

LRFD 설계를 위한 국내 항타강관말뚝의 저항계수 산정

Resistance Factors of Driven Steel Pipe Piles for LRFD Design in Korea

박재현* · 허정원** · 김명모*** · 곽기석****

Park, Jae Hyun · Huh, Jungwon · Kim, Myung Mo · Kwak, Kiseok

Abstract

As part of study to develop LRFD (Load and Resistance Factor Design) codes for foundation structures in Korea, resistance factors for static bearing capacity of driven steel pipe piles were calibrated in the framework of reliability theory. The 57 data sets of static load tests and soil property tests conducted in the whole domestic area were collected and these load test piles were sorted into two cases: SPT N at pile tip less than 50, SPT N at pile tip equal to or more than 50. The static bearing capacity formula and the Meyerhof method using N values were applied to calculate the expected design bearing capacities of the piles. The resistance bias factors were evaluated for the two static design methods by comparing the representative measured bearing capacities with the expected design values. Reliability analysis was performed by two types of advanced methods: the First Order Reliability Method (FORM), and the Monte Carlo Simulation (MCS) method using resistance bias factor statistics. The target reliability indices are selected as 2.0 and 2.33 for group pile case and 2.5 for single pile case, in consideration of the reliability level of the current design practice, redundancy of pile group, acceptable risk level, construction quality control, and significance of individual structure. Resistance factors of driven steel pipe piles were recommended based on the results derived from the First Order Reliability Method and the Monte Carlo Simulation method.

Keywords : LRFD, resistance factor, target reliability index, reliability analysis, driven steel pipe pile

요 지

국내 기초구조물에 대한 하중저항계수설계법 개발의 일환으로 신뢰성에 기반한 항타강관말뚝의 저항계수를 산정하였다. 국내 정재하시험 및 지반조사 자료를 수집, 분석하여 측정 지지력 확인이 가능한 57개 자료에 대해서 선단부 N치 50을 기준으로 두 그룹으로 분류하였다(N<50, N≥50). 구조물기초설계기준에서 제안하고 있는 두 가지 정역학적 설계공식에 대해서 대표 측정지지력과 설계지지력을 비교함으로써 저항편향계수를 평가하였다. 저항편향계수의 통계특성을 이용하여 일차신뢰도법 및 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 엄밀한 신뢰성 분석을 실시하였다. 신뢰성 분석 결과 및 국내 말뚝기초의 설계, 시공 실무 특성을 종합적으로 고려하여 목표 신뢰도지수를 결정하였다. 무리말뚝의 적용성을 적용할 수 있는 경우 2.0, 2.33, 무리말뚝의 적용성을 적용할 수 없는 경우 2.5의 목표 신뢰도지수를 결정하였고, 일차신뢰도법 및 몬테카를로 시뮬레이션을 적용하여 저항계수를 산정하였다.

핵심용어 : 하중저항계수설계법, 저항계수, 목표 신뢰도지수, 신뢰성 분석, 항타강관말뚝

1. 서 론

구조물기초 및 지반공학 분야에서 신뢰성 분석을 기반으로 한 하중저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design, LRFD)이 세계적인 추세가 되어가고 있다. 북미지역을 중심으로 연구, 개발된 하중저항계수설계법은 구조물에 작용하는 하중과 지반저항 그리고 이들의 불확실성을 고려한 하중계수, 저항계수의 유기적인 조합으로 구성되며, 구조물 안전도를 정량적으로 평가하고 요구되는 안전성에 적합한 설계가

가능토록 한다. 지반 설계정수에 개별적인 부분안전계수들을 적용하는 유로코드와 달리 하중저항계수설계법은 설계모델에 의해 산정된 저항에 불확실성을 반영하기 위해서 하나의 저항계수를 곱해주는 것이 특징이다. 따라서 하중저항계수설계법의 개발을 위해서는 신뢰성 있는 하중계수와 저항계수의 결정이 필수적이며, 특히 지반 및 기초구조물은 변동성과 불확실성이 크므로 저항계수의 산정이 매우 중요하다. 미국의 경우 2007년부터 교량설계 시 하중저항계수설계법의 사용이 의무화되었으며, 북미와 유럽을 중심으로 신뢰성 기반의 하

*정희원 · 한국건설기술연구원 토질 및 기초연구실 선임연구원

**정희원 · 전남대학교 건설환경공학부 부교수

***정희원 · 서울대학교 건설환경공학부 교수

****정희원 · 교신저자 · 한국건설기술연구원 토질 및 기초연구실 책임연구원 (E-mail : kskwak@kict.re.kr)

중저항계수설계법 또는 부분안전계수설계법이 도입되어 기준이 정비되는 등 국제기술의 표준화 작업이 급속도로 이루어지고 있는 상황을 고려해 볼 때 하중저항계수설계법으로의 변화는 필연적이며 연구개발을 통한 국내의 대비가 필요한 시점이다.

본 연구는 국내 기초구조물에 대한 하중저항계수설계법 개발의 일환으로 항타강관말뚝의 정역학적 설계법에 대한 신뢰성 수준을 평가하고 목표 신뢰도지수를 결정하여 LRFD 설계를 위한 저항계수를 산정하였다. 이를 위해 문헌조사 및 국토해양부 협조를 통해 2,000여개 이상의 국내 현장 자료를 수집하고 검토하였으며, 본 연구에서 직접 실시한 14회의 시험 자료를 포함, 총 57개의 측정 지지력을 확인할 수 있는 정재하시험 자료를 확보하였다. 이들에 대하여 재하시험 결과를 분석하고 지지력 공식에 따른 설계 지지력을 산정하여 엄밀한 신뢰성 분석을 실시하였다. 신뢰성 분석 및 저항계수 산정을 위하여 국내외 여러 문헌을 통해 정확하고 합리적이면서 개선된 방법으로 인정받고 있는 일차신뢰도법(First Order Reliability Method, FORM) 및 몬테카를로 시뮬레이션(Monte Carlo Simulation, MCS)을 적용하였다. 각각 신뢰도지수와 파괴확률에 기초하여 구조물의 신뢰성을 평가하는 두 방법을 동시에 적용하고 그 역학적 등가성을 입증함으로써 본 연구를 통해 도출된 결과의 정확성을 검증하였다.

2. 하중계수 및 저항계수

2.1 저항계수 산정 기법

경험과 판단에 근거한 확립적인 안전율을 적용하는 기존의 허용응력설계법과 달리 하중저항계수설계법은 대상 구조물에 대해 정확한 한계상태를 정의하고 하중과 저항에 관련된 불확실성을 신뢰성 분석에 기초하여 도출된 하중계수와 저항계수로서 반영하고 고려함으로써 일관된 수준의 적정 안전성을 갖도록 하는 합리적인 설계법이다. 하중저항계수설계법의 기본 개념은 식 (1)과 같다. 즉, 공칭저항에 저항계수를 곱한 설계 저항이 공칭하중에 하중계수를 곱한 설계 하중보다 같거나 커야 하며, 이러한 조건은 가능한 하중조합 및 한계상태에 대해 모두 만족해야 한다는 것이다.

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (1)$$

여기서, ϕ -저항계수, R_n -공칭저항, γ_i -하중계수, 그리고 Q_i 는 공칭하중이다. 하중과 저항의 다중 확률변수의 상호 함수 관계로써 정의되는 한계상태함수의 파괴확률은 식 (2)와 같이 결합확률밀도의 다중적분으로 표현할 수 있다. 여기서, D 는 파괴영역, f_{RQ} 는 하중과 저항의 결합확률밀도함수이다. 이때, 하중과 저항이 통계적 독립관계에 있고 정규분포를 보인다면 파괴확률은 식 (3)과 같이 표현할 수 있다.

$$P_f = P(g \leq 0) = P(R < Q \leq 0) = \iint_D f_{RQ}(r, q) drdq \quad (2)$$

$$P_f = P(g \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_g}{\sigma_g}\right) = \Phi\left(\frac{-(\mu_R - \mu_Q)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}}\right) = \Phi(-\beta) \quad (3)$$

여기서, g 는 한계상태함수($g=R-Q$)이고, $\Phi(\cdot)$ 은 표준정규분포의 누적분포함수, μ_g , σ_g 는 각각 한계상태함수의 평균, 표

준편차, μ_R , σ_R 은 각각 저항의 평균, 표준편차, μ_Q , σ_Q 은 각각 하중의 평균, 표준편차이다. β 는 한계상태함수의 평균(μ_g)에 대한 표준편차(σ_g)의 비로서 신뢰도지수를 의미한다. 신뢰도지수는 파괴확률과 역의 관계이며 확률적 안전성을 대변하는 값이다. 확률론에 기초한 설계 및 신뢰성 공학 분야에서 일반적으로 파괴확률을 대신하여 신뢰도지수가 적용된다.

대부분의 실제적인 공학문제에서 하중과 저항의 함수로 표현되는 기초구조물의 한계상태함수에 대한 결합 확률밀도함수를 명시적으로 정의하는 것은 거의 불가능하며, 확률변수의 수가 많아지거나 비선형 형태로 정의되는 경우 식 (2)의 직접적인 다중적분 해석은 매우 어렵다. 이러한 어려움을 해결하기 위해서 본 연구에서는 신뢰성 해석기법 중 가장 정확하고 개선된 방법으로 인정받고 있는 일차신뢰도법(First Order Reliability Method, FORM)과 몬테카를로 시뮬레이션(Monte Carlo Simulation)을 적용하였다. 일차신뢰도법은 반복법을 통해 계산의 효율성이 높고 확률변수의 민감도 및 파괴점 산정이 가능한 장점이 있고 몬테카를로 시뮬레이션은 파괴확률을 직접 산정할 수 있고 신뢰도 분석기법 중 상대적으로 가장 정확하며 일관된 결론을 도출하는 장점이 있으므로 두 해석법은 신뢰성 분석 및 저항계수 산정을 위한 매우 적합한 방법이다.

식 (2)와 같은 한계상태함수의 다차원 적분에 대해서 엄밀한 신뢰성 분석을 실시하고 구조물의 요구 안전도와 일관된 파괴확률을 도출하는 하중계수와 저항계수를 산정하는 것을 보정(calibration)이라 한다. 하중계수와 저항계수의 보정을 위해서는 구조물 또는 구조적 구성요소의 파괴상태와 한계상태에 영향을 미치는 모든 확률변수들을 포함하여 통합된 한계상태함수를 정의해야 한다. 하중과 저항은 신뢰성 분석에 기용할 수 있는 통계자료를 이용하여 모델 변동성을 갖는 확률변수로서 고려한다. 하중저항계수설계법의 일반적인 보정 단계는 다음과 같다:

- ① 모든 확률변수를 고려한 정확한 한계상태함수를 도출한다. 각 한계상태함수는 규정된 파괴 메커니즘을 적용하되, 구조물 또는 구조적 구성요소의 확정론적 설계를 수행하기 위해 일반적으로 사용되는 모든 설계변수를 포함해야 한다.
- ② 보정의 기초가 될 자료에 대해서 엄밀한 통계 분석 및 신뢰성 분석을 수행한다. 주요 통계 특성에 평균, 표준편차, 변동계수 그리고 자료의 분포를 가장 적합하게 표현하는 분포형태를 포함한다.
- ③ 신뢰성 평가 결과 및 구조물 요구 안전도, 현행 설계·시공 실무 특성, 국내 특성 등을 종합적으로 고려하여 목표 신뢰도수준을 선택한다.
- ④ 신뢰성 분석기법을 이용하여 선정된 목표 신뢰도수준에 대한 하중계수, 저항계수를 산정한다.

식 (1)의 하중저항계수설계법 기본식에서 두 확률변수인 하중과 저항이 통계적으로 독립이고 모두 대수정규분포이며, 하중을 사하중과 활하중의 조합으로 고려하면 기초구조물의 한계상태함수는 식 (4)와 같이 나타낼 수 있다.

$$g = \ln \frac{\lambda_R(\gamma_{QD}QD + \gamma_{QL}QL)}{\phi(\lambda_{QD}QD + \lambda_{QL}QL)} = \ln \frac{\lambda_R(\gamma_{QD}QD/QL + \gamma_{QL})}{\phi(\lambda_{QD}QD/QL + \lambda_{QL})} \quad (4)$$

여기서, λ_R , λ_{QD} , λ_{QL} 은 각각 저항, 사하중 및 활하중 편향 계수의 평균값이며, γ_{QD} , γ_{QL} 은 각각 사하중계수, 활하중계수, QD , QL 은 각각 공칭 사하중, 공칭 활하중, ϕ 는 저항 계수이다. 일차신뢰도법은 비정규분포의 설계변수 또는 비선형 한계상태함수에 대하여 정식화 형태에 관계없이 일관된 신뢰도지수를 산정할 수 있으며(Rackwitz와 Fiessler, 1978), 식 (4)의 한계상태함수에 대한 다중 적분을 수행하기 위해 라그랑주 승수기법 등을 이용한 반복법을 적용하여 목표 신뢰도지수에 대한 최적의 저항계수를 산정한다. 몬테카를로 시뮬레이션 방법은 한계상태함수에 정의된 모든 확률변수의 정확한 확률분포를 따르도록 인위적으로 난수를 발생시키고 한계상태 결과를 나타내는 누적횟수를 전체 모의횟수에 대한 비율로 표현함으로써 직접적인 파괴확률을 산정한다. 이후 다수의 파괴확률과 저항계수의 상관관계를 분석하여 목표 신뢰도수준에 대한 최적의 저항계수를 산정한다(Haldar와 Mahadevan, 2000). 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션 방법의 상세 분석과정 및 해석 알고리즘은 기존 연구 논문(허정원 등, 2007)에서 자세히 설명하였으므로 본 논문에서는 그 결과를 중심으로 기술하였다.

2.2 하중통계 및 하중계수

하중통계 및 하중계수는 구조공학 분야에서 반세기 이상의 꾸준한 노력과 연구를 통해 체계적으로 개발되어 유럽과 북미 지역에서 이미 설계 분야에 적용되고 있다. AASHTO LRFD 교량설계 시방서(2007)에서는 여러 가지 하중조합 중 연직방향의 보수적 평가 조건인 Strength Case I 경우를 적용하였으며, 이때의 하중계수는 사하중에 대해 1.25, 활하중에 대해 1.75 이다. 북미 지역과 유럽에서 채택하고 있는 교량과 빌딩, 해양구조물의 한계상태설계기준(limit state design, LSD)에서 제안하고 있는 하중계수 현황은 표 1과 같다.

교량 설계기준인 AASHTO(2007)와 MOT(1992), 해양구조물 설계기준인 API(1993)의 하중계수는 빌딩기초 설계기

준인 ACI(1999), AISC(1994), NRC(1995)의 하중계수에 비해서 값의 범위가 넓은데, 이는 다양한 종류의 작용 하중을 고려하기 위함이며 하중의 불확실성과 변동성이 더 크음을 의미한다. 활하중계수는 풍하중과 지진하중을 함께 고려할 경우 하중조합계수(load combination factor)를 적용하여 1.0보다 작아질 수 있다(Scott 등, 2003). 이는 각 하중의 최대값 발현 조건이 서로 다르며, 하중 간의 반작용 효과를 감안한 것이다. 따라서 사하중 외에 두 가지 이상의 활하중 조건을 고려하는 경우 교량설계기준을 제외한 타 기준들은 하중조합계수를 1.0보다 작게 적용하여 설계에 반영한다. AASHTO(2007)의 경우 1.0보다 작은 하중조합계수를 적용하지는 않지만 고려해야 하는 하중 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.

하중 통계는 하중편향계수의 평균과 변동계수로 간단히 표현할 수 있으며, 하중편향계수는 예측 하중에 대한 실제 측정된 하중의 비로 정의된다. Nowak(1999)은 미국 교통연구회(Transportation Research Board, TRB)의 하중계수 보정 연구(NCHRP 386)를 통해서 교량구조물의 사하중과 활하중에 대한 하중편향계수 통계 분석 결과를 제시하였고 그 분포는 대수정규분포에 가장 적합한 것으로 보고하였다.

본 연구에서는 말뚝기초 설계의 신뢰성 분석 및 저항계수 산정을 위해서 하중편향계수의 통계특성치는 미국 AASHTO LRFD 교량설계 시방서(2007)에서 제안하고 있는 하중조합 중 국내 특성을 고려하여 연직방향의 보수적 평가 조건인 Strength Case I 경우를 적용하였다(표 2). 또한 현재 구조 분야에서 국내 하중계수 그 통계특성에 대한 상세 연구가 진행되고 있으므로 이에 대한 자료를 차후 활용할 수 있을 것이다.

표 1. 국외 한계상태설계법의 하중계수 현황

구분	미국				캐나다		유럽	
	AASHTO* (2007)	ACI* (1999)	AISC* (1994)	API* (1993)	MOT* (1992)	NRC* (1995)	DGI* (1985)	CEN* (1994)
사하중	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
활하중	1.35~1.75	1.7	1.6	1.1~1.5	1.15~1.4	1.5	1.3	1.3~1.5
풍하중	1.4	1.3	1.3	1.2~1.35	1.3	1.5	1.3	1.3~1.5
지진하중	1.0	1.4	1.0	0.9	1.3	1.0	1.0	1.0

*AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials

*ACI: American Concrete Institute

*AISC: American Institute of Steel Construction

*API: American Petroleum Institute

*MOT: Ministry of Transportation

*NRC: National Research Council of Canada

*DGI: Danish Geotechnical Institute

*CEN: European Committee for Standardization

표 2. 하중편향계수의 통계특성치

구분	사하중 편향계수(λ_{QD})			활하중 편향계수(λ_{QL})		
	평균	변동계수	분포특성	평균	변동계수	분포특성
값	1.05	0.10	대수정규분포	1.15	0.20	대수정규분포

3. 저항편향계수 분석

항타강관말뚝의 신뢰성 수준을 평가하고 저항계수를 산정하기 위해서 국내 전역에서 실시된 항타강관말뚝의 정재하 시험, 지반조사 자료, 실내실험 자료를 수집하였다. 본 연구를 수행하기 위해서는 측정 지지력을 확인할 수 있고 국내 지반특성을 충분히 대변할 수 있는 양질의 자료 확보가 필수적이므로 학위논문, 논문집, 연구 보고서 등 연구용 재하 시험 자료와 국토해양부 관내 전국의 약 320여 도로 건설 현장의 재하시험 자료 등 실무 설계자료를 포함 총 2,000여 개 이상의 방대한 자료를 수집하여 분석하였다. 또한 본 연구에서 많은 예산을 투입하여 직접 측정 지지력을 확인할 수 있는 14회의 정재하시험 및 지반조사를 서로 다른 국내 지반에서 수행하여 신뢰성 해석에 포함하였다. 전체 자료 중 측정 지지력의 확인이 가능하고, 지반조사 및 실내실험 자료가 함께 확보되어 신뢰성 분석에 적용할 수 있는 정재하 시험 자료 수는 총 57개였다. 선정된 재하시험 자료에 대한 분류 결과 다양한 말뚝 제원과 전반적인 국내 지반 특성을 대변할 수 있는 자료로 확인 되었으며, 또한 선단 및 주면 지층 분석 결과 단일 지층 보다는 모래질, 자갈질, 실트질, 점토질 등 여러 가지 상이한 지층이 섞여 있는 혼합토 지층으로서 국내의 지반 특성이 그대로 반영된 것으로 나타났다(한국건설기술연구원, 2007).

선정된 57개 재하시험 자료에 대해, 지반 특성 및 말뚝 지지거동을 고려한 신뢰성 분석을 실시하기 위해서 선단부 평균 N치 50을 기준으로 자료를 두 그룹으로 분류하였다(N<50, N=50). 57개의 재하시험 자료 중 선단부 N치가 50보다 작은 경우는 27개(47%), 50보다 큰 경우 30개(53%)로써 선단부 N치 50을 기준으로 자료가 양분되며 통계적 유의성을 가질 수 있는 것으로 나타났다(한국건설기술연구원, 2008).

3.1 정재하시험을 이용한 측정 지지력 산정

지반과 기초구조물의 지지능력에 대한 불확실성을 정량적으로 평가하기 위해서 저항의 공칭강도와 정역학적 설계법으로 산정한 설계 지지력의 값을 비교하여 그 통계적 특성을 신뢰성 해석에 반영한다. 일반적으로 정재하시험에 의해 측정된 지지력이 실제 지지력을 가장 신뢰성 있게 평가하는 것으로 알려져 있으므로(한국지반공학회, 2002), 저항의 공칭강도는 정재하시험에 의해 측정된 말뚝의 하중-침하 곡선으로부터 산정하였다. 또한 정재하시험의 하중-침하 곡선으로부터 측정 지지력을 평가하기 위해서 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)과 깊은 기초의 저항계수 결정에 관한 미국의 NCHRP 507 연구보고서(Paikowsky, 2004) 등 다양한 국내외 설계기준에서 제안하는 여섯 가지 방법을 적용하였다: Davisson 기준, Shape of Curve 기준(Paikowsky, 2004), DeBeer 기준, 전침하량 기준($\Delta=25.4\text{mm}$ 기준, $\Delta=0.1B$ (B=말뚝직경) 기준), ASCE 20-96 기준(ASCE, 1997). 여섯 가지 기준을 적용하여 산정한 측정 지지력의 평균값과 각 기준에 의한 결과를 통계 분석하여 말뚝의 대표 측정 지지력을 결정하였다. 기존 연구 결과 DeBeer 기준, 전침하량 기준은 적용가능 대상 자료의 수가 상대적으로 적었고, ASCE 20-96 기준은 타 방법과 비교하여 지지력을 과대평가하는 경

향을 보임으로써 부적합한 것으로 판단하여 제외하였다. Shape of Curve 기준과 DeBeer 기준은 주관적 판단여부가 지지력 결정에 지대한 영향을 미치는 특성상 부적합한 것으로 판단하여 제외하였다. Davisson 기준은 반복 가능한 과정을 통해 객관적 수치를 얻을 수 있는 방법으로서 분산성이 낮았으며 많은 자료에 적용 가능하여 우수한 적용성을 보였다(곽기석 등, 2006; 허정원 등, 2007). 따라서 본 연구에서는 말뚝의 대표 측정 지지력으로서 Davisson 기준에 의한 결과를 적용하였다.

3.2 지지력 공식에 의한 설계 지지력 산정

분석대상 자료에 대한 설계 지지력을 산정하기 위해서 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에서 제안하고 있는 두 가지 정역학적 설계법인 정역학적 지지력공식과 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하였다. 말뚝 제원과 지반조건 등은 정재하시험과 동일하게 적용하였다. Meyerhof 경험식은 보정하지 않은 N치 결과를 적용하였는데, 이는 국내 실무에서 표준관입시험 N치로부터 말뚝의 지지력을 추정하는 경우 일반적으로 N치의 보정이 행해지지 않고 있으며, 실험 장비, 에너지효율 측정 및 해석법에 따라 그 편차가 큰 것으로 알려져 있기 때문이다(한국지반공학회, 1997). 설계 지지력 산정에 적용된 정역학적 지지력공식 및 Meyerhof 경험식은 각각 식 (5), 식 (6)과 같다.

$$Q_u = (\sigma'_v N_q + c N_c) A_p + \sum f_s A_s \quad (5)$$

여기서, σ'_v 는 말뚝 선단 깊이의 유효상재압(한계관입깊이 =20B, B=말뚝직경), N_q , N_c 는 깊은기초의 지지력계수, c는 말뚝지층의 점착력, A_p 는 말뚝 선단 지지면적, A_s 는 말뚝 주면 면적, f_s 는 단위면적당 최대주면마찰력($=\alpha_u + K_s \sigma'_v \tan \delta$), α 는 부착력계수, c_u 는 주면지반 비배수전단강도, K_s 는 말뚝면에 작용하는 법선토압계수($=1.4(1-\sin \phi)$), δ 는 말뚝과 주면 흙사이의 마찰각($=20^\circ$)이다.

$$Q_u = m N'_{60} A_p + n \overline{N}_{60} A_s \quad (6)$$

여기서, $m=3(L_b/B) \leq 30$, $m N'_{60} \leq 1500\text{tf/m}^2$, L_b 는 말뚝의 지지층 관입깊이, A_p 는 말뚝 선단 지지면적, A_s 는 사질토 지반에 묻힌 말뚝의 주면 면적, N'_{60} 은 말뚝 선단부근의 N치, \overline{N}_{60} 은 말뚝 주면부 사질토 지반의 평균 N치, $n \overline{N}_{60} \geq 10\text{tf/m}^2$ 이다.

Davisson 기준으로 산정한 측정 지지력과 정역학적 지지력 공식, Meyerhof 경험식으로 산정한 설계 지지력을 비교 도 시한 결과는 그림 1과 같다. 설계 지지력의 분산정도를 판단하기 위해 재하시험 결과보다 50% 큰 값을 나타내는 경계선과 50% 작은 값을 나타내는 경계선을 각 그림에 표시 하였다. 그림 1의 결과 두 가지 공식에 의한 설계 지지력은 모두 측정 지지력과 뚜렷한 경향성을 나타내지 않았다. 선단부 N치 50 미만, 50 이상의 두 가지 경우 모두 정역학적 지지력공식에 의한 설계 지지력이 Meyerhof 경험식에 의한 설계 지지력과 비교하여 많은 자료가 측정 지지력의 -50% ~+50% 범위 내에 분포하여 상대적으로 분산성이 낮게 나타났으며, 두 가지 경우 모두 Meyerhof 경험식이 상대적으로 지지력을 보수적으로 평가하는 경향을 나타내었다.

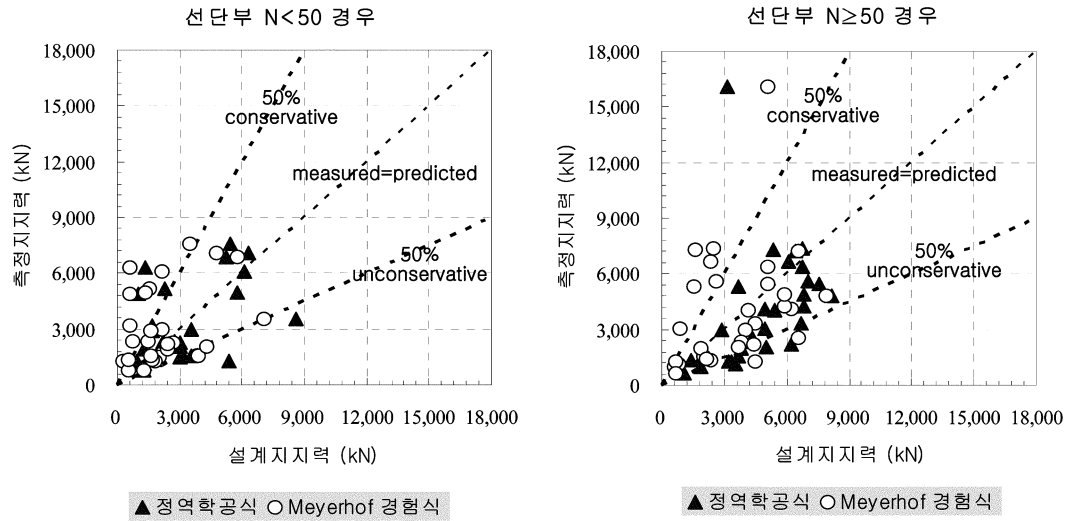


그림 1. 측정 지지력과 설계 지지력 비교

3.3 저항편향계수

산정된 측정 지지력과 설계 지지력을 이용하여 항타강관말뚝에 대한 저항편향계수를 산정하였다. 저항편향계수는 측정 지지력과 설계 지지력의 비(측정 지지력/설계 지지력)로 정의되며, 지반의 공간적 불확실성, 조사결과의 한계, 설계 및 해석모델의 불확실성 등 저항의 불확실성을 정량화·대변하는 값이다(Goble, 1999). 저항편향계수의 평균은 지지력에 대한 설계공식의 평균적인 내재적 보수성을 확인할 수 있는 값이며, 그 값이 커지면 설계식의 보수성이 증가하여 신뢰도 지수가 높아지는 경향을 나타낸다. 저항편향계수의 변동계수

는 평균에 대한 표준편차의 비로써 정의되며 자료의 분산 정도를 평가하는 값이다. 저항편향계수의 변동계수가 작을수록 자료의 변동성이 낮아지고 신뢰도지수가 높아진다(Paikowsky, 2004).

표 3은 전체 분석자료에 대해서 분석된 측정 지지력과 설계 지지력 및 저항편향계수 산정 결과이다. 신뢰성분석에 적용되는 통계분석의 신뢰성 있는 결과도출을 위하여 일반적인 저항편향계수 범위 [평균±(2×표준편차)]를 벗어난 값은 통계 해석에서 제외하는 것이 합리적이므로(Paikowsky, 2004), 이를 고려하여 저항편향계수의 통계 특성치를 산정하였다.

표 3. 저항편향계수 산정

Pile List*	말뚝제원		측정 지지력 (Davisson)	설계 지지력		저항편향계수		선단부 N치
	직경(mm)	길이(m)		정역학 공식	Meyerhof 경험식	정역학 공식	Meyerhof 경험식	
T-1	508	15.5	5292	3693	1513	1.43	3.50	50/5
T-2	508	34.0	1529	3569	3929	0.43	0.39	27
T-3-1	610	11.7	2254	3039	2691	0.74	0.84	26
T-3-2	508	9.6	1470	3016	1991	0.49	0.74	26
T-3-3	610	7.4	2087	2998	4314	0.70	0.48	43
T-4	508	7.3	2352	2231	1471	1.05	1.60	31
T-5	508	6.5	960	1897	608	0.51	1.58	50/2
T-6-1	610	22.9	1911	1250	2417	1.53	0.79	10
T-6-2	610	25.8	3332	6683	4471	0.50	0.75	50/15
T-7	508	7.3	2205	2621	2390	0.84	0.92	32
T-9	610	7.7	1264	5383	1789	0.23	0.71	37
T-10-1	813	54.6	6086	6129	2181	0.99	2.79	4
T-10-2	508	33.0	16092	3153	5078	5.10	3.17	50/13
T-12	508	28.0	2528	4333	6541	0.58	0.39	50/10+
R-1	508	33.0	4018	5425	4158	0.74	0.97	50/14
R-2	508	24.0	6341	1317	587	4.81	10.80	11
R-3-1	610	36.5	5145	2267	1575	2.27	3.27	13
R-3-2	508	24.0	3038	4933	869	0.62	3.50	50/10-
R-3-3	610	30.0	6664	6106	2362	1.09	2.82	50/10-

* T-석박사학위논문, R-재하시험보고서, J-학술연구논문

표 3. 저항편향계수 산정 (계속)

Pile List	말뚝제원		측정 지지력 (Davisson)	설계 지지력		저항편향계수		선단부 N치
	직경(mm)	길이(m)		정역학 공식	Meyerhof 경험식	정역학 공식	Meyerhof 경험식	
R-4-1	610	13.1	7311	5378	1600	1.36	4.57	50/2
R-4-2	610	19.8	7203	6401	6545	1.13	1.10	50/3
R-4-3	610	30.3	7399	6756	2478	1.10	2.99	50/6
R-5-1	610	42.4	7056	6288	4767	1.12	1.48	27
R-5-2	610	57.4	4802	8160	7893	0.59	0.61	50/4
R-6-1	610	24.5	6860	5266	5797	1.30	1.18	46
R-6-2	610	23.3	4929	5779	1364	0.85	3.61	37
R-7	508	31.4	1323	1785	1702	0.74	0.78	25
R-8	610	58.0	3538	8613	7072	0.41	0.50	32
R-9	508	17.0	4880	1027	612	4.75	7.97	5
R-10	508	9.5	2960	3565	2140	0.83	1.38	44
R-11	406	9.5	3156	1698	635	1.86	4.97	47
R-12	610	57.1	7585	5416	3467	1.40	2.19	17
R-13-1	508	7.0	1558	3665	2027	0.43	0.77	50/22
R-13-2	508	7.8	1999	3800	1875	0.53	1.07	50/22
R-14-1	406	8.0	1377	1438	2334	0.96	0.59	50/21
R-14-2	508	6.8	1397	1875	2129	0.74	0.66	50/21
R-15	508	11.9	1264	3355	4459	0.38	0.28	50/15
R-16	508	6.9	1294	966	274	1.34	4.73	12
R-17-1	508	6.0	1166	3569	784	0.33	1.49	50/30
R-17-2	508	6.4	1548	3186	1607	0.49	0.96	47
R-17-3	508	5.0	2332	2740	748	0.85	3.12	44
R-18	508	5.7	1303	3230	656	0.40	1.99	50/20
R-19	508	13.0	3009	2900	4038	1.04	0.75	50/10+
R-20	508	33.0	5586	7019	2607	0.80	2.14	50/29
R-21	508	47.0	4145	4923	6240	0.84	0.66	50/14
R-22	508	35.5	6370	6776	5054	0.94	1.26	50/16
R-23	813	46.0	5439	7546	5084	0.72	1.07	50
R-24	406	30.0	750	1299	541	0.58	1.39	4
R-25	406	9.0	630	1038	696	0.61	0.91	50/19
R-26	406	30.0	1325	1456	525	0.91	2.52	5
R-27	508	30.0	805	1194	1265	0.67	0.64	15
J-1-1	508	12.0	2323	3848	3791	0.60	0.61	50/2
J-1-2	508	12.0	2038	4987	3688	0.41	0.55	50/6
J-1-3	508	12.0	2185	6221	4436	0.35	0.49	50/10-
J-2-1	508	39.0	4243	6795	5920	0.62	0.72	50/10+
J-2-2	508	39.0	4900	6795	5920	0.72	0.83	50/10+
J-3	406	9.5	2891	1657	1641	1.74	1.76	33

* T-석박사학위논문, R-재하시험보고서, J-학술연구논문

정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식의 저항편향계수 통계특성치 분석결과는 표 4와 같다. 선단부 N치 50 미만인 경우 정역학적 지지력공식은 저항편향계수의 평균값이 1.0에 근접한 값을 보였고 Meyerhof 경험식은 1.0보다 커서 설계 지지력을 보수적으로 평가하는 경향을 알 수 있다. 선단부 N치가 50 이상인 경우 정역학적 지지력공식은 저항편향계수의 평균값이 1.0보다 작게 나타나 측정 지지력에 비해서 다

소 지지력을 과대평가하는 경향을 나타내어 신뢰도지수가 낮게 평가될 것을 예상할 수 있다. Meyerhof 경험식은 선단부 N치 50 이상인 경우에서도 측정 지지력에 비해서 설계 지지력을 보수적으로 평가하는 경향을 나타내었다. Meyerhof 경험식의 경우 선단지지력과 주변마찰력에 대한 각각의 상한값이 있으므로, 말뚝의 전체 설계지지력이 일정 수준 이하로 제한되기 때문인 것으로 판단된다. 변동계수는 선단부 N

표 4. 저항편향계수 통계특성치

구 분		선단부 N치 50 미만		선단부 N치 50 이상	
		정역학공식	Meyerhof 경험식	정역학공식	Meyerhof 경험식
저항편향계수 (λ_R)	평균	0.975	1.750	0.726	1.317
	표준편차	0.498	1.320	0.298	0.979
	변동계수	0.511	0.755	0.411	0.743

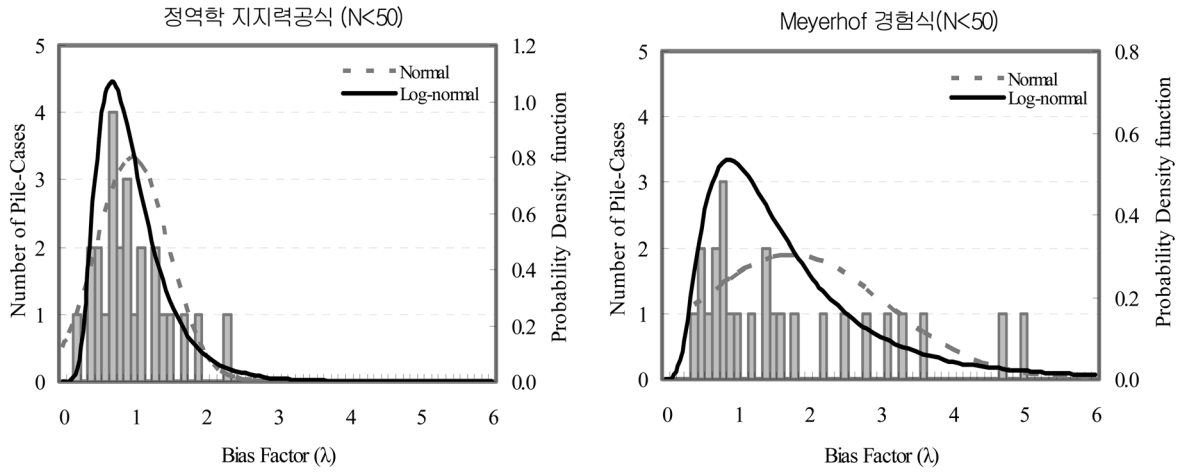


그림 2. 저항편향계수 확률밀도함수(N<50)

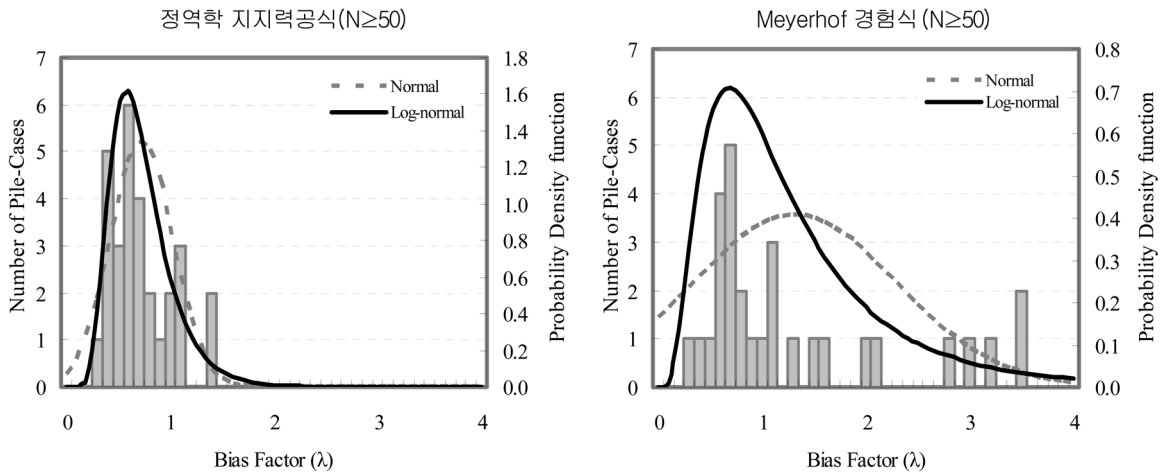


그림 3. 저항편향계수 확률밀도함수(N≥50)

치 50 기준 두 가지 경우 모두 정역학적 지지력공식보다 Meyerhof 경험식이 더 크게 나타나 공식의 내재적 보수성에 의해 신뢰도지수 증가할 수 있는 요인과 높은 변동계수에 따른 불확실성의 증가로 인해 신뢰도지수가 감소될 수 있는 요인이 공존함을 확인하였다.

그림 2와 그림 3은 각각 선단부 N치 50 미만인 경우 및 50 이상인 경우에 대한 두 가지 지지력 공식의 저항편향계수 히스토그램과 확률밀도함수이다. 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식 모두 저항편향계수의 분포는 대수정규분포에 적합한 것을 알 수 있다.

4. 신뢰성 분석

말뚝기초 설계의 신뢰성은 신뢰도지수 또는 파괴확률로써 표현된다. 항타강관말뚝의 두 가지 정역학적 설계법에 대한 신뢰성을 평가하기 위해서 앞서 설명한 일차신뢰도법과 몬

테카를로 시뮬레이션을 적용하였고 그 결과를 비교 분석하였다. 식 (4)의 한계상태함수 정의에서 하중관련 정보인 하중편향계수 통계 특성치는 표 2의 값을 적용하였고 활하중에 대한 사하중의 비(QD/QL)는 Hansel과 Viest(1971)가 제안한 다음과 같은 식 (7)을 적용하였다.

$$QD/QL = (1+I)(0.0132L) \quad (7)$$

여기서, I 는 동하중 충격계수로서 LRFD 하중에 대해서는 0.33을 적용하며, L 은 교량지간장(ft)이다. 국내 교량지간장 조사에 의하면 $30m \pm (\approx 98ft)$ 의 범위가 가장 일반적 경우인 것으로 보고되어, 식 (7)에 의해 $QD/QL=1.72$ 의 값을 적용하였다.

4.1 일차신뢰도법에 의한 신뢰성 분석

구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)과 도로교설계기준(건설교통부, 2001)에서 명시하듯이 국내 허용용력설계법에 의한

항타강관말뚝의 축방향 지내력 산정에는 통상적으로 안전율 3.0을 적용하고 있으며 일부 중요 구조물의 경우 더 큰 안전율이 적용되기도 한다. 따라서 본 연구에서는 안전율 3.0~5.0의 범위에 대해서 일차신뢰도법에 의한 항타강관말뚝의 신뢰성 평가를 실시하였고 그 결과는 표 5에 나타내었다.

선단부 N치 50 미만의 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수는 1.80~2.84를 나타내었고 Meyerhof 경험식은 같은 조건에서 신뢰도지수 2.01~2.76을 나타내었다. 신뢰도지수 2.0은 파괴확률 약 2.3%에 해당하는 값이며 항타말뚝에 적합한 신뢰도지수 값으로서 다수의 연구자들이 제안한 바 있다(Barker 등, 1991; Paikowsky, 2004). 본 연구의 분석 결과 정역학적 지지력공식은 안전율 3.0~3.5의 범위에서, Meyerhof 경험식은 안전율 3.0일 때 신뢰도지수 2.0을 만족하는 것으로 나타났다.

선단부 N치 50 이상의 경우 정역학적 지지력공식은 1.54~2.80, Meyerhof 경험식은 1.61~2.38의 신뢰도지수를 나타내었다. 이는 선단부 N치 50미만의 자료보다 다소 낮은 결과이며, 신뢰도지수 2.0에 해당하는 안전율은 두 가지 지지력공식 모두 3.5~4.0으로 평가되었다. 선단부 N치 50 미만의 경우와 50 이상의 경우 모두 안전율이 낮은 범위에서는 Meyerhof 경험식의 신뢰도지수가 컸지만 안전율이 큰 범위에서는 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수가 더 크게 나타났다. 이는 두 지지력 공식의 저항편향계수 평균 및 변동계수 차이에 따른 복합적인 영향에 기인하는 것으로 판단된다.

4.2 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰성 분석

일차신뢰도법에서 적용한 동일한 하중 통계특성 및 저항편향계수 통계특성치를 적용하여 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰성 평가를 실시하였다. 몬테카를로 시뮬레이션 방법은 파괴확률을 직접 산정할 수 있는 방법이며, 일차신뢰도법과의 결과 비교를 위해서 신뢰도지수-파괴확률 관계($\beta \approx \Phi^{-1}(1-P_f)$)를 이용하여 파괴확률에 대응하는 신뢰도지수를 함께 산정하였다. 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 항타강관말뚝의 파괴확률 및 대응 신뢰도지수 산정 결과를 표 5에 나타내었다.

선단부 N치 50 미만의 경우 정역학적 지지력공식은 파괴확률 3.71%~0.24%, Meyerhof 경험식은 2.32%~0.30%로 산정되었고, 선단부 N치 50이상의 경우 정역학적 지지력공식은 파괴확률 6.32%~0.27%, Meyerhof 경험식은 5.42%~0.91%로 산정되었다.

표 5의 결과에서 몬테카를로 시뮬레이션으로 산정한 파괴

확률에 대한 대응 신뢰도지수와 일차신뢰도법에 의한 신뢰도지수를 비교한 결과 최대 약 1.2% 이내의 차이로서 두 신뢰성 해석기법에 의한 결과는 역학적으로 동등함을 확인하였다. 선단부 N치 50 미만 자료와 선단부 N치 50 이상 자료의 신뢰도지수 산정 결과는 각각 그림 4, 그림 5와 같다(여기서, δ_R =저항편향계수의 변동계수).

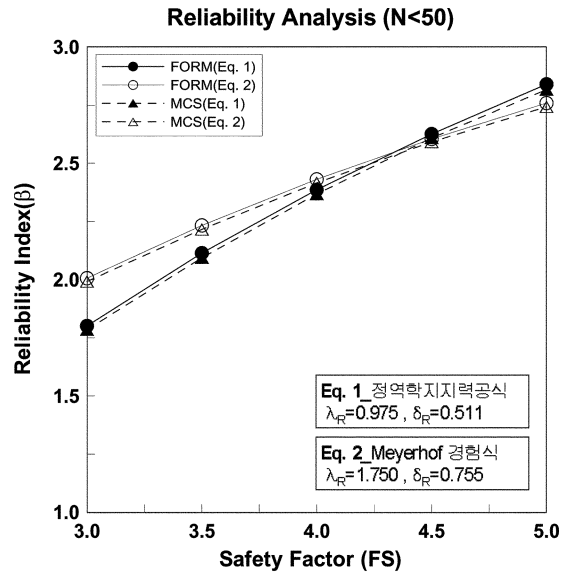


그림 4. 선단부 N치 50 미만 자료의 신뢰도지수 산정 결과

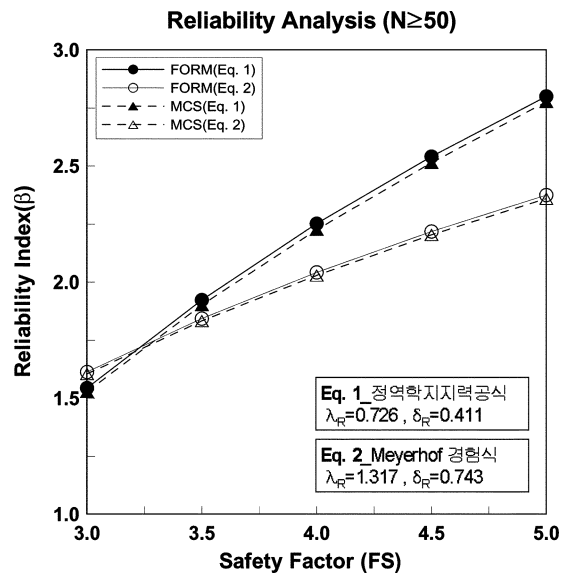


그림 5. 선단부 N치 50 이상 자료의 신뢰도지수 산정 결과

표 5. 항타강관말뚝 신뢰도 분석 결과

구분	선단부 N치 50 미만(N<50)						선단부 N치 50 이상(N=50)					
	정역학 공식			Meyerhof 경험식			정역학 공식			Meyerhof 경험식		
	FORM (β)	MCS		FORM (β)	MCS		FORM (β)	MCS		FORM (β)	MCS	
안전율		P_f	$\approx\beta$		P_f	$\approx\beta$		P_f	$\approx\beta$		P_f	$\approx\beta$
3.0	1.801	0.037147	1.785	2.006	0.023188	1.992	1.544	0.063214	1.528	1.613	0.054227	1.605
3.5	2.114	0.018110	2.094	2.233	0.013341	2.216	1.923	0.028592	1.902	1.843	0.033408	1.833
4.0	2.386	0.008942	2.368	2.431	0.007855	2.416	2.252	0.012994	2.226	2.042	0.021210	2.029
4.5	2.626	0.004547	2.609	2.605	0.004768	2.592	2.541	0.005962	2.514	2.218	0.013777	2.204
5.0	2.840	0.002423	2.817	2.759	0.003048	2.743	2.800	0.002745	2.777	2.375	0.009147	2.360

β : 신뢰도지수, P_f : 파괴확률, $\approx\beta$: 파괴확률에 대한 대응 신뢰도지수($\beta \approx \Phi^{-1}(1-P_f)$)

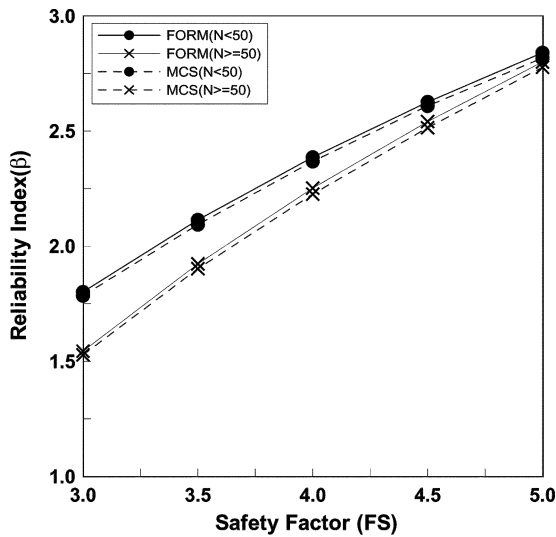


그림 6. 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수 산정 결과

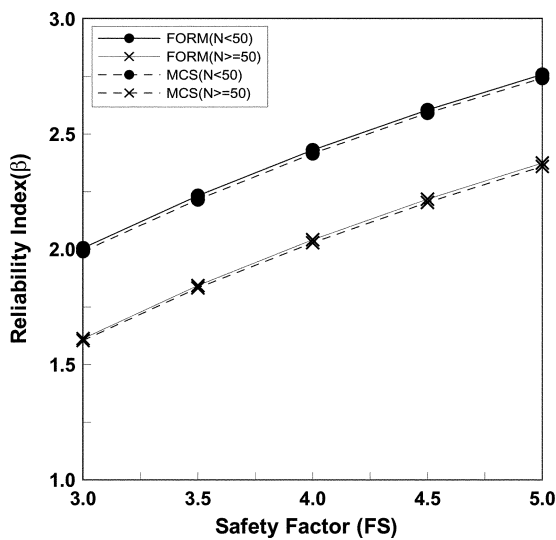


그림 7. Meyerhof 경험식의 신뢰도지수 산정 결과

두 가지 정역학적 설계법에 대해서 신뢰도지수를 평가한 결과는 각각 그림 6, 그림 7과 같다. 안전율 3.0~5.0의 범위에서 정역학적 지지력공식은 선단부 N치 50 미만의 자료와 N치 50 이상의 자료에 대한 신뢰도지수의 차이가 안전율이 증가함에 따라 유의할 만한 수준으로 감소하는 경향을 나타내었지만 Meyerhof 경험식은 선단부 N치 50 미만 자료의 신뢰도지수가 N치 50 이상 자료의 신뢰도지수보다 약 0.35 이상 큰 값으로 일정한 차이를 유지하였다. 이는 저항편향계수 분석 결과 정역학적 지지력공식의 경우 선단부 N치 50 미만 자료의 저항편향계수 평균값이 N치 50 이상 자료의 저항편향계수 평균값보다 약 25% 크게 산정되었으나 변동계수는 선단부 N치 50 이상 자료가 약 20% 작게 산정되어 결과적으로 신뢰도지수 산정 시 선단부 N치 50 미만의 자료와 N치 50 이상의 자료에 대한 신뢰도지수 차이가 경감되는 것으로 판단된다. 반면에, Meyerhof 경험식의 경우 선단부 N치 50 미만 자료의 저항편향계수 평균값이 N치 50 이상 자료의 저항편향계수 평균값보다 약 25% 크게 산정되었고 변동계수는 선단부 N치 50 미만 자료와 N치 50 이상 자료의 값이 불과 2% 이내로 작은 차이를 보임으로써 저항편향계수의 평균값의 영향으로 인해 두

자료의 신뢰도지수는 일정한 차이를 유지하는 것으로 판단된다.

4.3 목표 신뢰도지수 결정

목표 신뢰도지수는 해당 구조물에 대해서 요구되는 수준의 안전을 또는 파괴확률을 대변하는 값으로서, 최적의 하중계수와 저항계수를 결정하고 하중저항계수설계법을 개발하는데 있어 가장 중요한 요소 중의 하나이다.

목표 신뢰도지수는 여러 가지 요인들로 인한 불확실성뿐만 아니라 현재의 설계·시공 실무현황, 구조물의 파괴확률 요구 수준, 경제·사회적 요인 등 다양한 원인에 의해 그 값을 결정하기가 어려우며 대상 구조물의 현재 신뢰성수준을 고려하여 공공의 합의를 이룰 수 있는 값이 도출되어야 한다.

지반공학 분야의 국외 설계기준에서 지역 특성과 구조물 특성을 고려하여 제안된 목표 신뢰도지수는 2.0~3.0 수준이다(곽기석 등, 2008). 본 연구를 통해 항타강관말뚝의 국내 정재하시험 및 지반조사 자료를 대상으로 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션을 적용하여 분석한 신뢰도지수는 앞서 설명한 바와 같이 통상적으로 적용되는 안전율의 범위에서 정역학적 지지력공식의 경우 1.54~2.84, Meyerhof 경험식의 경우 1.61~2.76을 나타내었으며, 이는 미국의 깊은기초에 대한 LRFD 저항계수 산정 연구(NCHRP 507) 결과와 유사한 값이다.

항타강관말뚝의 경우 대형 기초구조물에 비해서 상대적으로 중요도가 낮은 구조물에 적용되며, 주로 무리말뚝으로 시공되기 때문에 구조물 전체의 파괴확률을 고려하여 상대적으로 낮은 목표 신뢰도지수를 제안할 수 있다. 따라서, 기존 연구에서(곽기석 등, 2008) 국내 항타강관말뚝의 신뢰성 평가 결과와 기초구조물 전체 시스템의 안전성, 국제적 신뢰도 요구 수준, 무리말뚝 허용성, 말뚝 설계·시공의 경제성 등을 종합적으로 고려하여 국내 항타강관말뚝에 적합한 목표 신뢰도지수를 결정하였으며 이는 표 6과 같다.

표 6. 항타강관말뚝의 목표 신뢰도지수

구 분	항타강관말뚝
• 무리말뚝 효과를 기대할 수 있는 경우 (5본 이상의 말뚝이 하부구조를 지지하는 경우)	2.0, 2.33
• 무리말뚝 효과를 기대할 수 없는 경우 (4본 이하의 말뚝이 하부구조를 지지하는 경우)	2.5

5. 저항계수 산정

국내 특성을 고려한 신뢰성 평가 결과와 국내의 연구 결과의 종합적인 분석을 바탕으로 결정된 목표 신뢰도지수를 적용하여 항타강관말뚝의 저항계수를 산정하였다. 하중조합 및 하중 통계특성치는 신뢰성 분석과 동일하게 미국 AASHTO LRFD 교량설계 시방서(2007)에서 제안하고 있는 하중조합 중 국내 특성을 고려하여 연직방향의 보수적 평가 조건인 Strength Case I 경우를 적용하였다. 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션을 적용하여 산정된 저항계수를 표 7에 나타내었다.

표 7. 항타강관말뚝 저항계수 산정 결과

목표 신뢰도지수	구분	선단부 N치 50 미만(N<50)				선단부 N치 50 이상(N≥50)			
		정역학적 지지력공식		Meyerhof 경험식		정역학적 지지력공식		Meyerhof 경험식	
		FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS	FORM	MCS
2.00		0.436	0.431	0.481	0.477	0.397	0.390	0.372	0.367
2.33		0.372	0.365	0.385	0.380	0.351	0.345	0.296	0.290
2.50		0.342	0.337	0.345	0.340	0.327	0.322	0.268	0.264

정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식 모두 선단부 N치 50 미만인 경우의 저항계수가 N치 50 이상인 경우의 저항계수보다 크게 나타났는데, 이는 신뢰성 평가 결과 선단부 N치 50 미만인 경우의 신뢰도지수가 선단부 N치 50 이상인 경우의 신뢰도지수보다 더 크게 산정되었기 때문이다. 두 정역학적 설계 공식의 저항계수를 비교한 결과 선단부 N치 50 미만인 경우에는 Meyerhof 경험식의 저항계수가 더 크게 산정되었고 선단부 N치 50 이상인 경우에는 정역학적 지지력공식의 저항계수가 더 크게 산정되었다. 이 역시 두 설계 공식의 신뢰도지수 산정 결과에 기인한 것이다. 또한 정역학적 지지력공식의 저항계수가 0.33~0.44, Meyerhof 경험식의 저항계수는 0.27~0.48로서 미국 AASHTO LRFD 교량설계 시방서(2007)의 항타강관말뚝 저항계수인 0.30~0.45와 비슷한 수준으로 산정되었다. 또한, 몬테카를로 시뮬레이션에 의해 산정된 저항계수는 일차신뢰도법에 의해 산정된 저항계수와 최대 약 2.0% 이내의 차이로서 역학적으로 동등하고 동일한 경향성을 나타내었다. 표 7의 저항계수 산정결과를 바탕으로 본 연구에서 제안하고자 하는 항타강관말뚝의 저항계수는 표 8과 같다. 정확하고 역학적으로 동등한 결과를 보인 두 가지 분석기법(일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션)에 의한 결과를 모두 반영하기 위해서 두 값을 산술 평균하였고 실무자의 편의성을 고려하여 소수 둘째 자리까지 나타내었다.

표 8. 항타강관말뚝 저항계수 제안

목표 신뢰도지수	구분	선단부 N치 50 미만		선단부 N치 50 이상	
		정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식	정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식
		2.00	0.43	0.48	0.39
2.33	0.37	0.38	0.35	0.29	
2.50	0.34	0.34	0.32	0.27	

6. 결 론

본 연구에서는 국내 지반특성과 현행 설계·시공 실무를 고려한 기초구조물 하중저항계수설계법을 개발을 위하여 항타강관말뚝에 대한 신뢰성 기반의 저항계수를 산정하였다. 많은 수의 정재하시험 및 지반조사, 실내실험 자료를 수집하여 말뚝의 측정 지지력을 산정하였으며, 수집된 자료를 효율적으로 분류하고 지반조사 결과를 이용하여 설계 지지력을 산정하였다. 이들 자료에 대해서 정확하고 적용성이 높은 신뢰도 해석기법인 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션을 적용하여 신뢰성분석을 실시하였고, 적합한 수준의 목표 신

뢰도지수를 결정하여 신뢰성 기반의 저항계수를 산정하였다. 본 연구에서 도출한 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 국내 항타강관말뚝에 대한 2,000여개 이상의 현장 정재하시험, 지반조사, 실내실험 자료를 수집하여 이에 대한 검토를 통해 측정 지지력을 확인할 수 있는 총 57개의 말뚝 정재하시험 자료를 선정하였고 지반 특성 및 말뚝 지지거동을 고려하기 위해서 선단부 N치 50을 기준으로 자료를 두 그룹으로(N<50, N≥50) 분류하였다.
2. 재하시험 결과로부터 측정 지지력을 산정하였고 국내 설계 실무에 주로 적용되는 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식을 적용하여 설계 지지력을 산정하여 두 지지력의 비교·분석을 통해 저항편향계수를 산정하였다. 정역학적 지지력공식은 자료의 변동성이 낮게 평가되었으며, Meyerhof 경험식은 내재적 보수성이 크게 평가되었다.
3. 저항편향계수의 통계 특성을 이용하여 일차신뢰도법 및 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰성 분석을 수행하였다. 통상적인 구조물기초 안전율 수준인 3.0~5.0에 대해서 신뢰도지수를 산정한 결과 정역학적 지지력공식은 1.54~2.84, Meyerhof 경험식은 1.61~2.76이었다. 두 가지 지지력 공식 모두 선단부 N치 50 미만의 자료가 선단부 N치 50 이상의 자료보다 신뢰성수준이 높게 평가되었다. 몬테카를로 시뮬레이션에 의해 파괴확률을 산정하고 대응 신뢰도지수를 일차신뢰도법 결과와 비교한 결과 두 신뢰성 해석기법에 의한 신뢰성 해석 결과는 역학적으로 동등함을 확인하였다.
4. 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션에 의해 분석된 신뢰성 해석 결과 및 구조물 요구 안전도, 현행 설계·실무 관행, 기초구조물 전체 시스템의 안정성, 국제적 신뢰도 요구 수준, 경제성 등을 종합적으로 고려하여 이에 부합하는 항타강관말뚝의 목표 신뢰도지수를 결정하였다. 무리말뚝 허용성을 기대할 수 있는 경우 2.0, 2.33으로 결정하였고, 무리말뚝 허용성을 기대할 수 없는 경우 2.5의 값을 결정하였다.
5. 신뢰성 분석 결과 및 결정된 목표 신뢰도지수를 적용하여 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 항타강관말뚝 저항계수를 산정하였다. 정확하고 역학적으로 동등한 결과를 나타낸 두 가지 분석기법에 의한 결과를 모두 반영하고 실무자의 편의성을 고려하여 본 연구에서 제안하고자 하는 저항계수를 결정하였다. 선단부 N치 50 미만인 경우 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식의 저항계수는 각각 0.34~0.43, 0.34~0.48이고, 선단부 N치 50 이상인 경우 두 지지력 공식의 저항계수는 각각 0.32~0.39, 0.27~0.37로 나타났다.

국제적 기술표준으로 정립되고 있는 신뢰성 기반의 하중저항계수설계법에 대비하여 본 연구를 통해 국내 최초로 국내 특성을 고려한 항타강관말뚝의 저항계수가 제안되었고 하중저항계수설계법의 토대가 마련되었다. 본 연구 결과는 향후 다양한 기초구조물 및 지반구조물의 하중저항계수설계법 개발을 위한 자료로서 그 활용성이 매우 클 것으로 기대된다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부 건설교통 R&D 정책·인프라 사업 연구과제 “LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구”의 연구비 지원에 의해 수행되었으며 이에 감사드립니다.

참고문헌

건설교통부(2001) 도로교설계기준, 대한토목학회.
 건설교통부(2003) 구조물기초설계기준, (사)한국지반공학회.
 광기석, 박재현, 최용규, 허정원(2006) LRFD 설계를 위한 항타강관말뚝의 저항편향계수 산정. **대한토목학회 논문집**, 대한토목학회, 제26권, 제5C호, pp. 343-350.
 광기석, 허정원, 김경준, 박재현, 이주형(2008) 국내 항타강관말뚝 설계법의 목표 신뢰도지수. **대한토목학회 논문집**, 대한토목학회, 제28권, 제1C호, pp. 19-29.
 한국건설기술연구원(2007) LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구, 건설교통부 건설교통 R&D 정책·인프라 사업 2차년도 연구보고서, 건설교통부.
 한국건설기술연구원(2008) LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구, 국토해양부 건설교통 R&D 정책·인프라 사업 3차년도 최종 연구보고서(안), 국토해양부.
 허정원, 박재현, 김경준, 이주형, 광기석(2007) 국내 항타강관말뚝 설계법의 신뢰성평가. **한국지반공학회 논문집**, 한국지반공학회, 제23권, 제12호, pp. 61-73.
 (사)한국지반공학회(1997) **지반조사결과와 해석 및 이용**, 지반공학시리즈 1, 도서출판 구미서관.
 (사)한국지반공학회(2002) **깊은기초**, 지반공학시리즈 4, 도서출판 구미서관.
 American Society of Civil Engineers (1997) *Standard Guidelines for the Design and Installation of Pile Foundations*. ASCE 20-96, ASCE, Reston, Virginia, USA.
 American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)(2007) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Fourth Edition. AASHTO, Washington D.C.
 American Concrete Institute (ACI) (1999) *Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99)*, ACI, Detroit.

American Institute of Steel Construction (AISC) (1994) *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*. Second Edition. AISC, Chicago.
 American Petroleum Institute (API) (1993) *Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms-Load and Resistance Factor Design*. API, Washington, D.C.
 Barker, R.M. Duncan, J.M. Rojiani, K.S. Ooi, P.S.K., Tan, C.K., and Kim, S.C. (1991) *Manual for the Design of Bridge Foundations*. NCHRP Report 343, Transportation Research Board, Washington, D.C.
 Becker, D.E. (1996) Limit state design for foundations. part I. An overview of the foundation design process. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 33, No. 6, pp. 956-983.
 Danish Geotechnical Institute (DGI) (1985) *Code of Practice for Foundation Engineering*. DGI, Copenhagen, Denmark.
 European Committee for Standardization (CEN) (1994) *Eurocode 7: Geotechnical Design. I: General Rules*. CEN, Central Secretariat, Brussels.
 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.
 Haldar, A. and Mahadevan, S. (2000) *Probability, Reliability and Statistical Methods in Engineering Design*. John Wiley & Sons, New York, NY.
 Hansell, W.C., and Viest, I.M. (1971) Load design for steel highway bridges, american institute of steel construction. *Engineering Journal*, Vol. 8, No. 4, pp. 113-123.
 Ministry of Transportation (MOT) (1992) *Ontario Highway Bridge Design Code*. MOT, Downsview, Ontario, Canada.
 National Research Council of Canada (NRC) (1995) *National Building Code of Canada*, NRC, Ottawa, Canada.
 Nowak, A.(1999) *Calibration of LRFD Bridge Design Code*. NCHRP Report 368, Transportation Research Board, Washington, D.C.
 Paikowsky, S.G. (2004) *Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations*. NCHRP report 507, Transportation Research Board, Washington, D.C.
 Rackwitz, R. and Fiessler, B. (1978) Structural reliability under combined random load sequences. *Computers & Structures*, Vol. 9, pp. 484-494.
 Scott, B., Kim, B.J., and Salgado, R. (2003) Assessment of current load factors for use in geotechnical load and resistance factor design, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 4, pp. 287-295

(접수일: 2008.8.5/심사일: 2008.9.23/심사완료일: 2008.10.22)