

국내 항타강관말뚝 설계법의 목표 신뢰도지수

Target Reliability Indices of Static Design Methods for Driven Steel Pipe Piles in Korea

곽기석* · 허정원** · 김경준*** · 박재현**** · 이주형*****

Kwak, Kiseok · Huh, Jungwon · Kim, Kyung Jun · Park, Jae Hyun · Lee, Juhyung

Abstract

As a part of study to develop LRFD (Load and Resistance Factor Design) codes for foundation structures in Korea, reliability analyses for driven steel pipe piles are performed and the target reliability indices are selected carefully. The 58 data sets of static load tests and soil property tests conducted in the whole domestic area were collected and analyzed to determine the representative bearing capacities of the piles. The static bearing capacity formula and the Meyerhof method using N values are applied to calculate the expected design bearing capacity of the piles. The resistance bias factors were evaluated for the two static design methods by comparing the representative bearing capacities with the design values. Reliability analysis was performed by two types of advanced methods: First Order Reliability Method (FORM), and Monte Carlo Simulation (MCS) method using resistance bias factor statistics. The static bearing capacity formula exhibited relatively small variation, whereas the Meyerhof method showed relatively high inherent conservatism in the resistance bias factors. Reliability indices for safety factors in the range of 3 to 5 were evaluated respectively as 1.50~2.89 and 1.61~2.72 for both of the static bearing capacity formula and the Meyerhof method. The target reliability indices are selected as 2.0 and 2.33 for group pile case and 2.5 for single pile case, based on the reliability level of the current design practice and considering redundancy of pile group, acceptable risk level, construction quality control, and significance of individual structure.

Keywords : LRFD, target reliability index, reliability analysis, first order reliability method, Monte Carlo simulation, driven steel pipe pile

요 지

국내 기초구조물에 대한 하중저항계수설계법 개발의 일환으로 항타강관말뚝에 대한 신뢰성 수준을 평가하고 목표 신뢰도 지수를 결정하였다. 국내 정재하시험 및 지반조사 자료를 수집하여 말뚝의 대표 측정 극한지지력을 결정하였고, 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식을 이용하여 설계 극한지지력을 산정하였다. 이들 자료의 비교·분석을 통해 저항편향계수를 산정하였다. 저항편향계수의 통계 특성을 이용하여 일차신뢰도법 및 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰성 분석을 실시하였다. 정역학적 지지력공식은 자료의 변동성이 낮았고 Meyerhof 경험식은 내재적 보수성이 크게 나타났다. 안전율 3.0~5.0에 대한 신뢰도지수 분석 결과 정역학적 지지력공식은 1.50~2.89, Meyerhof 경험식은 1.61~2.72로 평가되었다. 신뢰성 분석 결과를 바탕으로 목표 신뢰도지수는 무리말뚝으로 시공되는 경우 2.0, 2.33을, 무리말뚝으로 시공되지 않는 경우 2.5의 값을 결정하였다.

핵심용어 : 하중저항계수설계법, 목표 신뢰도지수, 신뢰성 분석, 일차신뢰도법, 몬테카를로 시뮬레이션, 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 하중계

수, 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. 미국의 경우 2007년부터 교량설계 시 하중저항계수설계법의 사용이 의무화되었으며,

*정희원 · 한국건설기술연구원 토질 및 기초연구실 책임연구원
**정희원 · 전남대학교 공학대학 건설환경공학부 조교수
***노스캐롤라이나 주 교통국 동부지역 지반공학부장
****정희원 · 한국건설기술연구원 토질 및 기초연구실 선임연구원
*****고신저자 · 한국건설기술연구원 토질 및 기초연구실 연구원 (E-mail : leejh73@kict.re.kr)

복미와 유립을 중심으로 신뢰성 기반의 하중저항계수설계법 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 저항계수 산정 및 하중저항계수설계법 개발의 일환으로 항타강관말뚝의 지지력 공식에 대한 신뢰성 수준을 평가하고 목표 신뢰도지수를 결정하였다. 이를 위해 문헌조사 및 건설교통부 협조를 통해 2,000여개 이상의 국내 현장 자료를 수집하고 검토하여 총 58개의 극한지지력을 확인할 수 있는 정재하시험 자료를 확보하였다. 이들에 대하여 재하시험 결과를 분석하고 지지력 공식에 따른 설계 지지력을 산정하여 항타강관말뚝의 신뢰성 평가를 실시하였다. 신뢰성 평가를 위하여 국내외 여러 문헌을 통해 정확하고 합리적이며 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 검증함으로써 본 연구를 통해 도출된 결과의 정확성을 확보하였다. 신뢰성 해석 결과 및 구조물 요구 안전도, 현행 설계·실무 관행, 국제적 신뢰도 요구 수준, 경제성 등을 종합적으로 고려하여 저항계수 산정을 위한 목표 신뢰도지수를 결정하였다.

2. 신뢰성 분석기법

하중저항계수설계법의 기본 개념은 식 (1)과 같다. 한계상태함수는 하중과 저항의 함수로써 정의되며 설계변수의 통계특성치 및 확률론적 신뢰성 결과에 기초하여 저항계수와 하중계수를 산정한다.

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

여기서, ϕ =저항계수, R_n =공칭저항, γ_i =하중계수, 그리고 Q_i 는 공칭하중이다. 한계상태함수의 파괴확률은 식 (2)와 같이 하중과 저항의 조합으로 이루어진 결합확률밀도의 다중적분으로 표현할 수 있다. D 는 파괴영역, f_{RQ} 는 하중과 저항의 결합확률밀도함수이다. 이 때, 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 한계상태함수이고, $\Phi(\cdot)$ 은 표준정규분포의 누적분포함수, μ_g , σ_g 는 각각 한계상태함수의 평균, 표준편차, μ_R , σ_R 은 각각 저항의 평균, 표준편차, μ_Q , σ_Q 은 각각 하중의 평균, 표준편차이다. 또한 β 는 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

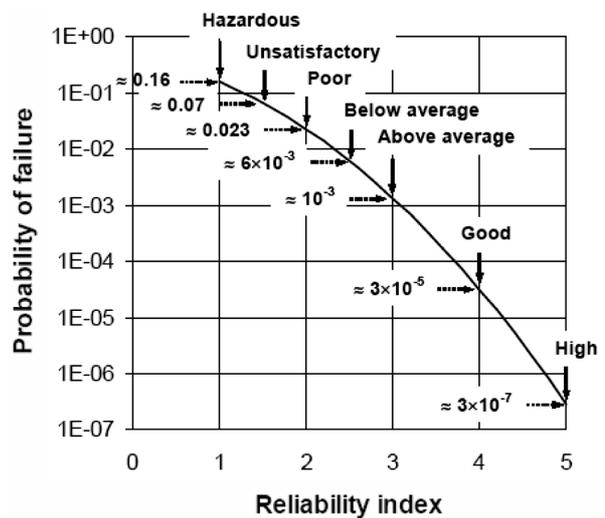


그림 1. 신뢰도지수와 파괴확률의 관계(Kulhawy 등, 1996)

일반적으로 파괴확률을 대신하여 신뢰도지수가 적용된다. 신뢰도지수와 파괴확률의 관계는 그림 1과 같다.

신뢰성 해석의 최종 목적은 식 (2)의 다차원 적분을 수행하여 파괴확률 또는 신뢰도지수를 산정하는 것이다. 하중과 저항의 함수로 표현되는 기초구조물의 한계상태함수가 다수의 설계변수로 복잡하게 구성되거나 비선형 형태로 정의되는 경우 해석적 결과를 도출하는 것은 거의 불가능하다. 그러나 지난 반세기 이상 다양한 신뢰성 해석기법 및 수치해석 도구의 발전에 힘입어 이러한 문제점은 다수 해결되었다(Wen, 2000; Huh와 Halder, 2001).

본 연구에서는 신뢰성 해석기법 중 정확하고 개선된 방법으로 인정받고 있는 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션을 적용하였다. 몬테카를로 시뮬레이션은 신뢰도 분석기법 중 상대적으로 가장 정확하고 일관된 결론을 도출하며, 일차신뢰도법은 반복법을 통해 계산의 효율성이 높고 확률변수들의 민감성 및 파괴점 산정이 가능한 장점이 있으므로 상기 두 방법은 신뢰성 평가를 위한 매우 적합한 방법이다.

2.1 일차신뢰도법

초기 하중저항계수설계법에 적용된 일계이차모멘트법(First Order Second Moment Method: FOSM)은 확률변수가 정규분포가 아니거나 한계상태함수가 비선형일 경우 신뢰성 분석 결과의 심각한 오차 발생 여지가 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위하여 비정규분포의 설계변수 또는 비선형 한계상태함수에 대하여 정식화 형태에 관계없이 일관된 신뢰도지수(reliability index)를 산정할 수 있는 일차신뢰도법이 여러 연구자들에 의해 개발되었다(Hasofer와 Lind, 1974; Rackwitz와 Fiessler, 1978). 일차신뢰도법은 파괴면 상의 한 점에서 한계상태함수를 선형 근사하며 비정규분포를 보이는 설계변수를 표준정규분포로 변환하는 기법을 적용함으로써 일계이차모멘트법의 단점을 극복하였다. 일차신뢰도법은 설계변수의 표준정규분포 공간 원점으로부터 한계상태함수 파괴면까지의 최단거리를 신뢰도지수로 정의하고 신뢰도지수로써 한계상태함수의 신뢰성 또는 안전도를 정량화한다.

일차신뢰도법은 반복 알고리즘을 통한 계산상의 높은 효율성과 정확성 그리고 확률변수들의 민감도 및 파괴점 확인이

가능한 장점 등으로 인해 신뢰성 평가를 위해 가장 많이 적용되고 있는 방법 중의 하나이다(Nowak, 1999; Ayyub와 Assakkaf, 1999).

2.2 몬테카를로 시뮬레이션

몬테카를로 시뮬레이션은 통계적 문제에 대하여 난수를 사용한 무작위적인 표본 추출을 이용하여 해결하는 비결정론적 방법이다. 해석 알고리즘이 여타의 수학적 방법에 비해 간단하며 주로 작은 오차의 공학적 문제해결 및 불확실성 분석에 효과적으로 이용되고 있다(Maurice 등, 2000). 신뢰성 평가 시 한계상태함수에 정의된 모든 확률변수의 정확한 확률분포를 따르도록 인위적으로 난수를 발생시키고 한계상태 결과를 나타내는 누적횟수를 전체 모의횟수에 대한 비율로 표현함으로써 직접적인 파괴확률을 산정할 수 있다. 따라서 신뢰성 해석기법 중 상대적으로 매우 정확하고 일관된 결과를 제공한다(Haldar와 Mahadevan, 2000).

식 (2)와 같이 다중적분식으로 표현된 한계상태함수의 파괴확률을 해결하기 위해서 몬테카를로 시뮬레이션은 파괴 지시함수(indicator function), $I[x]$ 를 적용한다. 파괴 지시함수의 정의 및 이를 이용한 파괴확률의 등가식은 다음과 같다.

$$I[x] = I[g(x)] = \begin{cases} 1 & \text{if } g(x) \leq 0: \text{ failure} \\ 0 & \text{if } g(x) > 0: \text{ safe} \end{cases} \quad (4)$$

$$P_f = EI[x] = \int_D I[x] f(x) dx \quad (5)$$

일반적으로 한계상태함수의 비선형성 및 암시성으로 인해 파괴영역의 경계면이 매우 불규칙하므로 식 (5)의 다중 적분식에 대한 정해를 산정하는 것은 난해하다. 몬테카를로 시뮬레이션 방법의 간단한 절차는 다음과 같다. 먼저, 한계상태함수 또는 응답변수를 정의하고 각 설계변수의 통계특성치를 입력한다. 0과 1사이의 균일한 난수를 원하는 횟수만큼 발생시킨 후, 역변환법을 적용하여 난수(u_{ij})를 적절한 통계적 특성 즉, 분포형태의 변량으로 변환한다. 변환된 난수로써 역변환법을 통하여 시뮬레이션 횟수만큼 한계상태함수 또는 응답변수가 평가되며, 한계상태에 해당하는 횟수를 누적하여 최종적으로 파괴확률(P_f) 또는 응답변수의 통계특성치인 평균(μ_{RS}) 및 표준편차(σ_{RS})를 산정하게 된다.

3. 말뚝의 극한지지력 산정

3.1 정재하시험 자료 수집

항타강관말뚝의 저항편향계수 및 신뢰성 수준을 평가하기 위해서 국내 각 지역에서 실시된 항타강관말뚝의 정재하시험, 지반조사 자료, 실내실험 자료를 수집하였다. 지역별 지층과 지반조건을 대변할 수 있는 충분한 양질의 자료 축적이 선행되어야만 정확도 높은 신뢰성 평가가 이루어질 수 있으므로 정도높은 자료의 확보는 가장 중요한 업무 중의 하나이다(곽기석 등, 2006). 본 연구의 목적상 극한지지력을 확인할 수 있는 재하시험 자료의 확보가 필수적이므로 연구용 보고서나 학위논문, 논문집, 설계자료 등 2,000여개 이상의 자료와 건설교통부 지방국토관리청 관내 전국의 약 320여 도로 건설 현장에서 수행된 재하시험 및 지반조사 자료

를 수집하여 분석하였다. 자료에 대한 통계 분석 및 신뢰성 평가를 위해서 수집된 많은 재하시험 자료 중 다음과 같은 기준으로 분석 대상 자료를 선정하였다.

① 정재하시험의 하중-침하 곡선에서 극한지지력 확인이 가능한 자료

② 지반조사 결과 및 실내실험 자료가 함께 확보된 자료

③ 동일한 지역, 지층에서 수행되지 않은 재하시험 자료

2,000여개 이상의 많은 수의 자료 중 위의 기준으로 선정되어 신뢰성 분석에 적용된 항타강관말뚝 정재하시험 자료 수는 총 58개 이다. 선정된 재하시험 자료에 대한 분류 결과 말뚝의 직경은 406mm~812mm이며, 말뚝 길이는 10m 미만(33%), 10m~30m(34%), 30m 이상(33%)으로 고르게 분포함을 확인하였다. 또한 재하시험 수행 지역은 경상도 지역(53%), 경기·강원도 지역(21%), 전라도 지역(14%), 충청도 지역(3%) 등 전국 각지에 분포하였다. 국내 전체의 전반적인 지반 특성 및 항타강관말뚝 실무 현황을 고려한 통계 특성치 분석이 수행되어야 함을 고려해볼 때, 선정된 자료의 말뚝 제원 및 지역 분포는 매우 양호한 것을 알 수 있다. 또한 선단 및 주변 지층 분석 결과 단일 지층 보다는 모래질, 자갈질, 실트질, 점토질 등 여러 가지 상이한 지층이 섞여 있는 혼합토 지층으로 나타났는데, 이는 국내의 지반 특성이 그대로 반영된 것으로 판단된다.

선정된 58개 재하시험 자료에 대해서 국내의 기준에서 제시하고 있는 극한지지력 결정방법에 따라 측정 극한지지력을 평가하였고, 국내 설계기준에서 제시하고 있는 지지력 평가방법에 따라 설계 극한지지력을 산정하였다. 또한 지반 특성 및 말뚝 지지거동을 고려한 신뢰성 분석을 실시하기 위해서 선단부 평균 N 치 50을 기준으로 자료를 두 그룹으로 분류하였다: $N < 50$, $N \geq 50$. 표준관입시험의 N 치 50은 지반조사 및 말뚝 설계·시공 실무에서 경질 지반의 기준 조건으로서 인식되고 있다. 또한 58개의 재하시험 자료 중 선단부 N 치가 50보다 큰 경우는 28개(48%), 50보다 작은 경우 26개(45%), 알 수 없는 경우 4개(7%)로써 선단부 N 치 50을 기준으로 자료가 양분되는 것으로 나타났다(한국건설기술연구원, 2007).

3.2 정재하시험을 이용한 측정 극한지지력 산정

지반과 기초구조물의 지지능력에 대한 불확실성을 정량적으로 평가하기 위해서 저항의 공칭강도와 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(한국지반공학회, 2002), 저항의 공칭강도는 정재하시험에 의해 측정된 말뚝의 하중-침하 곡선으로부터 산정하였다. 또한 정재하시험의 하중-침하 곡선으로부터 극한지지력을 평가하기 위해서 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)과 깊은 기초의 저항계수 결정에 관한 미국의 NCHRP 연구보고서(Paikowsky, 2004) 등 다양한 국내의 설계기준에서 제안하는 여섯 가지 방법을 적용하였다: Davisson 기준, Shape of Curve 기준(Paikowsky, 2004), DeBeer 기준, 전침하량 기준($\Delta=25.4\text{mm}$ 기준, $\Delta=0.1B$ 기준), ASCE 20-96 기준(ASCE, 1997). 여섯 가지 방법에 의한 극한지지력 산정 결과는 표 1과 같다. 하중-침하 그래프의 크기 효과

표 1. 분석대상 자료 및 재하시험에 의한 극한지지력

번호*	말뚝정보		선단 N치	재하시험에 의한 극한지지력(kN)						
	직경(mm)	길이(m)		Davisson Criterion	Shape of Curve	DeBeer Criterion	D=25.4mm	D=0.1B	ASCE 20-96	평균
T-1	508	15.5	50/5	5292.0	5125.4	4537.4	5292.0	-	-	5061.7
T-2	508	34	27	1528.8	1666.0	1813.0	1529.8	1930.6	1479.8	1658.0
T-3-1	610	9.6	26	2254.0	2234.4	2175.6	2499.0	2744.0	2342.2	2374.9
T-3-2	508	7.4	26	1470.0	1577.8	1323.0	1764.0	2058.0	1597.4	1631.7
T-3-3	610	7.3	43	2087.4	2557.8	2450.0	2646.0	-	2214.8	2391.2
T-4	508	7.3	31	2352.0	2205.0	2146.2	-	-	2381.4	2271.2
T-5	508	6.5	50/2	960.4	960.4	882.0	1568.0	-	1058.4	1085.8
T-6-1	610	22.9	10	1911.0	1822.8	1666.0	2018.8	2518.6	2077.6	2002.5
T-6-2	610	25.8	50/15	3332.0	3332.0	2793.0	2881.2	3900.4	3488.8	3287.9
T-7	508	7.3	32	2205.0	2136.4	2087.4	2665.6	-	2303.0	2279.5
T-8-1	508	41.3	N/A	-	3488.8	-	4116.0	-	-	3802.4
T-8-2	711	22.2	N/A	2646.0	2205.0	-	-	-	3057.6	2636.2
T-8-3	508	19.1	N/A	4998.0	5546.8	-	5782.0	-	5458.6	5446.4
T-8-4	406	9.5	33	2597.0	-	-	-	-	2861.6	2729.3
T-9	610	7.7	37	1264.2	2058.0	2744.0	2156.0	3038.0	1538.6	2133.1
T-10-1	812.8	54.6	4	6085.8	-	-	5243.0	-	6624.8	5984.5
T-10-2	508	33	50/13	16091.6	16091.6	16091.6	15493.8	-	16091.6	15972.0
T-11	406	21.2	45	-	1568.0	-	-	-	-	1568.0
T-12	508	28	50/10+	2528.4	2254.0	1695.4	2450.0	-	2567.6	2299.1
R-1	508	33	50/14	4018.0	3724.0	2940.0	3263.4	3920.0	4067.0	3655.4
R-2	508	24	11	6340.6	6438.6	6002.5	5243.0	6419.0	6487.6	6155.2
R-3-1	610	36.5	13	5145.0	5654.6	4018.0	3871.0	5997.6	5595.8	5047.0
R-3-2	508	30	50/10-	3038.0	3381.0	-	3038.0	3920.0	3410.4	3357
R-3-3	610	30	50/10-	6664.0	6291.6	-	4900.0	7281.4	6889.4	6405.3
R-4-1	610	13.1	50/2	7310.8	7644.0	8094.8	7448.0	-	7840.0	7667.5
R-4-2	610	19.8	50/3	7203.0	6997.2	6272.0	6566.0	-	7678.3	6943.3
R-4-3	610	30.3	50/6	7399.0	7604.8	6046.6	5321.4	8290.8	7947.8	7101.7
R-5-1	610	42.4	27	7056.0	6722.8	6125.0	4116.0	7506.8	7869.4	6566.0
R-5-2	610	57.4	50/4	4802.0	6272.0	5933.9	3136.0	4998.0	6448.4	5265.1
R-6-1	610	24.5	46	6860.0	6134.8	6321.0	5135.2	8232.0	7291.2	6662.4
R-6-2	610	23.3	37	4929.4	4958.8	4900.0	4331.6	6938.4	5488.0	5257.7
R-7	508	31.4	25	1323.0	1239.7	1225.0	1352.4	1470.0	1342.6	1325.5
R-8	610	55	32	3537.8	3993.5	3983.7	2254.0	3812.2	3704.4	3547.6
R-9	508	17	5	4880.4	4968.6	4508.0	4508.0	-	4802.0	4733.4
R-10	508	9.5	44	2959.6	3018.4	2646.0	3283.0	-	2606.8	2902.8
R-11	406	9.5	47	3155.6	3185.0	2842.0	3234.0	-	3028.2	3089.0
R-12	610	57.1	17	7585.2	7389.2	6272	5517.4	7771.4	7702.8	6987.4
R-13-1	508	7.0	50/22	1558.0	1851.0	-	-	-	1725.0	1711.3
R-13-2	508	7.8	50/22	1999.0	1777.0	-	-	-	-	1888.0
R-14-1	406	8.0	50/21	1377.0	-	1211.0	-	-	1453.0	1347.0
R-14-2	508	6.8	50/21	1397.0	1427.0	-	-	-	1515.0	1446.3
R-15	508	11.9	50/15	1264.0	1132.0	758.0	-	-	1362.0	1129.0
R-16	508	6.9	5	1294.0	825.0	-	-	-	1440.0	1186.3
R-17-1	508	6.0	50/30	1166.0	1063.0	-	-	-	1274.0	1167.7
R-17-2	508	6.4	47	1548.0	1184.0	-	-	-	1651.0	1461.0
R-17-3	508	5.0	44	2332.0	1989.0	-	-	-	2512.0	2277.7
R-18	508	5.7	50/20	1303.0	1367.0	1128.0	-	-	1385.0	1295.8
R-19	508	13.0	50/10+	3009.0	3117.0	1977.0	3291.0	-	3136.0	2906.0
R-20	508	33.0	50/29	5586.0	4697.0	4594.0	-	-	-	4959.0
R-21	508	47.0	50/14	4145.0	3820.0	3352.0	3432.0	3432.0	4240.0	3753.5
R-22	508	35.5	50/16	6370.0	3538.0	-	-	-	-	4954.0
J-1-1	508	12	50/2	2322.6	2254.0	2156.0	2499.0	2861.6	2420.6	2419.0
J-1-2	508	12	50/6	2038.4	1960.0	1744.4	2205.0	2613.7	2107.0	2111.4
J-1-3	508	12	50/10-	2185.4	2312.8	1852.2	2577.4	-	2450.0	2275.6
J-2-1	508	39	50/10+	4243.4	3920.0	-	3743.6	-	4370.8	4069.5
J-2-2	508	39	50/10+	4900.0	4459.0	-	3949.4	-	4919.6	4557.0
J-2-3	508	38.5	50/10+	-	3557.4	2597.0	3920.0	-	-	2518.6
J-3	406.4	9.5	33	2891.0	2254.0	-	-	-	-	2572.5

* T-석박사학위논문, R-재하시험보고서, J-학술연구논문

표 2. 각 기준에 따른 측정 극한지지력 특성

기 준	유효 자료수	K_{sx} 평균	K_{sx} 표준편차	비고
Davisson 기준	55	1.01	0.12	평균 근접
Shape of Curve 기준	55	1.03	0.11	평균 근접
DeBeer 기준	39	1.11	0.14	보수적 평가
전침하량 기준	$\Delta=25.4\text{mm}$ 기준	41	1.08	보수적 평가
	$\Delta=0.1B$ 기준	22	0.87	과대 평가
ASCE 20-96 기준	50	0.96	0.09	과대 평가

를 고려하기 위해서 말뚝의 탄성침하량 직선을 약 20도로 조정 후 동일 그래프 상에서 각 기준을 적용하였다.

여섯 가지 기준에 의해 산정한 극한지지력의 평균값과 각 기준에 의한 결과를 통계 분석하여 말뚝의 대표 측정 극한지지력을 결정하였다. 전체 자료에 대한 극한지지력 평균값에 대한 각 기준에 의한 극한지지력의 통계 분석 결과는 표 2와 같다. 여기서, K_{sx} 는 각 기준에 의한 값에 대한 평균값의 비(평균/각 기준에 의한 지지력)이다. K_{sx} 값이 1보다 크면 지지력을 평균보다 작게 산정하고, 값이 1보다 작으면 크게 산정함을 의미한다.

표 2에 나타난 바와 같이 DeBeer 기준, 전침하량 기준은 적용가능 대상 자료의 수가 상대적으로 적었고, ASCE 20-96 기준은 K_{sx} 의 평균값이 1.0보다 작아서 타 방법과 비교하여 지지력을 과대평가하는 경향을 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 K_{sx} 의 분산성이 낮았으며 많은 자료에 적용 가능하여 우수한 적용성을 보였다. 따라서 본 연구에서는 말뚝의 대표 측정 극한지지력으로 Davisson 기준에 의한 결과를 적용하였다.

3.3 지지력 공식에 의한 설계 극한지지력 산정

지지력 공식에 의한 설계 극한지지력을 산정하기 위해서 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에서 제안하고 있는 일

반적인 정역학적 지지력공식 및 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 적용하였다. 말뚝 제원과 지반조건 등은 정재하시험과 동일하게 적용하였다. 점성토 지반의 주면마찰력은 α 계수법을 적용하였으며, 비배수 전단강도에 대한 지반조사 결과가 부족한 자료에 대해서는 구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)에서 제안하고 있는 Hara 등(1971)의 식을 적용하여 비배수전단강도를 추정하였다. Meyerhof 경험식은 보정하지 않은 N치 결과를 적용하였는데, 이는 국내 실무에서 표준관입시험 N치로부터 말뚝의 지지력을 추정하는 경우 일반적으로 N치의 보정이 행해지지 않고 있으며, 실험 장비, 에너지 효율 측정 및 해석법에 따라 그 편차가 큰 것으로 알려져 있기 때문이다(한국지반공학회, 1997). 설계 극한지지력 산정에 적용된 정역학적 지지력공식 및 Meyerhof 경험식은 각각 식 (6), 식 (7)과 같다.

$$Q_u = (\sigma'_u N_q + cN_c)A_p + \sum f_s A_s \tag{6}$$

여기서, σ'_u 는 말뚝 선단 깊이의 유효상재압(한계관입깊이 = 20B, B=말뚝직경), N_q , N_c 는 깊은기초의 지지력계수, c는 말뚝지치층의 점착력, A_p 는 말뚝 선단 지지면적, A_s 는 말뚝 주면적, f_s 는 단위면적당 최대주면마찰력(= $\alpha c_u + K_s \bar{\sigma}'_v \tan \delta$), α 는 부착력계수, c_u 는 주면지반 비배수전단강도, K_s 는 말뚝면에 작용하는 범선토압계수(= $1.4(1 - \sin \phi)$), δ 는 말뚝과 주면 흙사이의 마찰각(20°)이다.

$$Q_u = mN'_{60}A_p + n\bar{N}_{60}A_s \tag{7}$$

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

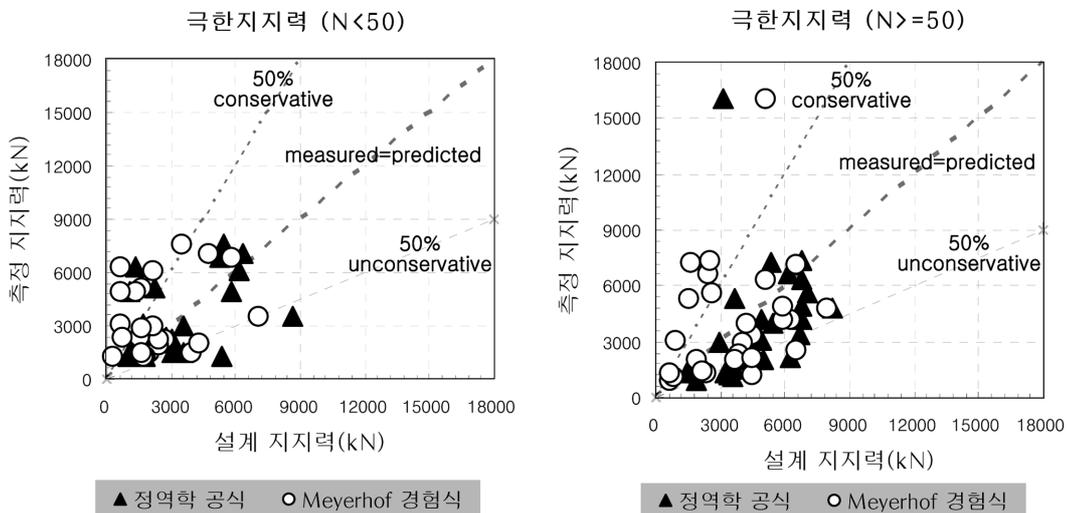


그림 2. 측정 극한지지력과 설계 극한지지력 상관성

표 3. 저항편향계수 산정

번호*	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-
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	55.0	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	5
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
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

층 관입깊이, A_p 는 말뚝 선단 지지면적, A_s 는 사질토 지반에 묻힌 말뚝의 결면적, N'_{60} 은 말뚝 선단부근의 N치, \overline{N}_{60} 은 말뚝 주변부 사질토 지반의 평균 N치, $n=1/5$, $n\overline{N} \geq 10 \text{tf/m}^2$ 이다.

Davisson 기준으로 산정한 측정 극한지지력과 정역학적 지지력공식, Meyerhof 경험식으로 산정한 설계 극한지지력을 비교 도시한 결과는 그림 2와 같다. 설계 지지력의 분산정도를 판단하기 위해 재하시험 결과보다 50% 큰 값을 나타내는 경계선과 50% 작은 값을 나타내는 경계선을 각 그림에 도시하였다.

그림 2에서와 같이 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 분포하고 있으며, 두 가지 경우 모두 Meyerhof 경험식은 지지력을 보수적으로 평가하는 것을 알 수 있다.

4. 신뢰성 해석

4.1 저항편향계수

저항편향계수는 측정 극한지지력과 설계 극한지지력의 비(측정 극한지지력/설계 극한지지력)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 신뢰도지수가 높아지는 경향을 나타낸다. 저항편향계수의 변동계수는 평균에 대한 표준편차의 비로써 정의되며 자료의 분산정도를 평가하는 값

이다. 저항편향계수의 변동계수가 작을수록 자료의 변동성이 낮아지고 신뢰도지수가 높아진다(Paikowsky, 2004).

저항편향계수를 결정하기 위해서 재하시험으로부터 산정된 측정 극한지지력과 지지력 공식에 의해 산정된 설계 극한지지력을 비교·분석하고, 이들 자료의 통계분석을 수행하였다. 표 3은 설계 극한지지력과 Davisson 기준에 의한 측정 극한지지력을 비교하여 저항편향계수를 산정한 결과이다. 신뢰성 분석에 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. 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식의 저항편향계수 통계특성치 분석결과는 표 4와 같다. 선단부 N치가 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 극한지지력공식은 측정 극한지지력에 비해서 다소 지지력을 과대평가하는 경향을 나타내었으므로 신뢰도 수준이 낮게 평가될 것을 예상할 수 있다. Meyerhof 경험식은 N치 50 미만인 경우와 마찬가지로 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 N치 50 기준 두 가지 경우 모두 정역학적 지지력공식보다 Meyerhof 경험식이 더 크게 나타났으며, 공식의 내재적 보수성으로 인해 확보된 신뢰성이 높은 변동계수에 따른 불확실성의 증가에 의해 감소될 것이 예상되었다.

그림 3과 그림 4는 각각 선단부 N치가 50 미만인 경우 및 50 미만인 경우에 대한 두 가지 지지력 공식의 저항편향계수 히스토그램과 확률밀도함수이다. 정역학적 지지력공

표 4. 저항편향계수 통계특성치

구 분		선단부 N치 50 미만		선단부 N치 50 이상	
		정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식	정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식
저항편향계수 (λ_R)	평균	1.010	1.782	0.730	1.341
	표준편차	0.520	1.377	0.309	1.011
	변동계수	0.515	0.773	0.423	0.754

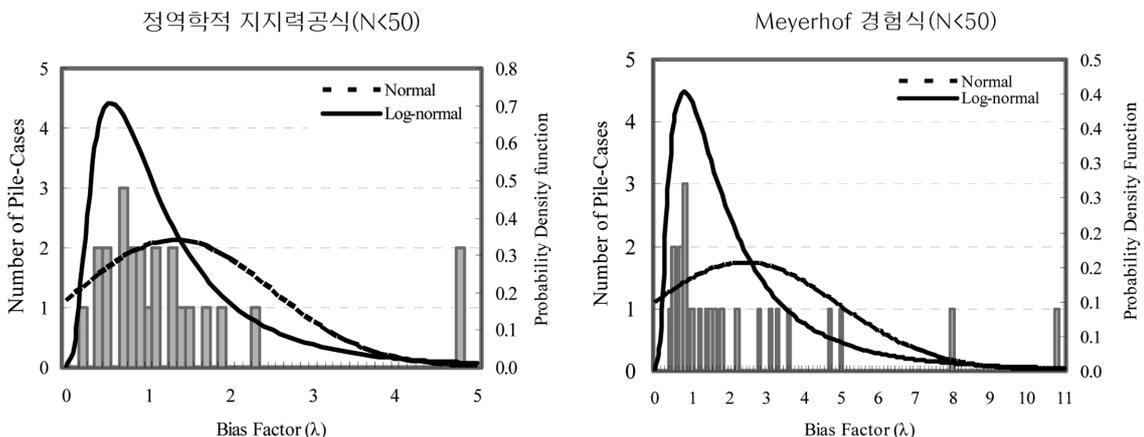


그림 3. 저항편향계수 확률밀도함수(N<50)

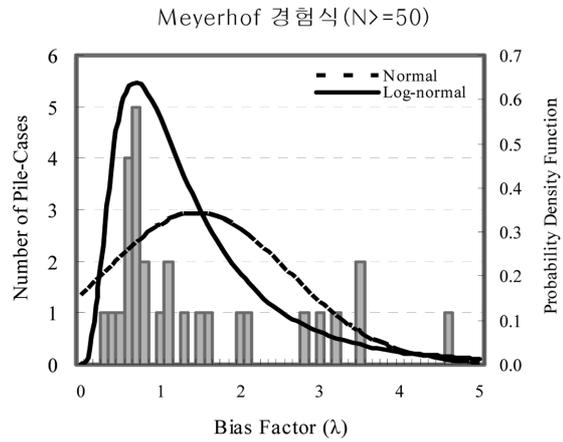
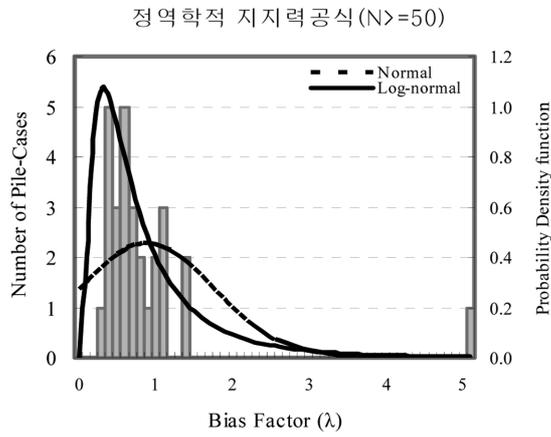


그림 4. 저항편향계수 확률밀도함수(N≥50)

식과 Meyerhof 경험식 모두 저항편향계수의 분포는 대수정규분포에 적합한 것을 알 수 있다.

4.2 신뢰성 분석

본 연구의 말뚝기초 설계법에 대한 신뢰성 평가를 위한 한계상태함수(g)는 두 확률변수인 하중과 저항이 통계적으로 독립이며 모두 대수정규분포를 따른다고 가정하고 하중을 사하중(Q_D)과 활하중(Q_L)의 조합으로 고려하면 아래 식 (8)과 같이 표현할 수 있다(Paikowsky, 2004).

$$g(R, Q) = \ln(R) - \ln(Q) = \ln(R/Q) = \ln\left(\frac{\lambda_R FS(Q_D/Q_L + 1)}{\lambda_{QD}(Q_D/Q_L) + \lambda_{QL}}\right) \quad (8)$$

여기서, λ_R , λ_{QD} , λ_{QL} 은 각각 저항편향계수, 사하중편향계수, 활하중편향계수이고, Q_D/Q_L 은 사하중과 활하중의 비, FS 는 안전율이다.

말뚝기초설계의 신뢰성 평가를 위해서는 식 (8)에서 확률변수로 고려되는 하중관련 정보인 하중편향계수의 통계특성치와 저항관련 정보인 저항편향계수의 통계특성치, 활하중에 대한 사하중의 비(Q_D/Q_L), 그리고 안전율(FS)이 결정되어야 한다. 저항편향계수의 통계특성치는 연구결과로 제시된 표 4의 값을 사용하고, 하중편향계수의 통계특성치는 미국 AASHTO LRFD 교량설계 시방서(2004)에서 제안하고 있는 하중조합 중 국내 특성을 고려하여 연직방향의 보수적 평가 조건인 Strength Case I 경우를 적용하였다(표 5).

Hanse과 Viest(1971)은 활하중에 대한 사하중의 비를 식 (9)과 같은 실험식으로 제안하였다. 여기서, L 는 동하중 충격계수로서 LRFD 하중에 대해서는 0.33을 적용하며, L 은 교

표 5. 하중편향계수의 통계특성치

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

량지간장(ft)이다. 국내 교량지간장 조사에 의하면 $30m \pm (\approx 98ft \pm)$ 의 범위가 가장 일반적 경우인 것으로 보고되어, 식 (9)에 의해 $Q_D/Q_L=1.72$ 의 값을 적용하였다.

$$Q_D/Q_L = (1 + L)(0.0132L) \quad (9)$$

본 연구에서는 말뚝기초 설계법에 대한 보다 합리적이고 엄밀한 신뢰성 평가를 위하여 앞서 기술한 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션 두 방법을 모두 적용하였다.

4.2.1 일차신뢰도법에 의한 신뢰성 평가

구조물기초설계기준(건설교통부, 2003)과 도로교설계기준(건설교통부, 2001)에서 명시하듯이 국내 허용응력설계법에 의한 항타강관말뚝의 축방향 지내력 산정에는 통상적으로 안전율 3.0을 적용하고 있으며 일부 중요 구조물의 경우 더 큰 안전율이 적용되기도 한다. 따라서 본 연구에서는 안전율 3.0~5.0을 적용하여 일차신뢰도법에 의한 신뢰성 해석을 실시하였고 그 결과는 표 6과 같다.

선단부 N 치 50 미만의 자료에 대한 정역학적 지지력공식의 신뢰도지수는 1.85~2.89를 나타내었고 Meyerhof 경험식은 같은 조건에서 신뢰도지수 1.98~2.72를 나타내었다. 신뢰도지수 2.0은 파괴확률 약 2.3%에 해당하는 값이며 항타말뚝에 적합한 신뢰도지수 값으로서 다수의 연구자들이 제안

표 6. 일차신뢰도법에 의한 신뢰도지수 결과

안전율	선단부 N 치 50 미만($N < 50$)			선단부 N 치 50 이상($N \geq 50$)		
	정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식	대소비교	정역학적 지지력공식	Meyerhof 경험식	대소비교
3.0	1.854	1.980	<	1.514	1.616	<
3.5	2.165	2.202	<	1.884	1.844	>
4.0	2.435	2.396	>	2.204	2.041	>
4.5	2.673	2.567	>	2.486	2.215	>
5.0	2.886	2.720	>	2.738	2.371	>

표 7. 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률-대응 신뢰도지수 결과

구분	선단부 N치 50 미만(N<50)				선단부 N치 50이상(N≥50)			
	정역학적 지지력공식		Meyerhof 경험식		정역학적 지지력공식		Meyerhof 경험식	
	파괴확률 (%)	대응 신뢰도지수	파괴확률 (%)	대응 신뢰도지수	파괴확률 (%)	대응 신뢰도지수	파괴확률 (%)	대응 신뢰도지수
3.0	3.274	1.842	2.446	1.969	6.755	1.494	5.420	1.605
3.5	1.584	2.148	1.426	2.190	3.150	1.859	3.353	1.831
4.0	0.781	2.418	0.856	2.384	1.485	2.174	2.143	2.025
4.5	0.386	2.664	0.532	2.554	0.700	2.457	1.399	2.197
5.0	0.212	2.859	0.337	2.709	0.333	2.714	0.934	2.352

한 바 있다(Barker 등, 1991; Paikowsky, 2004). 본 연구의 분석 결과 두 가지 지지력공식 모두 안전율 3.0~3.5일 때 신뢰도지수 2.0을 만족하는 것으로 나타났다.

선단부 N치 50 이상의 경우 정역학적 지지력공식은 1.51~2.74, Meyerhof 경험식은 1.62~2.37의 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 값의 차이에 따른 복합적인 영향에 기인하는 것으로 판단된다.

4.2.2 몬테카를로 방법에 의한 신뢰성 해석

일차신뢰도법에서 적용한 동일한 하중편향계수 및 저항편향계수 통계특성치와 활하중에 대한 사하중 비(Q_D/Q_L)를 적용하여 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰도 평가를 실시하였다. 몬테카를로 시뮬레이션 방법은 파괴확률을 직접 산정할 수 있는 방법이며, 일차신뢰도법과의 비교를 위해서 신뢰도지수-파괴확률 관계($\beta \approx \Phi^{-1}(1 - P_f)$)를 이용하여 파괴확률에 대응하는 신뢰도지수를 함께 산정하였다. 표 7은 안전율 3.0~5.0에 대한 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률 및 대응 신뢰도지수 결과이다.

선단부 N치 50미만의 경우 정역학적 지지력공식은 파괴확률 3.27%~0.21%, Meyerhof 경험식은 2.45%~0.34%로 산정되었고, 선단부 N치 50이상의 경우 정역학적 지지력공식은 파괴확률 6.76%~0.33%, Meyerhof 경험식은 5.42%~0.93%로 산정되었다. 몬테카를로 시뮬레이션으로 산정한 파괴확률에 대한 대응 신뢰도지수와 일차신뢰도법에 의한 신뢰도지수를 비교한 결과 최대 약 1.3% 이내의 차이로서 두 신뢰성 해석기법에 의한 결과는 역학적으로 동등함을 확인하였다.

5. 목표 신뢰도지수 결정

목표 신뢰도지수는 해당 구조물에 대해서 요구되는 수준의 안전율 또는 파괴확률을 대변하는 값으로서, 최적의 하중계수와 저항계수를 결정하고 하중저항계수설계법을 개발하는

데 있어 가장 중요한 업무 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 신뢰성 수준을 고려하여 공공의 합의를 이룰 수 있는 값이 도출되어야 한다. Whitman(1984)과 Becker(1996)는 목표 신뢰도지수를 결정하는 다음과 같은 두 가지의 일반론적 접근법을 언급하였다: (1) 현행 설계법이 내포한 신뢰도수준 분석, (2) 비용-이익 해석(cost-benefit analysis). 전자는 기존의 설계법과 새로운 설계법의 일관성을 확보하여 새로운 설계법의 적용 시 초기 혼란을 감소시키기 위함이며, 후자는 향후 예상되는 구조물 파괴로 인한 경제적 손실효과를 고려하기 위함이다. 경제적 손실정도는 인명손실이 동반될 경우 정확한 가치 산정이 어려우므로 이의 적용성을 높이기 위해서는 파괴확률 산정시 모니터링 비용과 인명손실을 모두 고려해야 한다(Zhang 등, 2002).

구조공학 분야에서는 신뢰성 해석과 구조물 공용성 또는 성능기반 설계기법의 개발과 함께 구조물별 목표 신뢰도수준에 대한 연구가 활발히 수행되었으며, 지반공학 분야에서도 지난 20여년 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)는 구조물기초의 적정 파괴확률로서 10^{-3} ~ 10^{-4} 을 제안하였으며, 이는 신뢰도지수 3.0~3.6에 해당하는 값이다. Wu 등(1989)이 보고한 항만구조물 기초의 파괴확률은 신뢰도지수 2.0~3.0에 해당하는 값이며, Tang 등(1990)은 항만구조물 기초에 대해서 1.4~3.0의 신뢰도지수를 제안하였다. Barker 등(1991)은 일반적인 항타말뚝의 적정 신뢰도지수로서 2.5~3.0을 제안하였고 무리말뚝으로 시공되는 경우 무리효과를 고려하여 2.0~2.5의 값을 제안하였다. Zhang 등(2001)은 FORM을 이용하여 축하중을 받는 무리말뚝의 신뢰도를 산정하였으며, 무리효과와 시스템 효과에 의해 무리말뚝의 파괴확률이 단말뚝의 파괴확률에 비해 10^1 ~ 10^4 배 낮아질 수 있음을 해석적으로 분석하였다. Paikowsky(2004)는 깊은기초에 대한 LRFD 저항계수 산정 연구(NCHRP 507)를 통해 항타말뚝의 신뢰도지수로서 무리말뚝 효과를 기대할 수 없는 경우(4분 이하의 말뚝이 하부구조를 지지하는 경우) 3.0, 무리말뚝 효과를 기대할 수 있는 경우(5분 이상

표 8. 목표 신뢰도지수 결정

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

의 말뚝이 하부구조를 지지하는 경우) 2.33의 값을 제안하였으며 이는 개정된 AASHTO LRFD 교량설계기준(2007)에 적용되었다.

이상에서 설명한 바와 같이 국외 설계기준에서 제안하고 있는 말뚝기초의 목표 신뢰도지수는 2.0~3.0 수준이다. 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 1.51~2.89, Meyerhof 경험식의 경우 1.62~2.72를 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. 본 연구에서는 이를 토대로 국내 말뚝기초의 신뢰성 수준과 기초구조물 전체 시스템의 안전성, 국제적 신뢰도 요구 수준, 경제성 등을 종합적으로 고려하여 이에 적합한 목표 신뢰도지수를 다음과 같이 결정하였으며 이는 향후 저항계수의 산정에 적용될 것이다.

6. 결 론

본 연구에서는 국내 지반특성과 현행 설계·시공 실무를 고려한 하중저항계수설계법 개발을 위하여 항타강관말뚝에 대한 신뢰성 수준을 평가하고 저항계수 산정을 위한 목표 신뢰도지수를 결정하였다. 많은 수의 정재하시험 및 지반조사, 실내실험 자료를 수집하여 말뚝의 측정 극한지지력을 산정하였으며, 수집된 자료를 효율적으로 분류하고 지반조사 결과를 이용하여 설계 극한지지력을 산정하였다. 이들 자료에 대해서 정확하고 적용성이 높은 신뢰도 해석기법인 일차신뢰도법과 몬테카를로 시뮬레이션을 적용하여 신뢰성 분석을 실시하였고, 적합한 수준의 목표 신뢰도지수를 결정하였다. 본 연구에서 도출한 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 국내 항타강관말뚝에 대한 2,000여개 이상의 현장 정재하시험, 지반조사, 실내실험 자료를 수집하여 이에 대한 검토를 통해 극한지지력을 확인할 수 있는 총 58개의 말뚝 정재하시험 자료를 선정하였다.
2. 재하시험 결과로부터 극한지지력을 결정하는 총 6가지의 방법을 적용하여 항타강관말뚝의 측정 극한지지력을 산정하였다. 자료의 통계분석 결과 편차가 작고 객관적 수치를 얻을 수 있으며 적용성이 우수한 Davisson 기준이 말뚝의 측정 극한지지력을 가장 합리적으로 평가하는 것으로 나타났다.
3. 국내 설계 실무에 주로 적용되는 정역학적 지지력공식과

Meyerhof 경험식을 적용하여 설계 극한지지력을 산정하였고 Davisson 기준에 의한 재하시험 결과와 비교·분석하여 저항편향계수를 산정하였다. 정역학적 지지력공식은 자료의 변동성이 낮게 평가되었으며, Meyerhof 경험식은 내재적 보수성이 크게 평가되었다.

4. 저항편향계수의 통계 특성을 이용하여 일차신뢰도법 및 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 신뢰성 분석을 수행하였다. 안전율 3.0~5.0에 대해서 신뢰도지수를 산정한 결과 정역학적 지지력공식은 1.51~2.89, Meyerhof 경험식은 1.61~2.72 이었다. 두 가지 지지력 공식 모두 선단부 N치 50 미만의 자료가 선단부 N치 50이상의 자료보다 신뢰성 수준이 높게 평가되었다.
5. 몬테카를로 시뮬레이션에 의한 파괴확률 산정 결과 안전율 3.0~5.0에 대해서 정역학적 지지력공식은 6.76%~0.21%, Meyerhof 경험식은 5.42%~0.34%로 나타났다. 파괴확률에 대한 대응 신뢰도지수 결과를 일차신뢰도법 결과와 비교한 결과 약 1.3% 이내의 작은 오차를 보임으로써 두 신뢰성 해석기법에 의한 신뢰성 해석 결과는 역학적으로 동등함을 확인하였다.
6. 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 효과를 기대할 수 있는 경우 2.0, 2.33으로 결정하였고, 무리말뚝 효과를 기대할 수 없는 경우 2.5의 값을 결정하였다.

본 연구 결과는 향후 항타강관말뚝에 대한 저항계수 산정을 위한 유용한 자료가 될 것이며 다양한 기초구조물 및 지반구조물의 하중저항계수설계법(LRFD) 개발을 위한 기초 자료로서 매우 활발히 활용될 것으로 판단된다.

감사의 글

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

참고문헌

- 곽기석, 박재현, 최용규, 허정원(2006) LRFD 설계를 위한 항타강관말뚝의 저항편향계수 산정. **대한토목학회 논문집**, 대한토목학회, 제26권, 제5C호, pp. 343-350.
- 건설교통부(2001) **도로교설계기준**. 대한토목학회.
- 건설교통부(2003) **구조물기초설계기준**. (사)한국지반공학회.
- (사)한국지반공학회(1997) **지반조사결과의 해석 및 이용**. 지반공학시리즈 1, 도서출판 구미서관.
- (사)한국지반공학회(2002) **깊은기초**. 지반공학시리즈 4, 도서출판 구미서관.
- 한국건설기술연구원(2007) **LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구**. 건설교통부 건설교통 R&D 정책·인프라 사업 2차년도 연구보고서, 건설교통부.
- 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 Official (AASHTO) (2007) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Fourth Edition*. AASHTO, Washington DC.
- Ayyub, B.M. and Assakkaf, I. (1999) *LRFD Rules for Naval Surface Ship Structures: Reliability-Based Load and Resistance Factor Design Rules*. Naval Surface Warfare Center, Carderock Division, U.S. Navy.
- 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, DC.
- 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.
- 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.
- 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.
- Hasofer, A.M. and Lind, N.C. (1974) Exact and invariant second-moment code format. *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 100, No. 1, pp. 111-121.
- 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.
- 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 Geologic Environment, UNCERTAINTY '96, Part I*, Madison, WI, ASCE, NY, pp. 29-48.
- Maurice, B., Frischknecht, R., Coelho, V., Hungerbühler (2000) Uncertainty analysis in life cycle inventory. application to the production of electricity with french coal power plants. *Journal of Cleaner Production*, Vol. 8, No. 2, pp. 95-108.
- Meyerhof, G. (1970) Safety factors in soil mechanics. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 7, No. 4, pp. 349-355.
- 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.
- 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.
- Wen, Y.K. (2000) Reliability and performance based design. *Proceedings of the 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability: PMC 2000*, University of Notre Dame.
- Whitman, R. (1984) Evaluating calculated risk in geotechnical engineering. the 17th terzaghi lecture, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 2, pp. 2340-2356.
- Wu, T., Tang, W., Sangrey, D., and Baecher, G. (1989) Reliability of offshore foundations-state of the art. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 2, pp. 157-178.
- 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.
- 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*, Geotechnical Special Publication No. 116, ASCE, Orlando, Florida, pp. 1364-1375.

(접수일: 2007.8.9/심사일: 2007.9.7/심사완료일: 2007.11.23)