO, Washington DC.
19. American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO) (2005, 2006), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Third Edition, 2005, 2006 Interim Revisions*, AASHTO, Washington DC.
20. American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO) (2007), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Fourth Edition*, AASHTO, Washington DC.
21. American Concrete Institute (ACI) (1999), *Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99)*, ACI, Detroit
22. American Institute of Steel Construction (AISC) (1994), *Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design*, 2nd Ed., Chicago, Il.
23. Ang, A.H., and Cornell, C.A. (1974), "Reliability bases of structural safety and design.", *Journal of Structural Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. 9, pp. 1755-1769.
24. Ang, A.H., and Tang, W.H. (1975), *Probability Concepts in Engineering Planning and Design Vol. 1 Basic Principles*, John Wiley & Sons, Inc.
25. American Petroleum Institute (API) (1993), *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Load and Resistance Factor Design*, API, Washington, D.C.
26. ASCE (1997), *Standard Guidelines for the Design and Installation of Pile Foundations*, ASCE 20-96, ASCE
27. AUSTROADS. (1992), *AUSTROADS Bridge Design Code*. National Office,

AUSTROADS, Surry Hills, NSW, Australia.

28. Ayyub, B.M., Chao, R.-J., Patev, R.C. and Leggett, M.A. (1996). *Reliability and Stability Assessment of Concrete Gravity Structures (RCSLIDE).* Report for contract DACW39-95-K-0026 and DACW39-96-K-0046, WES, USACE, Vicksburg, Miss.
29. Ayyub. B.M., Eloseily, K.H., Patev, R. and Leggett M.A. (1997), *Reliability Assessment of Pile Group (RCPGA).* DACW39-96-K-0046, WES, U.S. Army Corps of Engineers (USACE), Vicksburg, Miss.
30. Ayyub, B.M., Assakkaf, I. (1999), *LRFD Rules for Naval Surface Ship Structures: Reliabiltiy-Based Load and Resistance Factor Design Rules,* Naval Surface Warfare Center, Carderock Division, U.S. Navy
31. Baecher, G.(2001), *Contribution to a Progress Research Report as Part of Project NCHRP 24-17, LRFD Deep Foundations Design,* unpublished document
32. Barker, R.M. Duncan, J.M. Rojiani, K.S. Ooi, P.S.K., Tan, C.K. and Kim, S.C. (1991), *NCHRP Report 343; Manual for the Design of Bridge Foundaitons.* TRB, National Research Council. Washington, DC.
33. Barakat S.A., Malkawi A.I.H., and Tahat R.H. (1999), "Reliability-based optimization of laterally loaded piles.", Structural Safety, Vol. 21, pp. 45-64.
34. Bea, R.G.(1983), "Characterization of the Reliability of Offshore Piles Subjected to Axial Loadings" , *Proceedings, ASCE Structural Congress,* New York
35. Bea, R.G., Jin, Z., Valle, C. and Ramos, R. (1999), "Evaluation of Reliability of Platform Pile Foundations." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE,* Vol.125, No.8, pp.696-704.
36. Becker, D.E. (1996), "Limit state design for foundations. Part I. An overview of the foundation design process." *Can. Geotech. J.,* Vol. 33, No. 6, pp. 956-983.
37. Been, K., Clark, J.I. and Livingstone, W.R. (1993), "Verification and calibration studies for the new CAN/CSA-S472 foundations of offshore

structures." *Can. Geotech J.*, Vol. 30, No. 3, pp. 515-525.

38. Braja, M. Das (1999), *Principles of Foundation Engineering*, 4th Ed., Brooks Cole Pub Co.
39. Canadian Geotechnical Society (1985), *Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM)*, 2nd Edition, Canadian Geotechnical Society Technical Committee on Foundations, Ottawa.
40. Canadian Geotechnical Society (1992), *Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM)*, 3rd Ed., Richmond.
41. Carter, J. P., and Kulhawy, F. H. (1988), *Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock*, Report EL-5918, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
42. Chen, X. and Lind, N. C. (1982), "A New Method of Fast Probability Integration, Solid Mechanics Division", *Paper No. 171, June*, University of Waterloo, Canada.
43. Choi, J.O., Kwon, O.S., and Kim, M.M. (2002), "Piled Raft Behavior on the Crest of a Rock Slope." *Transportation Research Record*, Transportation Research Board of The National Academies, No. 1808 Soil Mechanics 2002, pp. 186-191.
44. Christian, J.T. (2004), "Geotechnical Engineering Reliability: How Well Do We Know What We Are Doing?" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE,* Vol.130, No.10. pp.985-1003.
45. Cornel, C.A. (1969), "Structural Safety Specifications Based on Second Moment Reliability Analysis." Dept. of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Camgridge, Mass.
46. Ellingwood, B.R. (2001), "Acceptable Risk Bases for Design of Structures." *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol. 3, No. 2, pp.170-179.
47. Danish Geotechnical Institute (DGI) (1985), *Code of Practice for Foundation Engineering*, DGI, Copenhagen, Denmark
48. Davisson, M. (1972), "High Capacity Piles" , *Proceedings, Soil Mechanics*

Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, Chicago, IL, pp. 81-112

49. DeBeer, E. (1970) "Proefondervindellijke bijdrage tot de studie van het grandesdraagvermogen van zand onder funderinger op staal", English version, *Geotechnique*, Vol.20, No.4, pp. 387-411
50. Der Kiureghian, A., Lin, H-Z., and Hwang, S-J.(1987), "Second-order reliability approximations", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE*, 113(8), pp.1208~1225.
51. Ditlevsen, O. (1973), *Structural Reliability and the Invariance Problem*, research report No.22, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Canada.
52. Dunham, J.W. (1954), "Pile Foundations for Building", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, American Society of Civil Engineers, Vol. 80
53. Ellingwood, B.R., Galambos, T.V., MacGregor, J.G. and Cornell, C.A. (1980) "Development of probability-based load criterion for American National Standard A58", *Special Publication 577, National Bureau of Standards*, Washington, D.C.
54. Ellingwood, B.R. (2001), "Acceptable Risk Bases for Design of Structures", *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol.3, No.2, pp.170-179.
55. Eloseily, K.H. (1998), *Reliability Assessment for Pile Groups under Lateral Loads*, Thesis submitted for partial fulfillment of Ph.D. degree, University of Maryland College Park, Maryland, U.S.A.
56. Eloseily, K.H., Ayyub, B.M. and Patev, R. (2002), "Reliability Assessment of Pile Groups in Sands", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.128, No.10, pp.1346-1353.
57. European Committee for Standardization (CEN) (1994), *Eurocode 7: Geotechnical Design. I: General Rules*, CEN, Central Secretariat, Brussels
58. Fellenius, B.H. (1998), "Recent Advances in the Design of Piles for Axial Loads, Dragloads, Downdrag and Settlement", *Proc. ASCE Seminar and*

Pore of New York and New Jersey, pp. 19.

59. Fiessler, B., Newmann, H. J., and Rachwitz, R.(1979), "Quadratic limit states in structural reliability", *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE,* 105(EM4), pp.661~676.
60. Freudenthal, A.M. (1947), "Safety of Structures" , *Transactions, ASCE*, Vol. 112, pp. 125-159.
61. Gabr, M. A. (1993), "Model for Capacity of Single Piles in Sand Using Fuzzy Sets" , Discussion of Paper by Juang et al., *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 119, No. 1, pp. 191-193
62. Galambos, T., and Ravindra, M.(1978), "Properties of Steel for Use in LRFD" , *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 104, No. 9, pp. 1459-1468
63. Gilbert, R.B., Najjar, S.S. and Choi, Y.J. (2005), "Incorporating Lower-Bound Capacities into LRFD Codes for Pile Foundations." Contemporary Issues in Foundations Engineering, Geotechnical Special Publication No.131, ASCE., *Proceedings of Sessions of the GEO-FRONTIERS 2005 Congress*, Austin, Texas, USA.
64. Goble, G. (1999), *Geotechnical Related Development and Implementation of Load and Resistance Factor Design(LRFD) Methods*, NCHRP Synthesis of Highway Practice 276, Transportation Research Board, Washington, D.C.
65. Goble, G. (2005), "Reflections on LRFD for Geotechnical Applications. Contemporary Issues in Foundations Engineering" , Geotechnical Special Publication No.131, ASCE., *Proceedings of Sessions of the GEO-FRONTIERS 2005 Congress*, Austin, Texas, USA.
66. Green, R. (1991), "The development of a LRFD code for Ontario bridge foundations." *Proc., Geotech. Engrg. Congress (GSP27)*, ASCE, pp. 1365-1376, New York.
67. Green, R. and Becker, D. (2001), "National report on limit state design in geotechnical engineering." *Canadian Geotechnical News*, Vol. 19, No. 3, pp.

47-55.

68. Grouni, H.N. and Nowak, A.S. (1984), "Calibration of the Ontario Bridge Design Code 1983 edition." *Can. J. Civ. Engrg.*, Vol. 11, pp. 760-770.
69. Haldar, A. and Mahadevan, S. (2000), *Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design*, John Wiley & Sons, New York, NY.
70. Hansell, W.C., and Viest, I.M.(1971) Load Factor Design for Steel Highway Bridges, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol. 8, No. 4, pp. 113-123
71. Hansen, B. (1953) Earth Pressure Calculation. Danish Technical Press, Copenhagen, Denmark.
72. Hansen, B. (1956) Limit Design and Safety Factors in Soil Mechanics. Bulletin No. 1, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark.
73. Hansen, B. (1966) Code of Practice for Foundation Engineering. Bulletin No. 22, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark.
74. Hara, A., Ohata, T., and Niwa, M. (1971) "Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils" , Soils and Foundations, Vol. 14, No. 3, pp.1-12
75. Hasofer, A. M. and Lind, N. C. (1974), "Exact and Invariant Second Moment code Format" , Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, 100(EM1), pp. 111-121.
76. Hoek, E. (1983), "Strength of Joimted Rock Masses", Geotechnique, Vol. 33, No. 3, September, pp. 187-223.
77. Honjo, Y. and Suzuki, M. (2000) "On Reliability Based Performance Design of Pile Foundations." 8th ASCE Special Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability, Notre Dame.
78. Horvath, R. G., and Kenny, T.C. (1979). "Shaft resistance of rock-socketed drilled piers" *Drilled shaft design and construction in Florida.* Department of Civil Engineering, University of Florida, Gainsville.
79. Horvath, R. G., Kenny, T.C., and Kozicki, P. (1983). "Methods of Improving the Performance of Drilled Piers in Weak Rock", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, pp. 758-772.

80. Huh, J. and Haldar, A. (2001) "Stochastic Finite-Element-Based Seismic Risk of Nonlinear Structures." Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 3, pp. 323-329.
81. Huh, J. and Haldar, A. (2002) "Seismic reliability on non-linear frames with PR connections using systematic RSM." Probabilistic Engineering Mechanics, Vol. 17, No. 2, pp. 177-190.
82. Jeon, K.S., Kim, J.H., and Kim, M.M. (2000) "Analysis of Lateral Head Movements of CIP Piles." Geotechnical Special Publication, ASCE, No. 100 (New Technological and Design Developments in Deep Foundations), pp. 254-268.
83. Kim, K.J., Rahman, M.S., Gabr, M.A., Sarica, R.Z., and Hossain, M.S. (2005) "Reliability Based Calibration of Resistance Factors for Axial Capacity of Driven Piles." Proceedings of Geofrontier Conference, American Society of Civil Engineers.
84. Kim, K.N., Lee, S.H., Kim, K.S., Chung, C.K., Kim, M.M. and Lee, H.S. (2001) "Optimal Pile Arrangement for Minimizing Differential Settlements in Piled Raft Foundations." Computers and Geotechnics, ELSEVIER, Vol. 28, No. 4, pp. 235-253.
85. Kulhawy, F., and Phoon, K.(1996), "Engineering Judgment in the Evolution from Deterministic to Reliability-Based Foundation Design" , Proceedings of the 1996 Conference on Uncertainty in the Gelologic Environment, UNCERTAINTY '96, Part I, Madison, WI, ASCE, NY, pp. 29-48
86. Kuo, C.L., Mcvay M.C., and Birgisson, B.(2002) "Calibration of Load and Resistance Factor Design Resistance Factors for Drilled Shaft Design" , Transportation Research Record 1808, No. 02-3759, pp. 108-111
87. Kwon, O.S., Choi, Y.K., Kwon, O.K., and Kim, M.M. (2005) "Comparison of the Bi-directional Load Test with the Top-down Load Test." Transportation Research Record, Transportation Research Board of The National Academies, Soil Mechanics 2005.
88. Klym, T.W. and Lee, C.F. (1989) "Limit states foundation design practice at

Ontario Hydro." In Proc. Symp. Limit State Design in Fdn. Engrg., pp. 161-169, Toronto.

89. Lacasse, S. and Goulois, A. (1989) "Uncertainty in API Parameter for Predictions of Axial Capacity of Driven Piles in Sand." Proceedings 21st Offshore Technology Conference, Society of Petroleum Engineers, Texas, pp.353-358.
90. Lo, S.R. (2003) "Partial Factors and Non-linear Ground-Structure Interaction." Geotechnical Engineering 156, Issue 1. pp.35-46.
91. Low, B.K. and Phoon, K.K. (2002) "Practical first-order reliability computations using spreadsheet." In Proc. Int. Conf. Probabilistics in GeoTechnics: Technical and Economic Risk Estimation, pp. 30-46, Graz.
92. Madsen, H.O., and Krenk, S., and Lind, N.C.(1986) Methods of Structural Safety, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.
93. Mansour. Y.(1994), *Learning boolean functions via the fourier transform.* In V. P. Roychodhury, K. Y. Siu, and A. Orlitsky, editors, Theoretical Advances in Neural Computation and Learning, Springer. pp.391~424.
94. Mayne, P. W., and Harris, D. E. (1993). "Axial Load-Displacement Behavior of Drilled Shaft Foundations in Piedmont Residuum", FHWA Reference No. 41-30-2175, Georgia Tech Research Corporation, Geotechnical Engineering Division, Georgia Institute of Technology, School of Civil Engineering, Atlanta, February.
95. McCabe, B.A., and Lehane, B.M.(2006) "Behavior of Axially Loaded Pile Groups Driven in Clayey Silt", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 3, pp. 401-410
96. Mcvay M.C., Birgisson, B., Nguygen, T., and Kuo, C.L.(2002) "Uncertainty in Load and Resistance Factor Design Phi Factors for Driven Prestressed Concrete Piles", Transportation Research Record 1808, No. 02-3304, pp. 99-107
97. Melchers, R. E.(1987), *Structural Reliability, Analysis and Prediction, Ellis Horwood Series in Civil Engineering*, Halsted Press, England.

98. Meyerhof, G.(1970), "Safety Factors in Soil Mechanics.", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.7, No.4, pp.349~355.

99. Meyerhof, G. (1976) "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations" , ournal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.102, No.3, March. pp. 195-228

100. Ministry of Transportation (MOT) (1992), Ontario Highway Bridge Design Code, MOT, Downsview, Ontrario, Canada

101. Misra, A. and Roberts, L.A. (2005), "Probabilistic Axial Load Displacement Relationships for Drilled Shafts." Contemporary Issues in Foundations Engineering, Geotechnical Special Publication No.131, ASCE., Proceedings of Sessions of the GEO-FRONTIERS 2005 Congress, Austin, Texas, USA.

102. Moses, F. and Verma, D. (1987), Load Capacity Evaluation of Existing Bridges, NCHRP 301, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington D.C.

103. Nadim, F., Gabr, M.A., and Hansen, B. (1989), "Sensitivity Study of the Cyclic Axial Capacity of a Single Pile" , Proceedings of the ASCE Foundation Engineering Congress, Vol. 2, pp. 1473-1485

79. National Research Council (1977), *National Building Code of Canada*, Ottawa, Canada

104. National Research Council of Canada (NRC) (1995), National Building Code of Canada, NRC, Ottawa, Canada

105. Noortwijk, J.M., Kalk, H.J., Chbab, E.H., Bedford, I.T., and van Gelder, P.H.A.J.M.(2003), "Bayesian Computation of Design Discharges" , Safety and Reliability, Proceedings of ESREL 2003 European Safety and Reliability Conference.

106. Nordic Committee on Building Regulations (1978), *Recommendations for Loading Safety Regulations for Structural Design,* Nordic Committee for Safety of Structures, NKB Report No. 36, Copenhagenk, Denmark

107. Nowak, A.S. (1999), Calibration of LRFD Bridge Design Code, NCHRP Report 368, Transportation Research Board, Washington, D.C.

108. Nowak, A.S, Collins, K.R, (2000), "Reliability of Structures" New York, McGraw-Hill

109. O'Neill, M. W., Townsend, F. C., Hassan, K. H., Buller, A., and Chan, P. S. (1996), "Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials", Publication No. FHWA-RD-95-171, Federal Highway Administration, Office of Engineering and Highway Operations R&D, McLean, VA, November.

110. O'Neill, M. W., and Reese, L. C. *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods.* Publication No. FHWA-IF-99-025, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1999

111. Ovesen, N.K. (1989), "General report/discussion session 30: Codes and standards." In Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engrg. (4), pp. 2751-2764, Rio De Janeiro.

112. Ovesen, N.K. (2002), "Limit state design - The Danish experience" Foundation design codes and soil investigation in view of international harmonization and performance based design, p107-116, IWS KAMAKURA 2002, TOKYO, Japan

113. Paikowsky, S.G. (2004), Load and Resistance Factor Design (LRFD) for deep foundations. NCHRP Report 24-17, Transportation Research Board, Washington, D.C.

114. Paikowsky, S.G. and Stenersen, K.L. (2000), "Performance of the dynamic methods, their controlling parameters and deep foundation specifications." In Proc. 6th Int. Conf. Appl. of Stress-Wave Theory to Piles, pp. 281-304, Sao Paulo.

115. Phoon, K.K., Kulhawy, F.H. and Grigoriu, M.D. (1995), Reliability-based design of foundations for transmission line structures. Report TR-105000, Electric Power Research Institute, Palo Alto.

116. Phoon, K.K. (2004), "Towards Reliability-Based Design for Geotechnical Engineering", Uncertainty, Risk and Reliability in Geotechnical Engineering, Korean Geotechnical Society, pp. 3-33

117. Phoon, K.K. and Kulhawy, F.H. (2005), "Characterization of Model

Uncertainties for Drilled Shafts Under Undrained Axial Loading", Contemporary Issues in Foundations Engineering, Geotechnical Special Publication No.131, ASCE., Proceedings of Sessions of the GEO-FRONTIERS 2005 Congress, Austin, Texas, USA.

118. Prakash, S., and Sharma H.D. (1990), *Pile Foundation in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc.
119. Pugsley, A. (1955), "Report on structural Safety." Structural Engineer, Vol. 33, No. 5, pp. 141-149.
120. Rackwitz, R. and Fiessler, B. (1978), "Structural Reliability Under Combined Random Load Sequences." Journal of Computers and Structures, 9, pp. 489-494.
121. Rojiani, K.B., Ooi, P.S.K. and Tan, C.K. (1991), "Calibration of load factor design code for highway bridge foundations." In Proc. Geotech. Engrg. Congress (GSP27), ASCE, pp. 1353-1364, New York.
122. Rollins, K.M., Olsen, K.G., Jensen, D.H., Garrett, B.H., Olsen, R.J., and Egbert, J.J.(2006), "Pile Spacing Effects on Lateral Pile Group Behavior: Analysis" , Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 10, pp. 1272-1283
123. Rosenblatt, M. (1952), "Remarks on Multivariate Transformation" , Annals of Mathematical Statistics, Vol. 23, No. 3, pp. 470-472
124. Rosenbleuth, E., and Esteva, L.(1972), Reliability Basis for Some Mexican Codes, ACI Publication SP-31, American Concrete Institute, Detroit, MI
125. Rowe, R. K., and Armitage, H. H. (1987). "A design method for drilled piers in soft rock", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 24, pp. 126-142.
126. Scott, B., Kim, B.J., and Salgodo, R.(2003), "Assessment of Current Load Factors for Use in Geotechnical Load and Reisistance Factor Design" , Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 129, No. 4, pp. 287-295
127. Shinozuka, M.(1983), "Basic analysis of structural safety", *Journal of Structural Engineering, ASCE,* 109(3), pp.721~740.

128. Skempton, A.W. (1951), "The Bearing Capacity of Clays" , *Proc. Building Research Congress*, London, pp. 180-189.
129. Standard Association of Australia (SAA) (1995), Australian Standard 2159: Piling-Design and Installation, Homebysh, NSW
130. Stroud, M.A. (1974) The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Soft Rock, Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Vol. 2, Stockholm, Sweden, pp. 367-375
131. Tang, W.H. (1989) "Uncertainties in Offshore Axial Pile Capacity" , Proceedings Foundation Engineering, Geotechnical Special Publication, No.27, Vol.2, ASCE, New York, pp.833-847.
132. Tang, W., Woodfor, D., and Pelletier, J. (1990) Performance Reliability of Offshore Piles. *Proceedings of the 22nd Annual Offshore Technology Conference*, Offshore Technology Conference, Vol. 3, pp. 299-308
133. Terzaghi, K. (1943) Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York
134. Terzaghi, K., and Peck, R.B. (1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice.* Wiley.
135. Thibodeau, E. and Paikowsky, S.G. (2005), "Performance Evaluation of a Large Scale Pile Load Tesing Program in Light of Newly Developed LRFD Parameters" , Contemporary Issues in Foundations Engineering, Geotechnical Special Publication No.131, ASCE., Proceedings of Sessions of the GEO-FRONTIERS 2005 Congress, Austin, Texas, USA.
136. Thoft-Christensen, P., and Baker, M.(1982), Structural Reliability Theory and Its Application. Springer-Verlag, New York.
137. Veneziano, D. (1974), Contributions to second moment reliability. research report No. R74-33. department of civil engng., MIT, Cambridge, Masachusetts.
138. Vipulanandan, C., and Townsend, F.C. (2004), *Advanced in Designing and Testing Deep Foundations: In Memory of Michael W. O'neill*, American Society of Civil Engineers

139. Wen, Y.K. (2000), "Reliability and performance based design." In Proc. 8th ASCE Specialty Conf. on Prob. Mech. Struct. Reliability: PMC2000-YKW on CDROM, University of Notre Dame.

140. Whitaker, T.(1963) "The Constant Rate of Penetration Test for the Determination of the Ultimate Bearing Capacity of a Pile" , Proceedings of the Instrumentation Civil Engineers, Vol. 26, pp. 119-123.

141. Whitiam, J.L., Voytko, E., Barker, R., Duncan, M., Kelly, B., Musser, S., and Elias, V.(1998) Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Substructures, FHWA HI-98-032, FHWA

142. Whitman, R.(1984) "Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering " the 17th Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 2, pp. 145-188

143. Wirsching, P. H. (1984) Fatigue Reliability for Offshore Structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 10, pp. 2340-2356

144. Wirsching, P.H, Carlson J.R. (1977), "Model Identification for Engineering Variables", Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol.103, No. 1, pp. 125-138

145. Wu, T., Tang, W., Sangrey, D. and Baecher, G., (1989) "Reliability of Offshore Foundations-State of the Art." Journal of Geotechnical Engineering, Vol.115, No.2, pp. 157-178.

146. Yoon, G.L. and O'Neill, M.W. (1996) "Design Model Bias Factor for Driven Pile from Experiments at NGES-UH." ASCE, Geotechnical Special Publication, No.58, Proceeding, Uncertainty in the Geological Environments, From theory to practice, pp.759-773.

147. Yoon, G.L. and O'Neill, M.W. (1997) "Resistance factors for single driven piles from experiments." Feaearch Record 1569, Transportation Research Board, Washington, pp. 47-54.

148. Zhang, L., Tang, W., and Ng, C. (2001) "Reliability of Axially Loaded Driven Pile Groups". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 12, pp. 1051-1060

149. Zhang, L.(2002), "Ultimate Resistance of Laterally Loaded Piles in Cohesionless Soils", Proceedings of the International Deep Foundations Congress: An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance, Orlando, Florida, Geotechnical Special Publication No.116, ASCE, pp. 1364-1375

150. Zhang, L. (2004), "Reliability Verification Using Proof Pile Load Tests." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.130, No.11, pp.1203-1213.

151. Zhao, Y.G., and Ang, A.H. (2003), "System Reliability Assessment by Method of Moments", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, American Society of Civil Engineers, Vol. 129, No. 10, pp. 1341-1349

주 의 사 항

1. 본 보고서는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술 연구개발사업의 최종 연구보고서입니다.
2. 본 보고서의 내용을 발표할 때에는 반드시 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행 한 건설기술연구개발사업임을 밝혀야 합니다.
3. 국가보안 차원에서 필요하다고 인정되는 내용은 대외적으로 발표 및 공개하여서는 아니 됩니다.

본 보고서와 관련하여 문의를 원하시는 분은 아래의 문의처로 연락을 주시기 바랍니다.

■ 문의처 : 한국건설교통기술평가원 TEL 031)381-6311
한국건설기술연구원 TEL 031)910-0081, 0082
서울대학교 TEL 02)880-7354, 7348

건설교통 R&D 정책·인프라 사업

LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구

■ 발행일 / 2008 . 06.
■ 발행처 / 한국건설기술연구원
경기도 고양시 일산구 대화동 2311번지
TEL : 031-910-0114(대)
■ 인쇄처 / TB com