

LRFD 설계를 위한 항타강관말뚝의 저항편향계수 산정

Evaluation of the Resistance Bias Factors to Develop LRFD for Driven Steel Pipe Piles

곽기석 · 박재현 · 최용규 · 허정원

Kwak, Kiseok · Park, Jae Hyun · Choi, Yongkyu · Huh, Jungwon

Abstract

The resistance bias factors for driven steel pipe piles are evaluated as a part of study to develop the LRFD(Load and Resistance Factor Design) for foundation structures in Korea. The 43 data sets of static load tests and soil property tests performed in the whole domestic area were collected and analyzed to determine the representative bearing capacities of the piles using various methods. Based on the statistical analysis of the data, the Davison's criterion is proved to be the most reasonable method for estimation of pile bearing capacity among the methods used. The static bearing capacity formulas and the Meyerhof method using N values are applied to calculate the design bearing capacity of the piles. The resistance bias factors of the driven steel pipe piles are evaluated respectively as 0.98 and 1.46 by comparison of the bearing capacities for both of the static bearing capacity formulas and the Meyerhof method. It is also shown that uncertainty of the static bearing capacity formulas is relatively less than that of the Meyerhof method.

Keywords : LRFD, Reliability Index, Resistance Bias Factor, Driven steel pipe pile, Static load test

요 지

국내 기초구조물에 대한 저항계수 산정 및 하중저항계수설계법(LRFD) 개발의 일환으로 항타강관말뚝에 대한 저항편향계수를 산정하였다. 정재하시험 및 지반조사 자료를 수집하여 국내외의 기준에 따른 극한지지력을 산정한 후 말뚝의 대표 극한지지력을 결정하였다. 자료의 통계분석 결과에 기초하면, Davison 기준이 말뚝의 극한지지력을 가장 합리적으로 평가하는 것으로 나타났다. 정역학적 지지력 공식과 N치를 이용한 Meyerhof 경험식을 이용하여 설계 극한지지력을 산정하였다. 이들 자료의 비교·분석을 통해 항타강관말뚝의 저항편향계수는 정역학적 지지력공식과 Meyerhof 경험식에 대해 각각 0.98, 1.46으로 산정되었다. 또한 두 가지 지지력 산정방법 중 정역학적 지지력공식의 불확실성이 상대적으로 낮은 것으로 나타났다.

핵심용어 : 하중저항계수설계법, 신뢰도지수, 저항편향계수, 항타강관말뚝, 정재하시험

1. 서 론

구조물의 대형화와 복잡화 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 신뢰도 지수(reliability index)를 산정하고 이를 이용하여 구조물의 안전도를 정량적으로 평가함으로써 일관되고 경제적이며 효율적인 설계가 가능하기 때문이다(한국지반공학회, 2002). 북미와 유럽을 중심으로 구조물 설계와 관련하여 한계상태설계법은 이미 도입되어 그 기준이 정비되었으며, 상대적으로 불확실성이 작은 구조공학분야뿐만 아니라 지반공학분야의 기초구조물 설계에도 한계상태설계법의 도입이 시도되고 있다. 최

근 국제표준화기구(ISO)의 설계 표준(ISO 2394)뿐만 아니라 미국 연방도로국의 시방기준(AASHTO LRFD Bridge Design Specification), 유럽연합의 설계코드(Eurocode)에서 한계상태설계 또는 신뢰성기반 설계가 포함된 것이 그 예이다. 특히 미국의 경우 2007년부터 교량설계 시 하중저항계수설계법(LRFD; Load and Resistance Factor Design)의 사용이 의무화되었으며, 국제기술의 표준화 작업이 급속도로 이루어지고 있는 상황을 고려해 볼 때 한계상태설계법으로의 변화는 필연적이며 연구개발을 통한 국내의 대비가 필요한 시점이다.

하중저항계수설계법(LRFD)은 북미지역을 중심으로 연구, 개발, 제안되었으며, 구조물에 작용하는 하중과 지반의 저항력 그리고 이들의 불확실성을 고려한 하중계수와 저항계수의 유기적인 조합으로 구성된다. 따라서 하중저항계수설계법

*정희원 · 한국건설기술연구원 국토지반연구부 수석연구원 (E-mail : kskwak@kict.re.kr)

**정희원 · 한국건설기술연구원 국토지반연구부 선임연구원

***정희원 · 경성대학교 건설환경공학부 교수

****정희원 · 전남대학교 해양공학전공 조교수

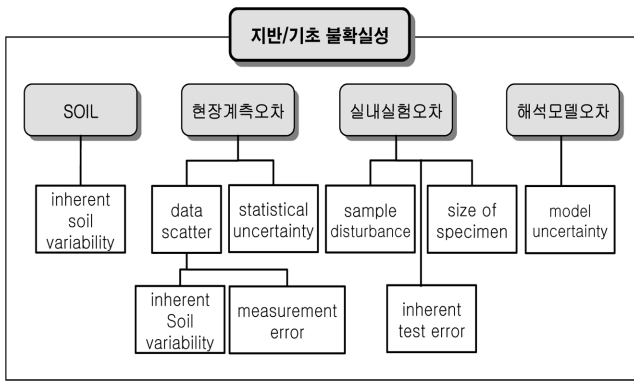


그림 1. 지반공학적 불확실성 요인(Phoon, 2004)

(LRFD)의 개발과 도입을 위해서는 신뢰성 있는 하중계수와 저항계수의 결정이 선행되어야 함은 주지의 사실이다. 하중계수는 구조공학 분야에서 반세기 이상의 꾸준한 노력과 연구를 통해 체계적으로 개발되어 유럽과 북미 지역에서 이미 설계 분야에 적용되고 있으며, 지역적인 가변성이 작고 구조물 재료 자체의 변이성 역시 인위적 노력에 의해 충분히 제어 가능한 것으로 인식되고 있기 때문에 지역적인 구분 없이 이를 준용하여 사용하는 것이 일반적이다. 따라서 하중저항계수설계법(LRFD)의 개발에서는 신뢰성 해석에 기반을 둔 지반 및 기초구조물에 대한 불확실성의 정량화 즉, 저항계수의 결정이 가장 중요한 부분을 차지한다.

지반 및 기초구조물의 저항계수 산정과 관련된 불확실성은 크게 지반의 공간적 변화에 따른 내재적 불확실성과 현장계측 오차, 실내실험 오차, 그리고 설계 및 해석모델 오차의 네 부분으로 분류할 수 있다(그림 1). 지반 특성은 생성, 풍화, 운반, 퇴적 과정과 생성 후 구성 광물의 변화, 응력, 함수비 등 지역 특성과 위치에 따른 변화를 보이며, 연직방향과 수평방향에 따른 물성의 변화를 보인다. 또한 시간적, 경제적인 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 등을 들 수 있다.

본 연구에서는 국내 기초구조물에 대한 저항계수 산정 및 하중저항계수설계법(LRFD) 개발의 일환으로 토목구조물의 기초로 범용화되어 있는 항타강관말뚝에 대한 저항편향계수를 산정하였다. 먼저, 국내 전역에서 실시된 많은 수의 항타강관말뚝의 현장 재하시험 및 지반조사 자료를 수집하여 국내외의 기준에 따른 극한지지력을 산정한 후 통계 분석을 실시하여 말뚝의 대표 극한지지력을 결정하였다. 또한 지반조사 및 실내실험 결과를 이용하여 지지력 공식에 따른 설계 극한지지력을 산정하였다. 이렇게 결정된 대표 극한지지력과 설계 극한지지력에 대한 비교·분석을 실시하여 항타강관말뚝의 저항편향계수를 산정하였으며, 이에 대한 통계 특성(평균, 표준편차와 변동계수, 분포형태)을 분석하였다.

2. 하중저항계수설계법(LRFD)

2.1 LRFD의 기본 개념

하중저항계수설계법(LRFD)의 기본 설계조건은 식 (1)과

같다. 즉, 공칭하중에 하중계수를 곱한 설계하중이 공칭저항에 저항계수를 곱한 설계 저항능력(지지력)을 초과하지 않아야 하며, 이러한 조건은 가능한 하중조합 및 한계상태에 대해 모두 만족해야 한다. 일반적으로 하중계수는 1.0보다 크고 저항계수는 1.0보다 작다.

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

여기서, ϕ =저항계수, R_n =공칭저항, γ_i =하중계수 그리고 Q_i 는 공칭하중이다. 식 (1)에서 저항계수(ϕ)에 대한 하중계수(γ)의 비(γ_i/ϕ)는 허용응력설계법의 안전율과 비슷한 개념이지만, 경험과 판단에 근거하여 확일적인 안전율을 적용하는 허용응력설계법에 비해 하중저항계수설계법(LRFD)은 대상 구조물에 대해 정의된 각각의 한계상태에 대하여, 하중과 저항 관련 모든 불확실성을 확률·통계학적으로 처리하여 다중 하중계수와 저항계수를 보정함으로써 구조물의 일관된 목표 신뢰성을 확보함으로써 보다 합리적인 설계법이라고 할 수 있다.

불확실성을 내포하는 하중과 저항의 일반적인 확률밀도함수(probability density function; PDF)는 그림 2와 같다. 하중이 저항과 같거나 큰 파괴확률영역(한계상태확률)은 두 확률밀도함수가 겹치는 부분의 면적이 되며 이는 해석적으로 식 (2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$P_f = P(R - Q \leq 0) = \int \int_{D} f_{RQ}(r, q) dr dq \quad (2)$$

여기서, D 는 파괴영역, f_{RQ} 는 하중과 저항의 결합확률밀도함수(joint probability density function)이다. 하중과 저항이 통계적 독립관계에 있고 정규분포를 보인다면 파괴확률은 다음과 같이 표현할 수 있다.

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

여기서, g 는 하중과 저항의 한계상태함수($g=R-Q$)이고, $\Phi(\cdot)$ 은 표준정규분포의 누적분포함수이다. 그리고 μ_g , σ_g 는 각각 한계상태함수의 평균, 표준편차, μ_R , σ_R 은 각각 저항의 평균, 표준편차, μ_Q , σ_Q 은 각각 하중의 평균, 표준편차이다. 또한 β 는 한계상태함수(g)의 평균(μ_g)에 대한 표준편차(σ_g)의 비로서 신뢰도지수를 의미한다. 신뢰도지수는 파괴확률과 역의 관계를 가지며 확률적 안전성을 대변한다.

2.2 저항계수 산정을 위한 저항편향계수의 통계분석

현행 미국 AASHTO 설계기준의 저항계수 산정에 적용된 일계 이차모멘트(FOSM: First-Order, Second-Moment)법은

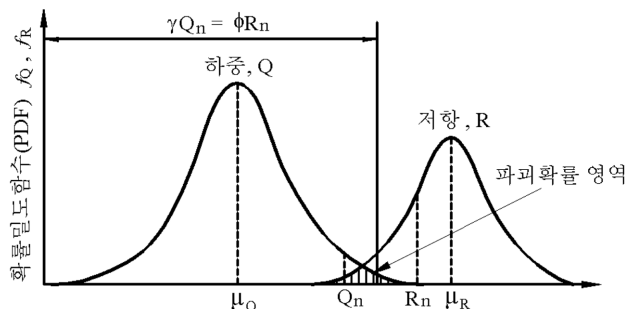


그림 2. 하중 Q와 저항 R의 확률밀도함수

명시적인 해석해(closed-form analytical solution)를 얻을 수 있는 가장 간단한 신뢰성해석 방법으로서, 확률변수들의 평균값에서 선형화된 한계상태함수의 일계 테일러급수 근사(first-order Taylor series approximation) 및 확률변수의 이차모멘트(second-moment)인 평균과 표준편차만을 사용한다. 일반적 한계상태함수인 식 (4)에서 두 확률변수인 하중과 저항이 통계적으로 독립이며 모두 대수정규분포를 따른다고 가정하고(Withiam 등, 2001; Yoon과 O'Neill, 1997), 하중을 사하중(Q_D)과 활하중(Q_L)의 조합으로 고려하면, 일계이차모멘트법에 의한 신뢰도지수(β)는 식 (5)와 같이 명시적으로 나타낼 수 있다.

$$g(R, Q) = \ln(R) - \ln(Q_D + Q_L) = \ln\left(\frac{R}{Q_D + Q_L}\right) \quad (4)$$

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{\ln\left[\left(\frac{\lambda_R R_n}{\lambda_{QD} Q_D + \lambda_{QL} Q_L}\right) \sqrt{\frac{1 + COV_{QD}^2 + COV_{QL}^2}{1 + COV_R^2}}\right]}{\sqrt{\ln(1 + COV_R^2)(1 + COV_{QD}^2 + COV_{QL}^2)}} \quad (5)$$

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 (5)를 공칭저항(R_n)에 대해서 정리하여 식 (1)에 대입하고 분모와 분자를 Q_L 로 나누면 저항계수는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\phi = \frac{\lambda_R \left(r_D \frac{Q_D}{Q_L} + r_L\right) \sqrt{\frac{1 + COV_{QD}^2 + COV_{QL}^2}{1 + COV_R^2}}}{\left(\lambda_{QD} \frac{Q_D}{Q_L} + \lambda_{QL}\right) \exp(\beta_T) \sqrt{\ln(1 + COV_R^2)(1 + COV_{QD}^2 + COV_{QL}^2)}} \quad (6)$$

여기서, r_D , r_L 은 각각 사하중과 활하중의 하중계수이며, β_T 는 목표 신뢰도지수이다. 식 (6)에 나타난 비와 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})로써 정의된다. 여기서, 하중에 관한 계수들은 지역적 구분 없이 기준에 제안된 값을 준용하여 적용하므로 저항계수는 저항편향계수(λ_R)와 저항의 변동계수(COV_R)의 함수로써 표현될 수 있다. 변동계수(COV_R)는 식 (7)과 같이 평균값에 대한 분산의 정도(표준편차)를 무차원식으로 나타낸 것이며 그 값이 커질수록 불확실성이 증가하여 저항계수의 값은 작아진다. Paikowsky 등(2004)은 동일한 편향계수($\lambda_R=1$)에 대해서 변동계수(COV_R)의 값이 0에서 0.4까지 증가하였을 경우 저항계수의 값이 0.8에서 0.44로 감소한다고 보고한 바 있다.

$$COV_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R} \quad (7)$$

저항편향계수(λ_R)는 식 (8)과 같이 재하시험을 통해 측정된 대표적 저항(극한지력) 값에 대한 설계방법에 따라 예측되는 저항(극한지력) 값의 비로써 나타내며 변동계수와 더불어 저항계수의 값을 결정하는 중요한 설계변수 중의 하나이다. 저항편향계수의 값이 1보다 크고 작음에 따라 ($\lambda_R < 0.1$ 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 값

이 증가하는 결과를 보이게 된다. Paikowsky 등(2004)은 분산정도가 동일한 조건하에서($COV_R=0.4$), 저항편향계수 값이 1.0에서 1.5로 증가하였을 경우 저항계수 값은 0.44에서 0.67로 증가함을 보고하였다.

$$\lambda_R = \frac{\text{measured representative resistance}}{\text{predicted design resistance}} = \frac{\mu_R}{R_n} \quad (8)$$

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.

3. 말뚝의 지지력 산정

3.1 자료 수집

항타강관말뚝의 저항편향계수를 분석하기 위해서 국내 각 지역에서 실시된 항타강관말뚝의 설계 및 시공 사례와 함께 현장 재하시험, 현장 지반조사 자료, 실내 실험 자료를 수집하였다. 지역별 상이한 지층과 지반조건을 대변할 수 있는 충분한 양의 정도 높은 자료 축적이 선행되어야만 정확성 높은 신뢰성 평가가 이루어질 수 있으므로 저항편향계수의 분석에 있어 정도 높은 자료의 확보는 가장 중요한 업무 중의 하나이다. 본 연구의 목적상 극한지력을 확인할 수 있는 재하시험 자료의 확보가 필수적이므로 연구목적의 보고서나 학위논문, 논문집 등에 보고된 자료를 수집하기 위해서 다양한 형태의 방대한 자료를 검토하였다(표 1).

말뚝재하시험은 하중의 재하 방법에 따라 정재하시험, 동재하시험, 기타 방법(양방향재하시험, 정·동재하시험, 간편재하시험) 등으로 분류할 수 있는데 그 중 정재하시험이 실제 기초의 하중-침하 거동을 가장 정확히 반영하는 것으로 알려져 있으며(한국지반공학회, 2002), 정재하시험의 세 가지 재하방법인 완속재하, 급속재하, 반복재하 방법에 따른 재하시험 결과는 유의할 만한 차이를 보이지 않는 것으로 알려져 있다(Paikowsky 등, 1999). 따라서 본 연구에서는 재하 방법에 상관없이 정재하시험 결과를 말뚝의 대표 극한지력으로 결정하였다.

검토된 재하시험 자료 중 극한지력의 확인이 가능한 총 43개 정재하시험 자료에 대해서 국내외 기준에서 제시하고 있는 극한지력 결정방법에 따라 극한지력을 결정하고 국

표 1. 수집, 검토 재하시험 자료

종 류	자료 출처	수집·검토 자료 수
석박사학위논문	국회도서관	723
학술연구논문	토목연구정보센터(CERIC), 한국학술정보(KISS), 학술연구정보서비스(RISS)	596
재하시험 보고서	지방국토관리청, 특별시, 광역시·도공기업, 민간업체, 대학교	908
계		2,227

내 설계기준에서 제시하고 있는 지지력 산정방법에 따라 설계 극한지지력을 산정하였다.

선정된 재하시험 자료의 분류 결과 말뚝의 직경은 406mm~812mm에 걸쳐 분포하고 있으며, 말뚝 길이 역시 10m 미만(23%), 10m~30m(40%), 30m 이상(37%)으로 고르게 분포하고 있다. 또한 재하시험 수행 지역은 제주 지역을 제외한 전국 각지에 걸쳐 분포하고 있다.

지지력 공식에 의한 설계 극한지지력 평가를 위해서는 말뚝기초가 근입된 선단과 주변 지층에 대한 분석이 우선되어야 한다. 선정된 43회의 재하시험 자료에 대한 선단 및 주변의 지층은 단일 지층보다는 모래질, 자갈질, 실트질, 점토질 등 여러 가지 상이한 지층이 섞여 있는 혼합토 지층을 보였는데, 이는 국내의 지반특성이 그대로 반영된 것으로 판단된다. 주변부는 모두 혼합토 지층이었으며, 선단부는 풍화암이나 연암 등 암반층 또는 혼합토 지층이었다. 따라서 재하시험 자료는 말뚝의 선단부 지층을 기준으로 암반 선단과 혼합토 선단의 두 종류로 구분하였다.

3.2 재하시험에 의한 극한지지력 산정

말뚝의 재하시험 자료를 분석하여 극한지지력을 산정하기 위해 구조물기초 설계기준(건설교통부, 2003)과 깊은기초의 저항계수 결정에 관한 미국의 NCHRP(National Cooperative Highway Research Program) 연구보고서(Paikowsky 등, 2004) 등에서 제안하는 극한지지력 산정 기준을 적용하였다(표 2). 또한 국내에서 수행된 항타강관말뚝 재하시험은 대부분 하중전이시험을 병행하지 않아 선단지지력과 주변마찰력을 구분할 수 있는 자료가 매우 제한적이었다. 따라서 본 연구에서는 국내의 현실을 고려하여 선단지지력과 주변마찰력을 합한 전체 지지력에 대한 저항편향계수를 산정하였다.

하중-침하 그래프의 크기 효과를 고려하기 위해서 말뚝의 탄성침하량 직선을 약 20도로 조정된 후 동일 그래프 상에서 각 기준을 적용하여 극한지지력을 판단하였다(Paikowsky, 2004). 43회의 재하시험 자료에 대하여 극한지지력을 산정한 결과는 표 3과 같다. 또한 산정된 극한지지력의 평균값과 각 기준에 의한 결과를 통계 분석하여 말뚝의 대표 극한지

표 2. 재하시험에 의한 극한지지력 결정 기준

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)
전침하량기준 방법	$\Delta=25.4\text{mm}$ 방법	구조물기초 설계기준, NCHRP 연구보고서	Terzaghi(1942)
	$\Delta=0.1B$ 방법	구조물기초 설계기준, NCHRP 연구보고서	Terzaghi(1942)
ASCE 20-96 방법		기타(ASCE 20-96)	ASCE(1997)

표 3. 분석대상 자료 및 재하시험에 의한 극한지지력

No.	말뚝정보			선단 N치	재하시험에 의한 극한지지력(kN)						
	직경(mm)	길이(m)	선단		Davisson Criterion	Shape of Curve	DeBeer Criterion	D=25.4mm	D=0.1B	ASCE 20-96	평균
T-1	508	15.5	암반	41	5292.0	5125.4	4537.4	5292.0	-	-	5061.7
T-2	508	34	혼합토	27	1528.8	1666.0	1813.0	1529.8	1930.6	1479.8	1658.0
T-3	609.6	9.6	혼합토	26	2254.0	2234.4	2175.6	2499.0	2744.0	2342.2	2374.9
	508	7.4	혼합토	26	1470.0	1577.8	1323.0	1764.0	2058.0	1597.4	1631.7
	609.6	7.3	혼합토	43	2087.4	2557.8	2450.0	2646.0	-	2214.8	2391.2
T-4	508	7.3	혼합토	31	2352.0	2205.0	2146.2	-	-	2381.4	2271.2
T-5	508	6.5	암반	>50	960.4	960.4	882.0	1568.0	-	1058.4	1085.8
T-6	609.6	22.9	혼합토	10	1911.0	1822.8	1666.0	2018.8	2518.6	2077.6	2002.5
	609.6	25.8	혼합토	50	3332.0	3332.0	2793.0	2881.2	3900.4	3488.8	3287.9
T-7	508	7.3	혼합토	32	2205.0	2136.4	2087.4	2665.6	-	2303.0	2279.5
T-8	508	41.3	혼합토	N/A	-	3488.8	-	4116.0	-	-	3802.4
	711	22.2	혼합토	N/A	2646.0	2205.0	-	-	-	3057.6	2636.2
	508	19.1	혼합토	N/A	4998.0	5546.8	-	5782.0	-	5458.6	5446.4
	406	9.5	암반	33	2597.0	-	-	-	-	2861.6	2729.3
T-9	609.6	7.7	혼합토	37	1264.2	2058.0	2744.0	2156.0	3038.0	1538.6	2133.1
T-10	812.8	54.6	혼합토	4	6085.8	-	-	5243.0	-	6624.8	5984.5
	508	33	암반	>50	16091.6	16091.6	16091.6	15493.8	-	16091.6	15972.0
T-11	406	21.2	혼합토	45	-	1568.0	-	-	-	-	1568.0
T-12	508	28	혼합토	50	2528.4	2254.0	1695.4	2450.0	-	2567.6	2299.1

표 3. 계속

No.	말뚝정보			선단 N치	재하시험에 의한 극한지지력(kN)						
	직경(mm)	길이(m)	선단		Davisson Criterion	Shape of Curve	DeBeer Criterion	D=25.4mm	D=0.1B	ASCE 20-96	평균
R-1	508	33	혼합토	5	4018.0	3724.0	2940.0	3263.4	3920.0	4067.0	3655.4
R-2	508	24	혼합토	11	6340.6	6438.6	6002.5	5243.0	6419.0	6487.6	6155.2
R-3	609	36.5	혼합토	13	5145.0	5654.6	4018.0	3871.0	5997.6	5595.8	5047.0
	508	30	암반	>50	-	3381.0	-	3038.0	3920.0	3410.4	3437.4
	609.6	30	암반	>50	6664.0	6291.6	-	4900.0	7281.4	6889.4	6405.3
R-4	609	13.1	암반	>50	7310.8	7644.0	8094.8	7448.0	-	7840.0	7667.5
	609	19.8	암반	>50	7203.0	6997.2	6272.0	6566.0	-	7678.3	6943.3
	609	30.3	암반	>50	7399.0	7604.8	6046.6	5321.4	8290.8	7947.8	7101.7
R-5	609.6	42.4	혼합토	27	7056.0	6722.8	6125.0	4116.0	7506.8	7869.4	6566.0
	609.6	57.4	혼합토	50	4802.0	6272.0	5933.9	3136.0	4998.0	6448.4	5265.1
R-6	609.6	24.5	혼합토	46	6860.0	6134.8	6321.0	5135.2	8232.0	7291.2	6662.4
	609.6	23.3	혼합토	37	4929.4	4958.8	4900.0	4331.6	6938.4	5488.0	5257.7
R-7	508	31.4	혼합토	25	1323.0	1239.7	1225.0	1352.4	1470.0	1342.6	1325.5
R-8	609	55	혼합토	32	3537.8	3993.5	3983.7	2254.0	3812.2	3704.4	3547.6
R-9	508	17	혼합토	5	4880.4	4968.6	4508.0	4508.0	-	4802.0	4733.4
R-10	508	9.5	혼합토	44	2959.6	3018.4	2646.0	3283.0	-	2606.8	2902.8
R-11	406	9.5	혼합토	47	3155.6	3185.0	2842.0	3234.0	-	3028.2	3089.0
J-1	508	12	암반	>50	2322.6	2254.0	2156.0	2499.0	2861.6	2420.6	2419.0
	508	12	암반	>50	2038.4	1960.0	1744.4	2205.0	2613.7	2107.0	2111.4
	508	12	암반	>50	2185.4	2312.8	1852.2	2577.4	-	2450.0	2275.6
J-2	508	39	혼합토	50	4243.4	3920.0	-	3743.6	-	4370.8	4069.5
	508	39	혼합토	50	4900.0	4459.0	-	3949.4	-	4919.6	4557.0
	508	38.5	혼합토	50	-	3557.4	2597.0	3920.0	-	-	2518.6
J-3	406.4	9.5	혼합토	33	2891.0	2254.0	-	-	-	-	2572.5

*T-석박사학위논문, R-재하시험보고서, J-학술연구논문

지지력을 결정하였다. 지층 조건에 따라 평균값에 대한 각 기준의 지지력 특성을 표 4에 나타내었으며, K_{sx} 는 각 기준에 의한 값과 평균값의 비(평균/각 기준에 의한 지지력)이다.

표 4에 나타난 바와 같이 전침하량 기준 $\Delta=0.1B$ 와 ASCE 20-96 기준은 적용가능 대상 자료의 수가 상대적으로 작았을 뿐만 아니라 K_{sx} 의 평균값이 1.0보다 작음으로서 타 방법과 비교하여 지지력을 과대평가하는 경향을 보였다. Shape of curve 기준과 DeBeer(1970)기준은 주관적 판단여부가 지지력 결정에 지대한 영향을 미치는 특성상 K_{sx} 의 분산정도가 심하였으며, $\Delta=25.4mm$ 기준은 분산정도가 가장

심하였다. 반면에 Davisson(1972) 기준은 반복 가능한 과정을 통해 객관적 수치를 얻음으로 인해 K_{sx} 의 분산성이 낮았으며 많은 자료에 적용가능 함으로써 우수한 적용성을 보였다. 따라서, 본 연구에서는 말뚝의 대표 극한지지력은 Davisson(1972) 기준에 의한 결과를 적용하였다.

3.3 지지력 공식에 의한 극한지지력 산정

지지력 공식에 의한 설계 극한지지력을 산정하기 위해서 구조물기초 설계기준(건설교통부, 2003)에서 제안하고 있는 일반적인 정역학적 지지력 공식 및 N치를 이용한 경험식

표 4. 각 기준의 지지력 특성

기준	암반 선단					혼합토 선단					
	유효 자료수	K_{sx} 평균	K_{sx} 표준편차	K_{sx} 최대값	K_{sx} 최소값	기준	유효 자료수	K_{sx} 평균	K_{sx} 표준편차	K_{sx} 최대값	K_{sx} 최소값
Davisson's Criterion	11	1.017	0.052	1.131	0.956	Davisson's Criterion	28	1.029	0.145	1.688	0.890
Shape of Curve	11	1.019	0.052	1.131	0.934	Shape of Curve	30	1.024	0.171	1.361	0.867
DeBeer's Criterion	9	1.125	0.082	1.231	0.947	DeBeer's Criterion	23	1.089	0.316	1.382	0.778
$\Delta=25.4mm$	11	1.032	0.173	1.335	0.693	$\Delta=25.4mm$	27	1.105	0.233	1.774	0.855
$\Delta=0.1B$	5	0.853	0.026	0.880	0.808	$\Delta=0.1B$	15	0.864	0.097	1.113	0.702
ASCE 20-96	11	0.965	0.043	1.026	0.894	ASCE 20-96	27	0.978	0.108	1.387	0.834

표 5. 지반정수 및 극한지지력

No. of LIST	선단 지층	선단부 N치	포화단위중량(kN/)		내부마찰각(Degree)		C_u (kN/m ²)	지하수위 (m)	대표지지력(kN)	설계지지력(kN)	
			주면	선단	주면	선단				Davisson	N치 경험식
T-1	암반	41	18.1~20.1	24.5	18.1~20.1	42	N/A	-1.5 이내	5292.0	1480.3	3432.6
T-2	사질토	27	18.1	18.1	18.1	38	N/A	-1.5 이내	1528.8	3929.2	5092.7
T-3	사질토	26	18.1	18.1	18.1	38	N/A	-1.5	2254.0	2691.0	3039.4
	사질토	26	18.1~20.1	18.1	18.1~20.1	38	N/A	-6.4	1470.0	1990.5	2874.8
	사질토	43	18.1	18.1	18.1	40	N/A	-1.5 이내	2087.4	4314.0	2997.6
T-4	사질토	31	18.1~20.1	20.1	18.1~20.1	39	N/A	-2.2	2352.0	1470.5	2230.8
T-5	암반	50	18.1	24.5	18.1	44	N/A	-1.5 이내	960.4	608.2	1773.2
T-6	점성토	10	18.1~20.1	19.6	18.1~20.1	N/A	146.7	-1.5 이내	1911.0	2417.1	1258.9
	사질토	50	18.1~21.1	20.1	18.1~21.1	44	163	-1.5 이내	3332.0	4471.4	9690.5
T-7	사질토	22	21.1	22.1	21.1	40	N/A	-1.5 이내	2205.0	2390.2	2664.6
T-8	점성토	N/A	18.1	18.1	18.1	N/A	49.1	-1.5 이내	N/A	N/A	N/A
	점성토	N/A	18.1	18.1	18.1	N/A	15.5	-1.5 이내	2646.0	N/A	694.7
	점성토	N/A	18.1	18.1	18.1	N/A	17.8	-1.5 이내	4998.0	N/A	429.5
	암반	33	18.1	18.1	18.1	40	15.5	-1.5 이내	2597.0	N/A	166.5
T-9	점성토	37	20.1~21.1	20.1	20.1~21.1	41	259.7	-3.4	1264.2	1789.3	5926.7
T-10	점성토	4	16.7~17.6	17.6	16.7~17.6	N/A	78.7-92.4	-1.5 이내	6085.8	2180.5	4209.5
	암반	50	15.7~24.5	24.5	15.7~24.5	44	N/A	-1.5 이내	16091.6	5078.0	10277
T-11	사질토	45	18.1~20.1	20.1	18.1~20.1	43	N/A	-1.5 이내	N/A	N/A	N/A
T-12	사질토	50	22.1	22.1	22.1	44	N/A	-1.5 이내	2528.4	6541.0	4333.0
R-1	점성토	5	18.1~20.1	18.1	18.1~20.1	N/A	92.4	-3.2	4018.0	2106.9	1876.2
R-2	사질토	11	18.1~18.6	18.1	18.1~18.6	31	29	-1.5 이내	6340.6	510.1	1283.3
R-3	점성토	13	18.1~20.1	20.1	18.1~20.1	N/A	29-183.8	-3	5145.0	1575.2	1557.2
	암반	50	17.6~24.5	24.5	17.6~24.5	44	78.7	-1.5	N/A	N/A	N/A
	암반	50	18.1~22.1	24.5	18.1~22.1	44	78.7	-1.5 이내	6664.0	2362.4	6105.6
R-4	암반	50	17.6~24.5	24.5	17.6~24.5	44	29	-1.5	7310.8	1598.2	5389.7
	암반	50	17.6~24.5	24.5	17.6~24.5	44	N/A	-1.7	7203.0	6544.6	6056.6
	암반	50	17.6~19.6	24.5	17.6~19.6	44	105.4	-1.5 이내	7399.0	2057.4	6751.5
R-5	사질토	27	18.1~19.6	18.1	18.1~19.6	38	47.8-78.7	-1.7	7056.0	3302.1	13087.1
	사질토	50	18.1~22.1	22.1	18.1~22.1	44	64	-1.7	4802.0	7893.1	8424.6
R-6	사질토	46	18.1~22.5	20.1	18.1~22.5	43	N/A	-1.5 이내	6860.0	5797.1	5076.6
	사질토	37	18.1~20.1	20.1	18.1~20.1	41	64	-1.5 이내	4929.4	1363.6	6134.8
R-7	점성토	25	18.1~21.1	20.1	18.1~21.1	N/A	141.1-294.4	-1.5 이내	1323.0	1702.3	1790.4
R-8	사질토	32	17.6~22.1	20.1	17.6~22.1	40	29	-4.0	3537.8	7091.5	8585.9
R-9	점성토	5	18.1~20.1	20.1	18.1~20.1	N/A	88.2	-4.5	4880.4	612.3	1042.5
R-10	사질토	44	20.1	20.1	20.1	43	N/A	-1.9	2959.6	2150.8	3557.7
R-11	사질토	47	17.2~20.1	20.1	17.2~20.1	44	107.8	-1.5 이내	3155.6	634.8	1715.9
J-1	암반	50	18.1~24.5	24.5	18.1~24.5	44	N/A	-1.5 이내	2322.6	3790.8	3479.0
	암반	50	19.6~24.5	24.5	19.6~24.5	44	N/A	-3.2	2038.4	3687.9	4567.0
	암반	50	20.1~24.5	24.5	20.1~24.5	44	N/A	-4.5	2185.4	4480.5	6851.9
J-2	사질토	50	18.6~20.1	20.1	18.6~20.1	44	141.1-484.9	-1.5 이내	4243.4	5871.7	10007.9
	사질토	50	18.6~20.1	20.1	18.6~20.1	44	141.1-484.9	-1.5 이내	4900.0	5920.1	10415.5
	점성토	50	18.6~20.1	20.1	18.6~20.1	44	141.1-484.9	-1.5 이내	N/A	N/A	N/A
J-3	사질토	33	20.1	20.1	20.1	40	N/A	-1.5 이내	2891.0	1640.9	1657.1

말뚝 지지력의 대표값(측정값) vs. 예측값

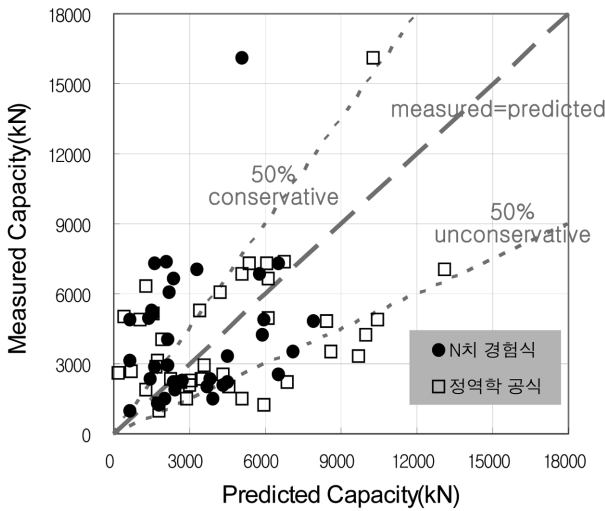


그림 3. 지지력 공식에 의한 설계 극한지지력

(Meyerhof, 1976)을 43회 재하시험 자료에 대해 적용하였다. 말뚝 제원과 지반조건 등은 재하시험 사례와 동일하게 적용하였으며 선단부의 지층 구성에 따라 두 가지 지층 종류로(선단부 암반, 선단부 혼합토) 구분하였다. 점성토 지반의 주면마찰력은 α 계수법을 적용하였으며, 비배수 전단강도에 대한 지반조사 결과가 부족한 자료에 대해서는 구조물기초 설계기준(건설교통부, 2003)에서 제안하고 있는 Hara 등(1971)의 식을 적용하여 비배수전단강도를 추정하였다. N치를 이용한 경험식에서는 국내 실무에서 표준관입시험 N치로부터 말뚝의 지지력을 추정하는 경우 일반적으로 보정이 행해지지 않고 있으며 실험 장비, 에너지효율 측정 및 해석법에 따라 그 편차가 큰 것으로 알려져 있으므로(한국지반공학회, 1997) 보정하지 않은 N치 결과를 적용하였다.

설계 극한지지력을 산정하기 위한 43회 재하시험의 지반물성치는 표 5에 정리하였으며, Davisson 기준(1972)으로 산정한 대표 극한지지력과 정역학적 지지력 공식, N치를 이용한 경험식에 의한 설계극한지지력을 비교한 결과는 그림 3과 같다. 재하시험 자료 중 T-8의 4회 자료는 모두 주면 또는 선단의 N치 결과가 부재하여 N치를 이용한 경험식을 적용할 수 없었고 T-8의 첫 번째 자료와 T-11 자료, R-3의 두 번째 자료, 그리고 J-2의 세 번째 자료 등 4회의 자료는 Davisson 기준(1972)에 의한 적용이 불가능하였다. 그림 3에 나타난 바와 같이 정역학적 지지력 공식과 N치를 이용한 경험식 모두 대표 극한지지력 결과와 뚜렷한 경향성은 나타나지 않는 것으로 확인되었다.

4. 저항편향계수 산정

저항편향계수를 결정하기 위해 재하시험으로부터 산정된 대표 극한지지력과 지지력 공식에 의해 산정된 설계 극한지지력을 비교·분석하고, 이들 자료의 통계분석을 수행하였다. 각 재하시험 자료에 대한 저항편향계수는 식 (8)을 이용하여 산정하였다.

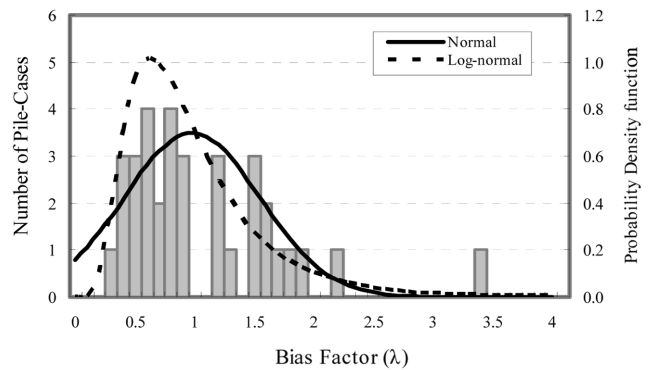
표 6은 설계 극한지지력과 Davisson 기준(1972)에 의한 대표 극한지지력을 비교하여 저항편향계수를 산정한 분석 결과

표 6. 저항편향계수 산정

구분	정역학적 지지력 공식	N치를 이용한 경험식
	저항편향계수 (λ_R)	0.98
평균	0.65	1.08
표준편차	0.67	0.74

이다. 저항편향계수의 N치를 이용한 경험식은 1.0보다 큰 저항편향계수를 보임으로써 평균적으로 지지력을 과소평가하는 경향을 나타내었다. 또한 변동계수는 지지력 산정법의 불확실성을 나타내는 지표로서 N치를 이용한 경험식의 변동계수는 0.74이고 정역학적 지지력 공식의 변동계수는 0.67이었다. 따라서 말뚝의 설계 지지력을 산정함에 있어 정역학적 지지력 공식의 불확실성이 상대적으로 낮으며 일관성 있는 설계 결과를 도출함을 알 수 있다. 두 지지력 공식(N치 경험식/정역학적 공식)의 저항편향계수와 변동계수의 비를 살펴보면, 저항편향계수 비는 약 1.5배이며, 변동계수 비는 약 1.1배이다. 식 (6)에서 저항편향계수가 저항계수와 양의 상관성을 가지며 변동계수는 음의 상관성을 가지므로 본 연구결과를 종합해 볼 때 N치를 이용한 경험식의 저항계수 값이 정역학적 지지력 공식에 의한 저항계수 값보다 다소 크게 산정될 것으로 예상된다. 두 가지 지지력 설계 공식에 대한 저항편향계수의 정규분포 및 대수정규분포의 확률밀도함수(PDF)는 그림 4와 같다. 통계분석의 신뢰성 있는 결과도출을 위하여 저항편향계수의 평균값을 기준으로 $\pm(2 \times \text{표준편차})$ 범위 밖에 있는 몇몇 경우를 제외하면 정역학적 지지력 공식과 N치를 이용한 경험식 모두 저항편향계수의 확률밀도함수는 정규분포 보다는 상대적으로 대수정규분포에 가까운 형태를 보임을 확인하였다.

정역학적 지지력 공식



N치를 이용한 경험식

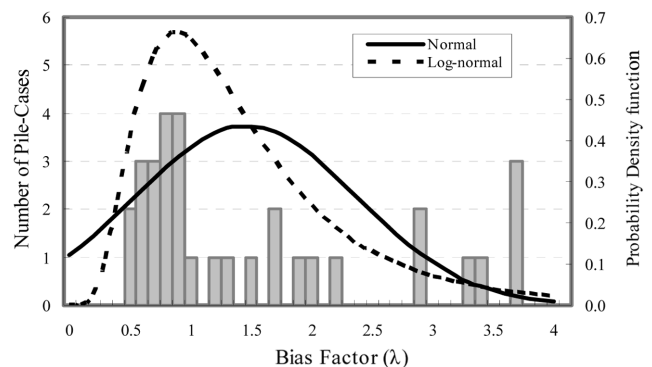


그림 4. 지지력 공식에 대한 저항편향계수의 확률밀도함수

5. 결 론

기초구조물 설계에 있어 한계상태설계법의 도입은 세계적인 추세이다. 미국과 유럽을 포함한 선진외국에서는 기준 작성을 완료하여 시행중에 있으며, 특히 북미지역에서는 하중계수 조건 및 설계 실정에 적합한 저항계수를 산정하여 하중저항계수설계법을 이미 도입하였다. 본 연구에서는 국내의 독자적인 연구를 통해 국내 지반특성에 적합한 저항계수를 산정하기 위하여 많은 재하시험 자료를 수집, 검토하여 저항편향계수를 산정하고 통계 특성을 분석하였다. 국내 기초구조물 중 사용성이 높은 항타강관말뚝에 대한 정재하시험 및 지반조사, 실내실험 자료를 수집하여 국내외 다양한 기준에 따라 말뚝의 극한지지력을 산정하였으며, 수집된 자료의 지층 특성에 따라 자료를 분류하고 지반조사 결과를 이용하여 정역학적 지지력 공식과 N치를 이용한 경험식에 의한 설계 극한지지력을 산정하였다. 이를 통해 저항편향계수를 산정하고 이에 대한 통계특성 규명 및 확률밀도함수를 분석하였다. 본 연구에서 도출한 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 문헌조사 및 시공사, 설계회사, 연구기관 등의 협조를 받아 항타강관말뚝에 대한 약 2200여건의 현장재하시험, 지반조사, 실내실험 자료를 수집하였으며, 이에 대한 검토를 통해 극한지지력을 확인할 수 있는 총 43개의 지반조사 및 재하시험 자료를 선정, 분석하였다.
2. 선정된 재하시험에 대해서 국내외의 6가지 극한지지력 산정법(Davisson 기준, $\Delta=25.4\text{mm}$ 방법, $\Delta=0.1D$ 방법, Shape of curve 방법, DeBeer 기준, ASCE 20-96 방법)에 대해서 극한지지력을 분석하였다. 각 방법에 따른 지지력 결과를 분석하여 편차가 작고 반복 가능한 과정을 통해 객관적 수치를 얻을 수 있으며 적용성이 우수한 Davisson 기준을 말뚝의 대표 극한지지력을 평가하기 위한 방법으로 결정하였다.
3. 재하시험에 의한 대표 극한지지력과 지지력 공식에 의한 설계 극한지지력을 비교·분석하여 저항편향계수를 산정하였으며, 저항편향계수의 통계 특성치 및 확률밀도함수를 분석하였다. 정역학적 지지력 공식은 0.98, N치를 이용한 경험식은 1.46의 저항편향계수값을 나타냄으로써, N치를 이용한 경험식은 지지력을 과소평가하는 경향이 있음을 확인하였다. 또한 저항편향계수의 변동계수는 정역학적 지지력 공식의 경우 0.67, N치를 이용한 경험식은 0.74를 나타내었으며, 이로써 두 방법 중 정역학적 지지력 공식의 불확실성이 상대적으로 낮으며 보다 일관성 있는 설계결과를 도출함을 예상할 수 있다.

본 연구 결과는 향후 신뢰성 분석기법의 개발, 신뢰도 지수 결정 및 저항계수 산정을 위한 유용한 자료가 될 것이며 항타강관말뚝 뿐만 아니라 다양한 기초구조물 및 지반구조물의 하중저항계수설계법(LRFD) 개발을 위한 기초 자료로도 유용하게 활용될 것으로 판단된다.

참고문헌

- 건설교통부(2003) **구조물기초 설계기준**, (사)한국지반공학회.
(사)한국지반공학회(1997) **지반조사결과와 해석 및 이용**, 지반공학 시리즈 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.
Davisson, M. (1972) High capacity piles, *Proceedings, Soil Mechanics Lecture Series on Innovations in Foundation Construction*, ASCE, Illinois Section, Chicago, IL, pp. 82-112.
DeBeer, E. (1970) Proefondervindelijke bijdrage tot de studie van het grandsdraagvermogen van zand onder fundering op staal. English version, *Geotechnique*, Vol. 20, No. 4, pp. 387-411.
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.
Meyerhof, G.G. (1976) Bearing capacity and settlement of pile foundations, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE.*, Vol. 102, No. GF3, pp. 197-228.
Paikowsky, S., Operstein, V., and Bachard, M. (1999) *Express Method of Pile Testing by Static Cyclic Loading*, Research Report submitted to the Massachusetts Highway Department, University of Massachusetts, Lowell, MA.
Paikowsky, S.G. (2004) *Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations*, NCHRP report 507, Transportation Research Board, Washington, D.C.
Phoon, K.K. (2004) Towards reliability-based design for geotechnical engineering, *Uncertainty, Risk and Reliability in Geotechnical Engineering*, Korean Geotechnical Society, pp. 3-33.
Terzaghi, K. (1942) Discussion of the progress report of the committee on the bearing value of pile foundations, *Proceedings, ASCE.*, Vol. 68, pp. 311-323.
Whitiam, J.L., Voytko, E.P., Barker, R.M., Duncan, J.M., Kelly, B.C., Musser, S.C., and Elias, V. (2001) *Load and Resistance Factor Design(LRFD) for Highway Bridge Substructures*, Publication No. FHWA HI-98-032, NHI Course No. 13068, Federal Highway Administration, Washington D.C.
Yoon, G.L. and O'Neill, M.W. (1997) Resistance factors for single driven piles from experiments, *Transportation Research Record*, No. 1569, pp. 47-54.

(집수일: 2006.6.5/심사일: 2006.6.30/심사완료일: 2006.7.15)