

CPT결과를 이용한 항타말뚝 지지력 평가를 위한 저항계수 산정

Estimation of Pile Resistance Factor by CPT Based Pile Capacity

김 대 호¹ Kim, Dae-Ho
이 준 환² Lee, Jun-Hwan
김 범 주³ Kim, Bum-Joo

Abstract

Application of Limit State Design in geotechnical engineering has become world-widely popular. While LRFD code in the North America presents geotechnical load and resistance factors, the values of resistance factors proposed by these methods are still unstable with limited application. CPT has been widely used for the pile design and various methods have been proposed to estimate the bearing capacity of piles. In this paper, resistance factors for representative pile design methods based on CPT results are evaluated. Field pile load test and CPT results were collected and analyzed in order to obtain necessary statistical data and resistance factors. Resistance factors of the base, shaft, and total capacity are estimated. From first order second moment (FOSM) analysis, resistance factors of 0.30~0.55 are estimated for total load capacity.

요 지

신뢰성 기반의 한계상태설계법(Limit State Design; LSD)의 지반공학적 적용은 세계적으로 확산추세이며, 북미지역의 경우 일부 지방서에 하중 및 저항에 의한 LRFD 설계법이 지반공학적 설계에 적용되고 있다. 그러나 지금까지 제안되어 온 지반공학적 저항계수는 상당히 포괄적인 값이며, 이와 관련된 연구는 아직까지 초기단계라 할 수 있다. 콘관입시험은 대표적인 현장시험으로 특히 말뚝 설계에서 유용하게 활용되고 있으며, 다양한 말뚝 지지력 산정법이 제시되어 왔다. 본 연구에서는 콘관입시험을 이용한 항타 말뚝 지지력 평가를 위한 저항계수를 산정하고자 한다. 이를 위하여 여러 지역에서 수행된 말뚝재하시험과 콘관입시험 결과를 수집하여 확률적 분석을 수행하였으며, 이를 종합하여 저항계수 산정에 적용하였다. 본 연구에서는 전체지지력뿐만 아니라 말뚝의 선단 및 주면 지지력 각각에 대한 저항계수 또한 도출하고자 하였다. 저항계수 산정 결과, 목표신뢰도지수 2.0~2.5의 범위에서 전체지지력에 대한 저항계수 0.35~0.55범위를 나타내었다.

Keywords : CPT, Limit state design, Load resistance factored design, Pile design

1. 서 론

한계상태설계법은 토목구조물에 작용하는 하중 및

저항의 불확실성을 고려하여 분석하고, 이를 통하여 구조물의 파괴확률을 산정, 적용함으로써 최적의 설계 를 도출하는 설계개념이다. 그러나 지반공학의 경우

1 대우엔지니어링 도로사업부 대리 (Engineer, Dept. of Highways & Bridge, Daewoo Engrg. Co.)

2 정희원, 연세대학교 사회환경시스템공학부 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., junlee@yonsei.ac.kr)

3 정희원, 한국수자원공사 수자원연구원 댐안전연구소 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Dam Safety Research Center, Korea Institute of Water and Environment, Korea Water Resources Corporation)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2006년 6월 30일까지 그 내용을 확화로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

지반물성 및 거동 자체에 많은 불확실성이 내포되어 있으며, 불확실성의 정도 또한 매우 광범위해 구조분야에서 적용되는 것에 비해 뒤쳐져있는 실정이다. 구조-지반 통합설계라는 공통의 명제아래 현재 유럽지역에서는 Eurocode7(1993), 북미지역에서는 하중-저항계수설계법(Load Resistance Factor Design)을 기준으로 각종 시방서로 채택하여 적용하고 있으나, 다양한 지반구조물 및 설계방법에 대한 구체적 연구는 아직 초기단계이다. 현재 각종 시방서에서 제시되어 있는 저항계수는 기초지지력 산정법에 있어 설계방법별 구체적 차이점에 대하여 상세히 제시되고 있지 못하며, 매우 포괄적이며 일반적인 값을 제시하는데 그치고 있다.

콘관입시험(Cone Penetration Test, CPT)은 시험방법 및 과정이 말뚝의 재하과정과 유사하여 말뚝기초의 설계에 유용하게 사용되고 있으며, 지금까지 여러 학자들에 의해 많은 연구가 수행되어 왔다(Aoki와 Velloso 1975; Schmertmann 1978; Bustamante와 Gianceselli 1982; Philipponnat 1980). 말뚝기초 지지력 산정의 경우, 각 방법마다 내재된 불확실성의 정도가 다르므로 하중-저항계수설계법(Load Resistance Factor Design)의 적용을 위해서는 방법별 특징 및 불확실성의 분포가 고려된 저항계수가 결정되어야한다. 이를 위해서는 각 방법에 포함된 전반적 불확실 요소를 고려한 전체지지력은 물론 말뚝의 지지력을 구성하는 선단과 주면지지력에 대한 개별적 불확실성의 정량화 또한 필요하다.

이에 본 연구에서는 항타 말뚝을 대상으로 여러 지역에서 수행된 말뚝재하시험과 CPT시험결과를 수집하고, 콘관입시험 결과에 근거한 말뚝 지지력을 산정함으로써 콘관입시험 기반의 다양한 말뚝기초 설계법에 대한 신뢰성 분석을 실시하였다. 아울러 신뢰성 분석결과를 토대로 콘관입시험을 이용한 말뚝지지력 산정법에 있어서의 저항계수를 산정하고자 한다. 이 과정에서 각 방법에 따른 전체지지력의 저항계수와 더불어 선단 및 주면지지력에 대한 저항계수를 산정하여 각 지지력에 대한 독립적인 평가를 수행하였다.

2. 저항계수 산정

2.1 한계상태설계

구조물에 있어 한계상태란 작용하중에 의해 구조물의 안정성 또는 주어진 기능이 상실되는 상태로 정의되

며, 구조물이 정의된 한계상태에 이르지 않도록 설계하는 것을 한계상태설계법(Limit State Design)이라 한다. 이를 위해서는 구조물 한계상태에 도달하기위한 발생 확률의 산정이 우선되어야 하며, 산정된 발생확률이 허용수준 이내에 들도록 하여야 한다. 한계상태설계법은 저항과 하중의 확률적 특성과 관련된 설계 변수들의 통계적인 분산특성을 고려되어야하며, 구조물 안정성 판단의 기준이 되는 파괴확률은 다음과 같은 파괴 확률식을 통해 구조물의 안전수준을 결정하게 된다.

$$p_f = 1 - p_s = P(R < Q) \quad (1)$$

여기서 p_f =구조물의 파괴확률; p_s =구조물이 안전한 상태에 있는 확률을 나타낸다. 하중과 저항은 각각 다양한 분포를 가질 수 있으나, 많은 연구에서 구조물의 하중과 저항은 각각 독립이며, 대수정규분포(Log-Normal Distribution)로 가정하여 적용하고 있다(Withiam 등 2001, Yoon 과 O'Neill 1997).

그림 1에서 빗금 친 부분은 파괴확률을 나타내고 있으며, 설계기준을 의미하는 한계상태식의 평균값 $\bar{g} = \overline{\ln(R/Q)}$ 로부터 파괴영역의 한계점을 나타내는 $g = \ln(R/Q) = 0$ 까지의 거리는 한계상태에서 표준편차 σ_g 와 신뢰도지수 β 의 곱으로 표현할 수 있다. 따라서 신뢰도지수 β 는 한계상태의 확률밀도함수 중심에서 한계상태까지의 거리 \bar{g} 를 한계상태식의 표준편차로 정규화하여 표현한 것으로 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$\beta = \frac{\bar{g}}{\sigma_g} \quad (2)$$

여기서, β =신뢰도지수; \bar{g} =파괴확률 변수의 평균값; σ_g =파괴확률 변수의 표준편차를 나타낸다. 즉, 신뢰도지수는 구조물의 파괴확률을 표현하는 또 다른 기준으로

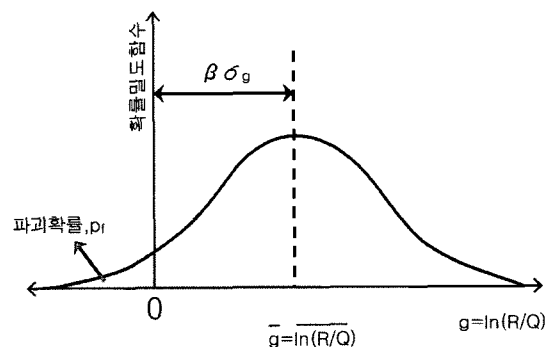


그림 1. 하중 Q, 저항 R, 파괴확률 P_f , 신뢰도지수 β 의 관계

구조물의 안정성에 대한 신뢰도를 표현하는 지수가 될 수 있으며, 기존 허용응력설계법의 안전율에 상응하는 설계기준으로서의 의미를 내포하고 있다.

2.2 저항계수 산정식의 유도

한계상태설계개념을 반영한 설계법 중 하중-저항계수설계법(Load-Resistance Factor Design)은 사하중과 활하중으로 구분된 설계하중과 저항값에 대하여 확률-신뢰도 분석을 통해 얻어진 하중 및 저항계수를 적용하게 되며, 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\phi R_n \geq r_D Q_D + r_L Q_L = \sum r_i Q_i \quad (3)$$

여기서, ϕ =저항계수; R_n =공칭저항; r_D =사하중계수; r_L =활하중계수; r_i =하중계수; Q_D =사하중; Q_L =활하중; Q_i =작용하중을 의미한다.

신뢰성 해석기법 중 일계 이차모멘트분석법(First Order Second Moment; FOSM)에 의하여 사하중 Q_D , 활하중 Q_L , 저항 R 이 각각 독립이며, 대수정규분포(Log-Normal Distribution)를 따른다고 가정하면, 신뢰도지수는 다음과 같이 표현된다.

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{\lambda_R R_n}{\lambda_{QD} Q_D + \lambda_{QL} Q_L}\right) \sqrt{\frac{1 + COV_{QD}^2 + COV_{QL}^2}{1 + COV_R^2}}}{\sqrt{\ln(1 + COV_R^2)(1 + COV_{QD}^2 + COV_{QL}^2)}} \quad (4)$$

여기서, λ_{QD} =사하중의 편향계수; λ_{QL} =활하중의 편향계수; λ_R =저항의 편향계수; COV_{QD} =사하중의 변동계수; COV_{QL} =활하중의 변동계수; COV_R =저항의 변동계수를 의미한다. 편향계수 λ 는 측정값의 평균과 예측(공칭)값의 비율로 정의되며, 변동계수 COV (Coefficient of Variance)는 평균값에 대한 불확실성의 크기를 의미하는 분산을 무차원 형식으로 표현한 것으로, 다음과 같이 정의된다.

$$COV_{QD} = \frac{\sigma_{QD}}{Q_D}, \quad COV_{QL} = \frac{\sigma_{QL}}{Q_L}, \quad COV_R = \frac{\sigma_R}{R} \quad (5)$$

여기서, σ_{QD} , σ_{QL} , σ_R 은 각각 사하중, 활하중 및 저항의 분포에 대한 표준편차, \bar{Q}_D , \bar{Q}_L , \bar{R} 은 각각 사하중, 활하중 및 저항의 평균값을 표현한다.

식 (4)를 공칭저항 R_n 에 대해 전개하면 식 (3)을 통하여 목표신뢰도지수 β_T 에 대한 저항계수는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

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

식 (6)에서 보는 바와 같이 저항계수 ϕ 는 하중 및 저항과 관련된 다양한 계수들로 정의된다. 이 중 저항계수 산정을 위한 하중관련 계수는 각 기관별, 구조물의 종류별로 상이한 값을 보이고 있으나, 본 연구에서는 미국의 표준시방서인 AASHTO(1994)에서 제시한 다음의 값을 적용하였다.

$$\lambda_{QD} = 1.08, \quad \lambda_{QL} = 1.15, \quad r_D = 1.25, \quad r_L = 1.75, \\ COV_{QD} = 0.13, \quad COV_{QL} = 0.18 \quad (7)$$

활하중에 대한 사하중의 비율 Q_D/Q_L 또한 구조물의 종류와 크기에 따라 다양한 범위를 보이고 있다(AASHTO, 1994). 본 연구에서는 다양한 문헌을 통하여 제시된 범위를 대상으로 활하중에 대한 사하중의 비율 0.5~4.0의 범위에 대한 값을 선정하여 저항계수에 대한 영향을 분석하였다.

지반의 저항과 관련된 요소인 λ_R 및 COV_R 의 경우, 말뚝재하시험 사례를 통해 예측 지지력에 대한 측정 지지력의 비율을 평가하여, 편향계수 및 예측 지지력에 대한 측정된 지지력 비율의 변동계수를 산정하였다. 기존 연구결과에서 지반의 공간적 변화에 대하여 말뚝재하시험 자체가 지닌 불확실성에 대한 COV 로 0.08~0.30이 제시되었다(Kay 1993; Hettler 1993; Matsumoto 등 1993; Okahara 등 1993). 또한 CPT결과인 q_c 의 COV 로는 0.05~0.15가 제시되었다(Kulhawy와 Trautman 1996; Orchant 등 1988; Scott 2002). 이에 본 연구에서는 말뚝재하시험 자체의 불확실성과 콘지지력의 불확실성으로 제시된 COV 의 중간값인 0.19와 0.10을 적용하여, 실제 말뚝기초 지지력의 저항계수 산정을 위한 변동계수를 다음과 같은 식을 통하여 산정하였다.

$$COV_R = \sqrt{(COV_{R,R})^2 + (COV_{R,T})^2 + (COV_{R,C})^2} \quad (8)$$

여기서, COV_R = 예측 지지력과 지반의 공간적 변화에 따른 말뚝재하시험의 불확실성이 고려된 전체 지지력에 대한 변동계수; $COV_{R,R}$ = 예측 지지력에 대한 측정 지지력 비의 변동계수; $COV_{R,T}$ = 말뚝재하시험 자체의 변동계수; $COV_{R,C}$ = 콘관입시험의 q_c 의 변동계수를 의미한다.

2.3 목표신뢰도 지수의 적용

신뢰도지수는 구조물의 하중과 저항에 대한 파괴확률을 나타내는 또 다른 지표로서, 구조물 파괴확률의 함수로 산정될 수 있는 확률적 유기성을 지니고 있다. 파괴확률과 신뢰도지수와의 관계는 하중과 저항의 분포와 직접적인 관련이 있으며, 결국 신뢰도지수를 기준으로 구조물의 안정성을 판단할 수 있다. 다양한 구조물의 안정성확보를 위해 요구되는 신뢰도지수는 많은 학자들에 의해 연구되어 왔다. 이러한 신뢰도지수를 기본으로 하여 구조물의 종류에 적합한 신뢰도지수를 목표신뢰도지수로 선정하고, 이를 통하여 한계상태설계시 안정성에 대한 신뢰도 확보를 위한 기준으로 적용할 수 있다.

단일 말뚝기초의 경우, Withiam 등(2001)은 말뚝기초의 파괴확률 1%~10%에 해당하는 신뢰도지수로서 2.0~2.5이 적합하다고 제시하였고, AASHTO(1994)에서도 단일 말뚝 기초에 대하여 이와 동일한 목표신뢰도지수를 적용하고 있다. 이는 단일 말뚝으로 구성되는 군말뚝으로 지지되는 전체구조물의 파괴확률을 감안하여 단일 말뚝에 대한 상대적으로 높은 파괴확률의 허용을 고려한 값이다. 따라서 본 논문에서는 연구대상인 단일 말뚝기초 구조물에 대한 목표신뢰도지수로 제시된 2.0~2.5의 범위를 기준으로 저항계수를 산정하였으며, 기존 연구결과와의 비교를 위해 2.5~3.5의 신뢰도지수에 대한 저항계수도 함께 검토하였다.

3. 콘관입시험결과를 이용한 말뚝기초의 지지력 산정

콘관입시험결과를 이용한 말뚝 기초의 지지력 평가와 관련하여 많은 학자들이 다양한 산정법을 제시하여왔다 (Aoki와 Velloso 1975, Schmertmann 1978, Bustamante와 Gianeselli 1982, Philipponnat 1980). 콘관입시험을 활용한 말뚝지지력 산정은 선단지지력과 주면지지력의 산정을 통해 이루어지며, 선단과 주면 지지력은 각각 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$Q_b = q_b A_b = (c_b q_{c,avg}) A_b, \quad Q_s = q_s A_s = (c_s q_c) A_s \quad (9)$$

여기서, Q_b =선단지지력; Q_s =주면지지력; q_c = 콘지지력; q_b =단위 선단지지력; q_s = 단위 주면지지력; c_b =선단지지력 상관계수; c_s =주면지지력 상관계수; $q_{c,avg}$ = 선단지지력

산정을 위한 말뚝 선단부근에서의 평균 콘지지력; A_b =말뚝 선단면적; A_s =말뚝 주면면적이다. 본 연구에서는 콘관입시험 결과를 활용한 말뚝의 지지력 평가법 중 Aoki & Velloso방법(Aoki와 Velloso 1975), Schmertmann방법(Schmertmann 1978), LCPC방법(Bustamante와 Gianeselli 1982), Philipponnat방법(Philipponnat 1980)을 대상으로 지지력 및 저항계수 산정을 수행하였다. 이상의 방법들은 방법별로 정의된 말뚝선단 부위에서의 대표 평균 콘지지력을 결정하여 선단지지력을, 각 지층에서의 평균 콘지지력을 통하여 주면마찰력을 산정하여 말뚝의 전체지지력을 산정하는 것으로, 지지력 산정에 적용되는 상관계수는 각 방법마다 다양한 값을 적용하도록 하고 있다.

Aoki & Velloso(Aoki 와 Velloso 1975)의 말뚝 지지력 산정법은 선단지지력 산정의 경우 그림 2(a)와 같이 말뚝 선단부근 평균 콘지지력 $q_{c,avg}$ 산정을 위한 영향범위를 고려하지 않고, 말뚝 선단에서의 콘지지력 q_c 을 직접 적용하는 방법으로 선단지지력과 주면지지력 산정을 위하여 말뚝의 종류 및 지반종류에 따른 각각의 상관계수를 적용하는 방법이다.

Schmertmann(Schmertmann 1978)의 방법에서는 선단 지지력 산정을 위한 상관계수 c_b 로서 사질토에 대해서는 1.0, 점성토지반에 대해서는 0.6을 제시하고 있다. 말뚝 선단부근 평균 콘지지력 $q_{c,avg}$ 는 그림 2(b)에서 나타낸바와 같이 말뚝선단 상부 8B와, 하부 0.7B에서 4B까지의 범위에 대하여 최소경로법을 적용하여 산정된 값을 사용하게 된다. 주면 지지력 산정을 위한 상관계수 c_s 는 말뚝의 종류에 따라 0.008에서 0.018범위의 값을 적용하도록 제시되어 있다.

LCPC(Bustamante와 Gianeselli 1982)방법은 그림 2(c)에서와 같이 말뚝 선단으로부터 상·하부 1.5B에 해당하는 콘지지력의 평균값을 적용하여 말뚝 선단부근 평균 콘지지력 $q_{c,avg}$ 를 결정한다. 특히 LCPC방법은 지반조건 및 말뚝 종류에 따른 상세한 선단지지력 상관계수 c_b 와 주면지지력 상관계수 c_s 를 제시하고 있어, 콘관입시험을 이용한 대표적인 말뚝지지력 평가법으로 적용되고 있다.

Philipponnat(Philipponnat 1980)방법은 그림 2(d)에서 나타내는 말뚝 선단 상·하부 3B에 대한 각 범위에서의 콘지지력 q_c 에 대한 평균을 산정하여 말뚝 선단부근 평균 콘지지력 $q_{c,avg}$ 를 평가하는 방법으로, 전환계수 c_b 는 지반조건에 따라, 전환계수 c_s 는 말뚝의 종류 및 지반조건을 고려한 값을 제시하여 적용토록 하고 있다.

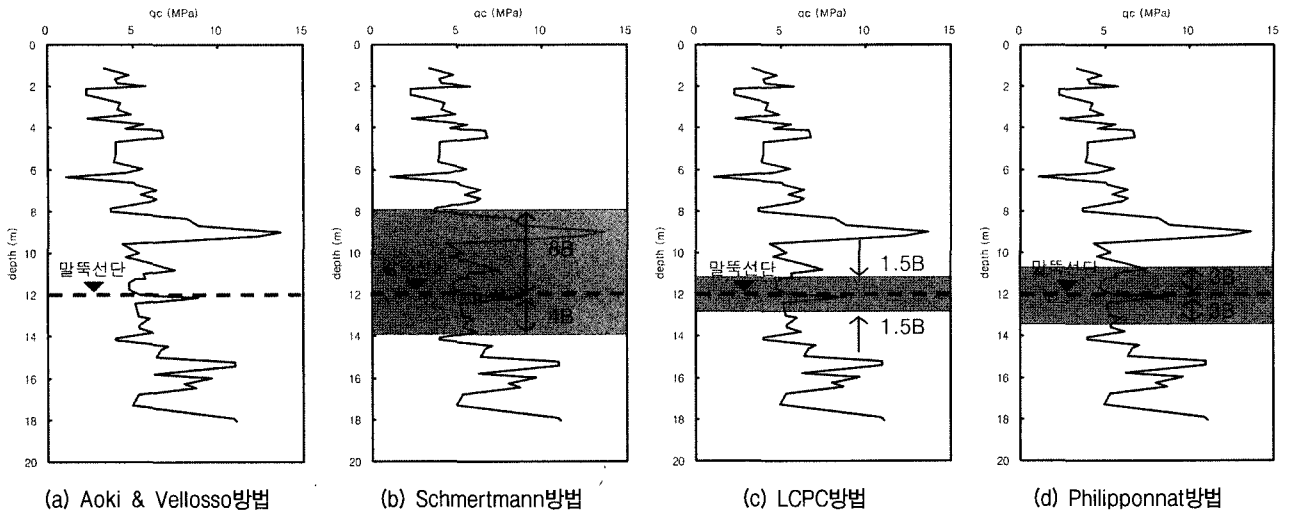


그림 2. CPT결과를 통한 말뚝 선단지저력 산정시 콘지저력(q_c) 고려범위

4. CPT 및 말뚝재시험결과 분석

말뚝기초 저항계수 산정과 관련된 기존연구의 대부분은 동일지역에 대한 결과를 바탕으로 저항계수를 제시하고 있다(Yoon과 O'Neill 1997, Kim 2002). 그러나 지반은 지역별로 각기 다른 특성과 지층구성을 지니고 있으므로 일반적인 설계기준으로 제시하기 위한 저항계수는 광범위한 지반 및 지역조건이 고려되어야 한다. 본 연구에서는 다양한 지역에서 수행된 말뚝재시험 중 사질토에 근입된 항타 말뚝을 대상으로 하였으며, 각 문헌에서 적용된 말뚝으로는 강관 원형파이프와 사각형 콘크리트 말뚝이 사용되었다. 표 1은 본 연구에서 사

용된 말뚝재시험의 개요를 나타내고 있다.

본 연구에서는 CPT를 통한 말뚝지저력과의 비교를 위해 말뚝재시험 결과를 통한 말뚝지저력 산정결과와 비교하였다. De Beer(1988)는 여러 가지 말뚝의 하중-침하곡선 분석 방법 가운데, 항타 말뚝의 경우 침하량 10%에서의 지저력을 말뚝의 극한지저력으로 제시하였다. 그림 3은 CPT결과를 활용한 각각의 말뚝지저력 산정법과 말뚝 직경 10%에서의 지저력 산정결과를 보여주고 있다.

표 2는 그림 3과 같이 산정된 지저력 결과를 바탕으로 각 지역별 편향계수 λ_R 와 변동계수 COV_R 를 각각 산정한 후, 종합하여 전체 지반을 대표할 수 있는 편향

표 1. 말뚝재시험 및 CPT 자료

지역	말뚝 길이 (m)	말뚝 직경 (m)	말뚝 종류	CPT 수량	참고문헌
Kallo (Belgium)	12.02	0.6000	steel pipe (CE)	3	Van Impe 등 (1988)
San Francisco (U.S.A)	9.14	0.2730	steel pipe (CE)	4	Briaud 등 (1989a)
Pigeon River (U.S.A)	6.87	0.3560	steel pipe (CE)	2	Lee 등 (2003)
	7.04	0.3560	steel pipe (OE)		
Ogeechee River (U.S.A)	3.01	0.4572	steel pipe (OE)	2	Vesic (1970)
	6.13	0.4572			
	8.87	0.4572			
	11.98	0.4572			
Los Angeles (U.S.A)	14.02	0.4060	steel pipe (OE)	2	Koutsoftas (2000)
Mississippi River (U.S.A)	16.46	0.3706	steel H-Pile	2	Briaud 등 (1989b)
	16.15	0.3706			
	17.68	0.3706		1	
	17.98	0.3706			
Kassel (Germany)	21.00	0.3500	con'c square	1	Witzel와 Kempfert (2005)
Tigris River (Iraq)	11.00	0.2850	con'c square	2	Altaee 등 (1992)

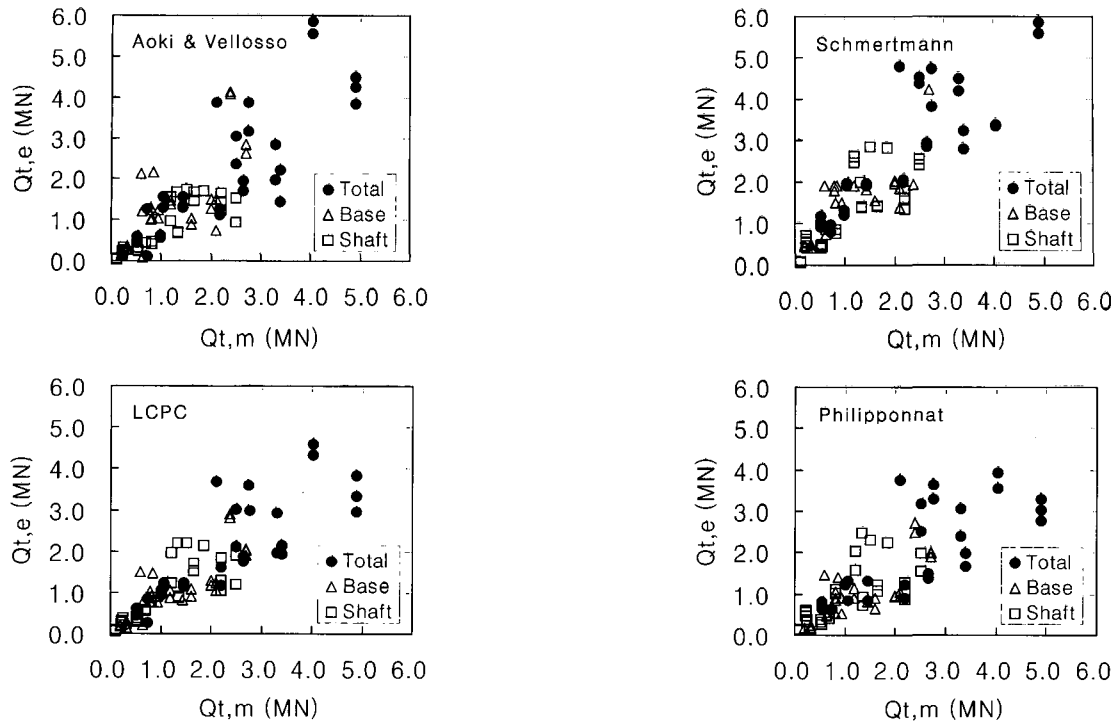


그림 3. 각 CPT기반 방법과 말뚝재하시험을 통한 지지력 산정결과

표 2. 편향계수 및 변동계수 산정결과

지지력 항목	Aoki & Vellosso		Schmertmann		LCPC		Philipponnat	
	λ_R	COV_R	λ_R	COV_R	λ_R	COV_R	λ_R	COV_R
선 단	1.06	0.49	0.75	0.36	1.26	0.30	1.37	0.30
주 면	1.37	0.33	1.03	0.45	1.22	0.41	1.09	0.51
전 체	1.15	0.46	0.76	0.33	1.09	0.31	1.09	0.39

계수 λ_R 및 변동계수 COV_R 를 나타내고 있다. 표 2에서 알 수 있듯이 전체지지력 측면에서 Aoki & Vellosso의 방법이 가장 큰 편향계수 λ_R 를 보이고 있으며 LCPC와 Philipponnat방법 그리고 Schmertmann방법이 순서대로 작은 값을 보임을 알 수 있다. 이는 절대적인 값의 차이는 있지만, Murad 와 Titi(2004)의 연구 결과와 유사한 것으로 나타났다. 그러나 선단지지력에 대한 결과를 살펴보면, LCPC와 Philipponnat방법을 통해 산정된 편향계수 λ_R 는 Aoki & Vellosso방법의 결과보다 큰 값을 보이고 있다. 모든 지지력에 대한 Schmertmann방법에서의 낮은 편향계수 λ_R 는 이 방법이 다른 방법에 비하여 과다한 지지력을 산정하고 있음을 보여주고 있다.

각 방법에 따른 지지력 산정의 불확실성을 나타내는 변동계수 COV_R 는 비교적 좁은 범위의 값을 보이고 있으나, 선단 및 전체지지력에 대하여 Aoki & Vellosso방법이 다른 방법들에 비하여 다소 큰 값을 보이고 있다. 이는 Aoki & Vellosso방법의 지지력 산정에 대한 정밀

성이 다른 방법에 비하여 상대적으로 떨어짐을 의미한다. 그러나 주면지지력에 대한 변동계수는 오히려 Aoki & Vellosso방법에서 작은 것으로 나타났다.

5. 저항계수 산정결과 및 분석

5.1 콘관입시험 결과를 통한 말뚝지지력 산정법에 대한 저항계수

콘관입시험을 통한 각 지지력 예측방법은 모두 선단 지지력과 주면지지력을 각각 산정하고 이를 종합하여 전체 말뚝지지력을 결정하게 된다. 따라서 보다 구체적이며 실질적인 저항계수의 도출을 위해서는 선단 및 주면과 전체 지지력을 구분하여, 각각의 신뢰성 분석에 의한 개별적 저항계수가 산정되어야 한다. 이에 본 연구에서는 각 재하시험 결과에 대해 선단 및 주면 지지력을 분리하여 도출하였으며, 이 결과를 토대로 선단, 주면

및 전체지지력에 대한 신뢰성 분석을 수행하였고, 저항계수를 도출하였다.

그림 4는 목표신뢰도 지수 2.5에서의 전체지지력에서의 활하중에 대한 사하중의 비율과 저항계수의 관계를 보여주고 있다. 그림 4에서 알 수 있듯이 활하중에 대한 사하중의 비율이 증가할수록 저항계수는 감소하는 추세를 나타내고 있다. 그러나 활하중에 대한 사하중의 비율이 증가할수록 저항계수의 감소 폭은 작아지며, 대체로 활하중에 대한 사하중의 비율 4.0이상의 범위에서는 거의 일정한 저항계수를 유지함을 추정할 수 있다. 따라서 하중의 영향에 좌우되지 않는 일정한 저항계수 산정을 위해 활하중에 대한 사하중의 비율 4.0에서의 저항계수를 도출하였다.

그림 5는 목표신뢰도지수에 따른 말뚝의 선단, 주면 및 전체지지력에 대한 저항계수를 나타내고 있다. 그림 5에서 알 수 있듯이 각 방법에 따른 모든 저항계수는 목표신뢰도지수가 증가함에 따라 저항계수는 작아지는 경향을 보이고 있다. 이러한 결과는 신뢰성 향상을 위해서는 지지력을 작게 평가해야 함을 나타내고 있으며, 허용응력 설계법에서 큰 안전율을 적용해야 함과 유사한 의미이다.

전체지지력에 대한 저항계수 도출결과는 그림 5에서 알 수 있듯이 LCPC와 Philipponnat 그리고 Aoki & Vellosso방법의 저항계수는 목표신뢰도지수 2.0~2.5의 범위에서 대체로 0.35~0.55범위의 저항계수를 보이고 있다. 그러나 Philipponnat방법은 그림 5에서와 같이 주

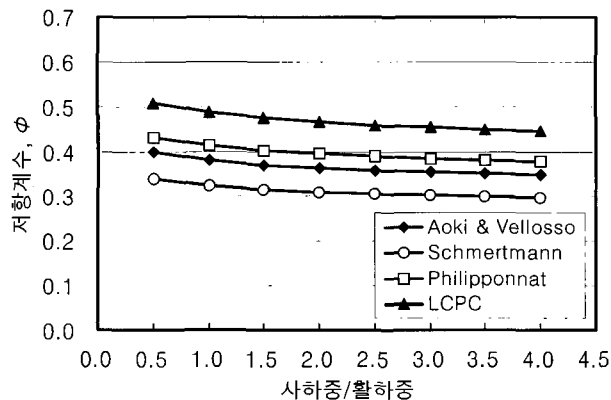


그림 4. 사하중과 활하중 비율에 대한 저항계수의 변화 ($\beta_T=2.5$ 기준)

표 3. 저항계수 산정결과 ($Q_D/Q_L=4.0$; 목표신뢰도지수=2.0~2.5 기준)

항 목	Aoki & Vellosso	Schmertmann	LCPC	Philipponnat
선단지지력	0.30~0.40	0.28~0.35	0.53~0.65	0.58~0.70
주면지지력	0.54~0.67	0.32~0.41	0.41~0.53	0.30~0.39
전체지지력	0.35~0.45	0.30~0.37	0.45~0.55	0.38~0.49

면지지력에서의 저항계수는 가장 작지만, 선단지지력에 있어서는 큰 값을 보이고 있다. 모든 경우에 있어서 Schmertmann방법의 저항계수는 모든 지지력에 대하여 항상 작은 것으로 나타나 전반적으로 지지력이 과다하게 산정됨을 알 수 있다.

이러한 결과를 종합하여 일반적 지반구조물의 신뢰수준에 해당하는 목표신뢰도지수 2.0~2.5를 기준으로 한 저항계수는 표 3과 같다.

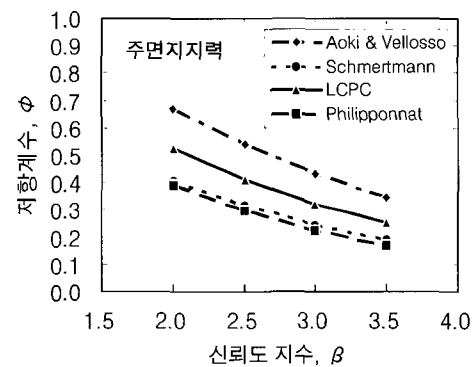
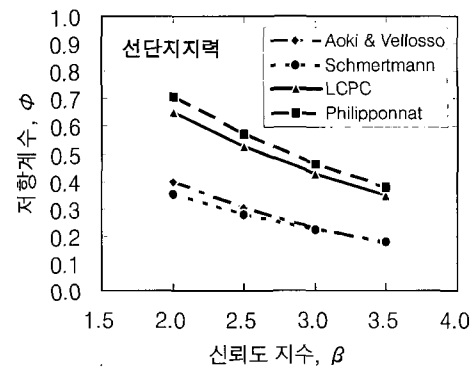
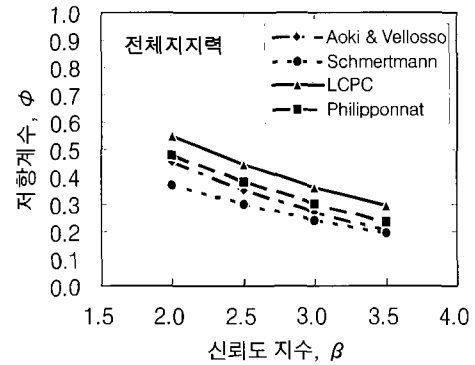


그림 5. 항타 말뚝의 신뢰도지수와 지지력에 대한 저항계수($Q_D/Q_L=4.0$ 기준)

5.2 비교 분석

AASHTO(1994)에서는 사질토지반에서 Schmertmann 방법을 통한 말뚝지지력 산정 시 전체지지력에 대한 저항계수로 0.55를 제시하고 있으며, 본 연구에서 도출된 저항계수의 범위와 대체로 유사한 것으로 나타났다. Yoon과 O'Neill(1997)은 Schmertmann의 방법에 있어 전체지지력에 대한 저항계수로 목표신뢰도지수가 2.5일 때, 0.65~0.70의 값을 산정하여 제시하였다. 이러한 결과는 본 연구의 결과인 0.30~0.37에 비하여 다소 큰 값을 나타내고 있으며, 이러한 결과의 원인으로 본 연구는 여러 다른 지역의 결과들을 포함하고 있으며, 말뚝재하시험 자체의 불확실성과 콘관입시험의 불확실성을 고려하여 전체적으로 증가된 변동계수의 적용에 기인한 것으로 판단된다.

그림 6은 각 CPT방법에 대한 선단, 주면 및 전체지지력의 각 요소에 대한 저항계수 산정결과를 도시한 것이다. 그림 6에서와 같이 Schmertmann방법을 제외한 모든 방법에서 전체지지력에 대한 저항계수는 선단 및 주면 지지력에 대한 저항계수의 범위 사이에 존재함을 알 수 있다. LCPC와 Philipponnat방법에서는 선단지지력에 대하여 큰 저항계수를 보이는 반면에, Aoki & Vellosso방법에서는 주면지지력에서 큰 저항계수가 나타내고 있

다. 그러나 Schmertmann방법은 그림 6에서 알 수 있듯이 세 가지 지지력요소에 대한 저항계수가 모두 유사한 것으로 나타났다. 이러한 결과는 앞서 도출된 각 방법에 따른 편향계수와 변동계수와 연관지을 수 있다. 즉, Schmertmann방법에서의 낮은 저항계수는 표 3에 나타난 Schmertmann방법의 작은 편향계수에 원인이 있고, Aoki & Vellosso방법에서 주면지지력에 대한 높은 저항계수는 높은 편향계수에 기인한 것이라고 판단된다. 반면에 높은 편향계수에도 불구하고 선단지지력에 대한 높은 변동계수가 선단지지력에 대하여 다소 낮은 저항계수를 유도하였다.

결론적으로 선단지지력에 대하여는 Philipponnat방법, 주면지지력에 대하여는 Aoki & Vellosso방법이 높은 저항계수를 보여주며, 전체지지력에서는 LCPC방법이 가장 높은 저항계수를 나타냄을 알 수 있다.

6. 요약 및 결론

합리적이고, 효율적인 설계 및 시공을 위하여 지반분야에서도 하중-저항계수 설계법(LRFD)의 적용이 증가되고 있으며, 본 논문에서는 항타 말뚝의 저항계수를 산정하였다. 기존 연구자들이 제안한 콘관입시험 결과를 통한 말뚝지지력 산정법을 활용하였고, 그 중 대표적인

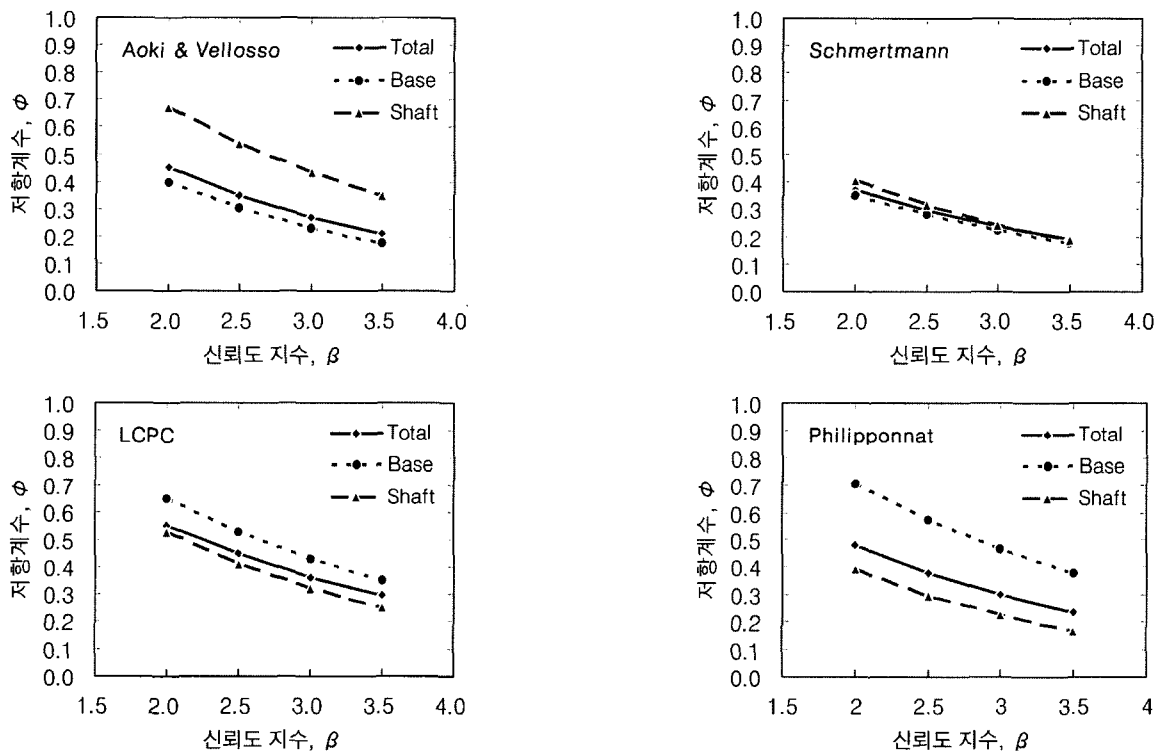


그림 6. 콘관입시험 방법에 따른 선단, 주면 및 전체지지력 저항계수($Q_D/Q_t = 4.0$ 기준)

Aoki & Vellosso, Schmertmann, LCPC 및 Philipponnat 방법을 적용하였다. 이를 통하여 말뚝의 전체지지력, 선단 및 주면지지력 등의 각 지지력 요소에 대한 개별적 저항계수를 산정하여 제시하였다. 본 연구에서 얻어진 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 저항계수 산정을 위해 저항의 확률분포를 고려한 신뢰성분석 이론(FOSM)을 적용하였으며, 단일 말뚝 저항계수는 목표신뢰도지수 2.0~2.5를 기준으로 제시하였다.
- (2) 8개의 다양한 지역에서 각각 수행된 말뚝재하시험 결과와 콘관입시험결과를 수집하여 각 지역의 저항에 대한 편향계수와 변동계수를 산정하고, 이를 종합하여 일반적인 값을 도출하였다.
- (3) 항타 말뚝의 목표신뢰도지수 2.0~2.5에서의 전체 지지력에 대한 저항계수로 Aoki & Vellosso방법에서 0.35~0.45, Schmertmann방법은 0.30~0.37, LCPC 방법은 0.45~0.55 그리고 Philipponnat방법에서는 0.38~0.49의 값을 도출할 수 있었다.
- (4) Aoki & Vellosso방법은 주면지지력에서, LCPC와 Philipponnat방법에서는 선단지지력에 대해 큰 저항계수를 보였고, 이상의 방법에 대한 전체지지력에 대한 저항계수는 각각의 선단 및 주면지지력의 저항계수 값 사이에 존재한다. 그러나 Schmertmann방법에서는 선단과 주면 및 전체지지력에 대하여 유사한 저항계수를 나타내었다.

참 고 문 헌

1. AASHTO (1994), *LRFD Bridge and Construction Specifications*, AASHTO, Washington, D.C.
2. Altaee, A., Fellenius, B. H., and Evgin, E. (1992), "Axial Load Transfer for Piles in Sand. I. Tests on an Instrumented Precast Pile", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.29, No.1, pp.11-20.
3. Aoki, N. and D. de Alencar (1975), "An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles", *Proc. 5th Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires.
4. Briaud, J. L., Tucker, L. M., and NG, E. (1989a), "Axially Loaded 5 Pile Group and Single Pile in Sand", *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ICSMFE, Rio de Janeiro, pp.1121-1124.
5. Briaud, J. L., Moore, B. H., and Mitchell, G. B. (1989b), "Analysis of Pile Loading Tests at Lock and Dam 26", *In ASCE Proceedings of the Foundation Engineering Congress: Current Principles and Practice*, Evanston, Ill. June 25-29, 1989, F. H. Kulhawy, ASCE, Geotechnical Special Publication 22, Vol.2, pp.925-942.
6. Bustamante, M. and L. Gianeselli (1982), "Pile Bearing Capacity Prediction by Means of Static Penetrometer CPT", *Proc. of 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, pp.493-500.
7. De Beer, E. (1988), "Different Behavior of Bored and Driven Piles", *Proceedings of the 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Van Impe, W. F., Ghent, Belgium, pp.47-82.
8. Eurocode 7 (1993), *Geotechnical Design Forth and Final Draft*, European Committee for Standardization, TC 250/SC7.
9. Hettler, A. (1993), "Probabilistic Approach and Partial Safety Factors for Driven Piles", *Proceedings of the International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering*, Copenhagen, May 26-28, Vol.1, pp.217-222.
10. Lee, J. H., R. Salgado, and Paik, K. H. (2003), "Estimation of Load Capacity of Pipe Piles in Sand Based on Cone Penetration Test Results", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.129, No.6, pp.391-403.
11. Kausoftas, D. C (2002), "High Capacity Piles in Very Dense Sands", *Proceedings of the International Deep Foundations Congress*, O'Neill, M. W, and Townsend, F. C, Orlando, February 14-16, Vol.1, pp.632-646.
12. Kay, J. N. (1993), "Probabilistic Design of Foundations and Earth Structures", *Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*, Li, K. S., and Lo, S. C. R., Balkema, Rotterdam, pp.95-115.
13. Kim, K. J. (2002), *Development of Resistance Factors for Axial Capacity of Driven Piles in North Carolina*, Ph D thesis, North Carolina State University, Raleigh, North Carolina.
14. Kulhawy, F. H and Trautman, C. H. (1996), "Estimation of In-Situ Test Uncertainty", *Uncertainty in the Geologic Environment: From Theory to Practice*. C. D. Shackelford, P. P. Nelson, M. J. S. Roth, eds. ASCE, pp.269-286.
15. Matsumoto, T., Kusakabe, O., Suzuki, M., and Shogaki, T. (1993), "Soil Parameter Selection for Serviceability Limit Design of a Pile Foundation in a Soft Rock", *Proceedings of the International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering*, Copenhagen, May 26-18, Vol.1, pp.1-12.
16. Murad Y, Abu Farsakh, and Titi, H. H. (2004), "Assessment of Direct Cone Penetration Test Methods for Predicting the Ultimate Capacity of Friction Driven Piles", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.130, No.9, pp.935-944.
17. Okahara, M., Kimura, Y., Ochiai, H., and Matsui, K. (1993), "Statistical Characteristics of Bearing Capacity of Single Pile", *Proceedings of the International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering*, Copenhagen, May 26-18, Vol.1, pp. 351-362.
18. Orchant, C. J., Kulhawy, F. H., and Trautmann, C. H. (1988), *Reliability-Based Foundation Design for Transmission Line Structures Volume 2: Critical Evaluation of In Situ Test Methods*, EL-5507 Final report, Report prepared by Cornell University for the Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.
19. Philipponnat, G. (1980), "Methode Prtique de Calcul d'un Pieu Isole a l'aide du Penetrometre Statique", *Revue Francaise de Geotechnique*, Vol.10, pp.55-64.
20. Schmertmann, J. H. (1978), *Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design*, U.S. Dept. of Transportation, FHWA-

TS-78-209.

21. Scott, B. (2002), "Development of Load and Resistance Factor Design Method for Shallow Foundations", Ph D thesis, Purdue University, West Lafayette, Indiana.
22. Van Impe, W., DeBeer, E. E., and Louisberg, E. (1988), "Prediction of Single Pile Bearing Capacity in Granular Soils from CPT Results", *Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing*, ISOPT-1, Specialty Session, Orlando, Fla, March20-24, 1988. pp.1-34.
23. Vesic, A. S. (1970), "Tests on Instrumented Piles, Ogeechee River Site", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.96, No.SM2, pp.561-584.
24. Withiam, 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, Fedral Highway Administration, Washington D.C.
25. Witzel, M. and Kempfert, H. J. (2005), "A Simple Approach to Predict the Load Settlement Behavior of Precast Driven Piles with due Consideration of the Driving Process", ASCE, *Geotechnical Special Publication*, No.17, May, pp.134-156.
26. 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.

(접수일자 2005. 9. 7, 심사완료일 2005. 12. 15)