

## 장대교량 타입말뚝에 대한 저항계수 산정

### Resistance Factor Calculation of Driven Piles of Long Span Bridges

김 동 욱<sup>1</sup> Kim, Dong-Wook

박 재 현<sup>2</sup> Park, Jae-Hyun

이 준 용<sup>3</sup> Lee, Joon-Yong

곽 기 석<sup>4</sup> Kwak, Ki-Seok

#### Abstract

Assessment of uncertainties of loads and resistances is prerequisite for the development of load and resistance factor design (LRFD). Many previous studies related to resistance factor calculations of piles were conducted for short or medium span bridges (span lengths less than 200m) reflecting the live load uncertainty for ordinary span bridges. In this study, by using a revised live load model and its uncertainty for long span bridges (span lengths longer than 200m and shorter than 1500m), resistance factors are recalibrated. For the estimation of nominal pile capacity (both base and shaft capacities), the Imperial College Pile (ICP) design method is used. For clayey and sandy foundation, uncertainty of resistance is assessed based on the ICP database. As long span bridges are typically considered as more important structures than short or medium span bridges, higher target reliability indices are assigned in the reliability analysis. Finally, resistance factors are calculated and proposed for the use of LRFD of driven piles for ordinary span and long span bridges.

#### 요 지

하중저항계수설계법(load and resistance factor design, LRFD)을 개발하기 위해서는 하중과 저항에 대한 신뢰성 있는 불확실성 평가가 필요하다. 기존의 말뚝기초 저항계수 산정에 관한 연구는 대부분 일반 교량에 대한 하중의 불확실성을 반영하였다. 본 연구에서는 경간장이 200m이상 300m이하인 교량과 300m이상 1500m이하인 장대 교량에 대하여 수정된 하중모델로부터 평가된 활하중 불확실성을 저항계수 산정에 반영하였다. 타입말뚝 저항을 예측하기 위하여 Imperial College Pile (ICP) 설계법을 사용하였고, 이 설계법을 적용하여 사질토 및 점성토 지반에 대한 타입 말뚝의 저항 불확실성을 평가하였다. 일반 교량에 비하여 장대교량의 경우 파괴시 발생하는 경제적, 인명적 손실이 크기 때문에 기존에 적용한 일반적인 목표신뢰수준을 더 높게 설정하였다. 장대교량에 해당하는 수정된 하중 및 목표신뢰수준에 대하여 산정된 저항계수와 기존에 일반 교량 기초에 대하여 제시된 저항계수를 비교 분석하였다.

**Keywords :** Long span bridge, Driven pile, Target reliability index, Live load uncertainty, LRFD

---

1 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 수석연구원 (Senior researcher, Geotech. Research Eng. Div., KICT, Tel: +82-31-910-0277, Fax: +82-31-910-0561, dwkim@kict.re.kr, 교신저자)

2 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 수석연구원 (Senior researcher, Geotech. Research Eng. Div., KICT)

3 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 박사후 연구원 (Post-doctoral researcher, Geotech. Research Eng. Div., KICT)

4 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 연구위원 (Research Fellow, Geotech. Research Eng. Div., KICT)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2013년 10월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서론

지반구조물의 설계에서도 전 세계적으로 기존의 허용응력설계법(working stress design, WSD)을 탈피하여 파괴확률에 근거한 하중저항계수설계법(load and resistance factor design, LRFD)의 도입을 시도하고 있다. 이를 위해서는 하중과 저항에 대한 불확실성을 정확히 평가하고 적절한 목표신뢰수준을 선정하여 정확도가 높은 신뢰성 분석을 수행하여야 한다. 지반 구조물의 경우, 하중의 불확실성 보다는 오랜 기간 동안 자연적으로 형성된 흙과 암반의 특성이 큰 변동성을 내포하고 있기 때문에 저항의 불확실성이 크다. 따라서, 경제적인 지반구조물의 설계를 위해서는 저항에 대한 불확실성 평가가 매우 중요하다.

저항의 불확실성을 정확하고 합리적으로 평가하기 위해서는 파괴시 물리적 현상을 잘 반영하는 합리적인 저항예측식을 개발 또는 적용해야 한다. 합리적인 저항예측식은 잘 관리된 다양한 현장에서 기준을 따라 수행한 하중 재하시험 결과를 바탕으로 구축된 데이터베이스에 근거하여 개발된다. 데이터베이스를 구성하는 각 현장에 대하여 저항예측식으로부터 공칭저항값을 산정하고 현장재하시험으로부터 저항값(파괴값)을 확인하여 측정저항값과 공칭저항값의 비에 대하여 통계분석을 바탕으로 저항의 불확실성을 분석하게 된다.

기존의 많은 연구자들이 다양한 지지력 공식에 대하여 타입말뚝의 저항에 대한 불확실성을 규명한 바 있다 (Paikowsky et al. 2004; Park et al. 2008; Kwak et al. 2010; Kim and Lee 2012). Yoon and O'Neil(1996), Titi et al.(2004), Kwak et al.(2010)은 다양한 목표신뢰도지수에 대하여 정재하시험을 바탕으로 저항계수를 산정하였다. Ochiai et al.(1994)는 매입말뚝에 대하여 표준관입시험 결과를 바탕으로 신뢰성 분석을 실시하였고, Misra et al.(2007)은 Monte Carlo simulation(MCS) 결과를 이용하여 현장타설말뚝에 대한 신뢰성 분석을 하였다. Salgado et al.(2011)은 현장타설말뚝과 타입말뚝에 대하여 MCS를 수행하여 그 결과를 바탕으로 저항계수를 제시하였다. McVay et al.(2002)은 미국 플로리다(Florida)주에 석회암 지반에 설치된 현장타설말뚝에 대하여 신뢰도를 평가하였다.

본 연구에서는 Imperial College Pile(ICP) 말뚝 설계법(Jardine et al. 2005)을 이용하여 타입말뚝을 설계할 경우 사용할 수 있는 저항계수를 제시하고자 한다. 이를

위해서 ICP 말뚝 설계법을 개발하면서 구축된 양질의 데이터베이스를 바탕으로 말뚝 저항에 대한 불확실성을 평가하였다. 기존의 일반 교량의 말뚝에 대한 신뢰성 분석에 사용되던 활하중(live load,  $Q_{LL}$ ) 예측 모델과 장대교량에 대한 활하중 예측 모델이 차이가 있어 수정된 활하중 모델 및 불확실성을 반영하여 저항계수를 새롭게 산정하였다. 이렇게 산정된 장대 교량의 기초인 말뚝에 대한 저항계수를 일반 교량의 말뚝 설계를 위해 제시된 기존의 저항계수와 비교하였다.

## 2. ICP 타입말뚝 LRFD 설계법

ICP 타입말뚝 설계법은 현장시험(in-situ test)인 콘관입시험(cone penetration test, CPT) 기반 설계법으로서, 점성토 및 사질토에 대한 단위선단지지력과 단위주면마찰력 공식들은 양질의 ICP 데이터베이스로부터 개발되었으며, 전 세계적으로 해상 및 육상에서 검증된 거친식들이다 (Jardine 1985; Lehane 1992; Chow 1997; Jardine et al. 2005).

타입말뚝의 총 지지력  $R_{ult}$ 은 선단지지력  $R_{b,ult}$ 과 주면마찰력  $R_{sL}$ 의 합으로 구해진다(Fig. 1).

$$R_{ult} = R_{b,ult} + R_{sL} = q_{b,ult} A_b + \sum_{i=1}^n q_{sL,i} A_{s,i} \quad (1)$$

여기서,  $q_{b,ult}$ 는 단위선단지지력이고  $A_b$ 는 유효선단면적이다.  $q_{sL,i}$ 와  $A_{s,i}$ 는 주면에 접하는  $i$ 번째 지층에 해당하는 단위주면마찰력과 주면면적이다.  $n$ 은 말뚝 주면부에 접하는 총 지층의 개수이다.

본 연구에서 사용된 ICP 설계법은 단위선단지지력  $q_{b,ult}$ 과 단위주면마찰력  $q_{sL}$ 을 콘선단관입지지력(cone tip resistance)의 함수로 다음 식들과 같이 제시하였다.

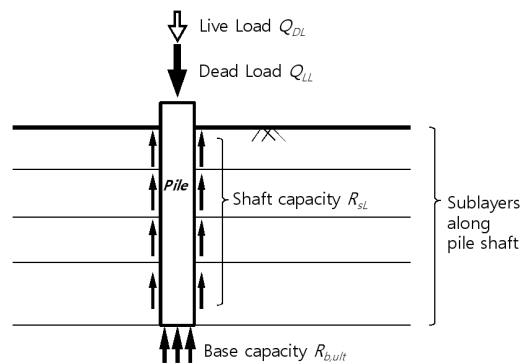


Fig. 1. Loads and resistances of a single pile

Table 1.  $\zeta$  factors for the calculation of unit base capacity with different pile types and foundation conditions (Jardine et al. 2005)

Foundation Type	Drainage Condition	Close-Ended Piles	Open-Ended Piles		H piles
			Fully Plugged	Unplugged	
Clay	Undrained	0.8	0.4	1	1.0
	Drained	1.3	0.65	1.6	1.6
Sand	Drained	$1-0.5\log(D_p/D_{CPT})$	$0.5-0.25\log(D_p/D_{CPT})$	1.0	1.0

where,  $D_p$  = outer pile diameter;  $D_{CPT}$  = diameter of cone

$$q_{b,ult} = \zeta q_{tb,avg} \quad (2)$$

여기서,  $\zeta$ 는 타입말뚝의 외경, 콘관입시험시 관입콘의 직경, 지반이 사질토 또는 점성토 여부, 타입말뚝 선단의 개단(open-ended) 또는 폐단(close-ended) 여부, 말뚝 선단이 개단일 경우 완전폐색(fully plugged) 또는 부분폐색(unplugged) 상태에 따라 다른 값을 부여한다. 이에 대한 자세한 값은 Table 1에 정리하였다.

점성토와 사질토에 대한 단위주면마찰력  $q_{sL}$ 은 각각 다음과 같다.

$$q_{sL} = 0.8 \left[ \left( 2.2 + 0.016 OCR - 0.870 \Delta I_{vy} \right) \times \left[ OCR^{0.42} \left\{ \max \left( \frac{h}{\sqrt{A_b/\pi}}, 8 \right) \right\}^{-0.20} \right] \right] \sigma'_v \tan \delta \quad (3)$$

여기서,  $\Delta I_{vy}$ 는 표준압밀시험 민감도 변수{Oedometer test sensitivity parameter =  $\log_{10}$ (점성토 민감도)},  $OCR$ 은 과압밀비,  $h$ 는 말뚝 선단으로부터 연직 거리,  $\sigma'_v$ 는 연직유효상재압력,  $\delta$ 는 말뚝주면과 점성토사이의 마찰각이다.

$$q_{sL} = \left[ 0.029 q_c \left( \frac{\sigma'_v}{p_A} \right)^{0.13} \left\{ \max \left( \frac{h}{\sqrt{A_b/\pi}}, 8 \right) \right\}^{-0.38} \right] \tan \delta_{cv} + 2G \frac{\Delta r}{\sqrt{A_b/\pi}} \quad (4)$$

여기서,  $p_A$ 는 기준압(=100 kPa),  $G$ 는 전단 강성( $=q_c(0.0203+0.00125\eta-1.216 \times 10^{-6}\eta^2)^{-1}$ ),  $\eta$ 은  $q_c(p_A \sigma'_{v0})^{-0.5}$ ,  $\delta_{cv}$ 는 말뚝주면과 사질토사이의 한계상태 마찰각(critical-state interface friction angle)이다.

위와 같이 결정된 총 말뚝 지지력(선단지지력 + 주면마찰력)과 설계하중을 비교하여 설계를 하게 된다. 기존의 허용응력설계법은 저항과 하중의 불확실성을 반영하기 보다는 경험적으로 결정된 일률적인 안전여유율

(안전율 = 3.0)을 이용하여 말뚝을 설계한다. 반면, 하중저항계수설계법(LRFD)의 경우에는 설계시방서에 제시된 저항계수와 하중계수를 이용하여, 저항계수( $RF$ )를 곱한 공칭저항( $R_n$ )이 하중계수( $LF_i$ )를 곱한 공칭하중( $Q_{i,n}$ )의 합을 비교하여, 다음 부등식과 같은 조건을 만족해야 한다.

$$(RF) R_n \geq \sum (LF_i) Q_{i,n} \quad (5)$$

신뢰성분석을 위해서는 하중 및 저항(지지력)의 확률밀도함수를 분석해야 한다. 이를 위해서, 하중과 저항의 종류를 파악하고 이들 하중 및 저항 종류별 불확실성(확률밀도함수)을 결정하여야 한다. 이렇게 결정된 확률밀도함수를 이용하여 총하중과 총저항의 분포를 구하고, 신뢰성 분석을 통하여 신뢰도지수(또는 파괴확률)을 구할 수 있다(Fig. 2). 저항계수는 신뢰성분석을 통하여 계산된 신뢰도지수가 목표신뢰도지수와 상이할 경우, 설계조건을 바꾸어 계산된 신뢰도지수가 목표신뢰도지수와 같아지도록 한다. 최종 신뢰성분석의 결과를 이용하여 저항계수를 산정할 수 있다. 즉, 저항계수를 이용하여 설계된 구조물은 LRFD 설계가 요구하는 최소한의 목표신뢰도지수를 만족하도록 하게 된다. 따라서 하중저항계수설계법은 파괴확률에 근거한 합리적인 설계법으로 간주된다.

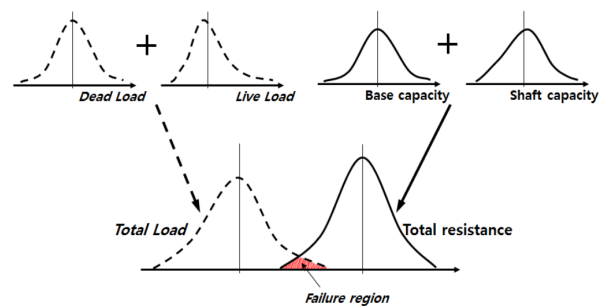


Fig. 2. Distributions of loads and resistances and reliability analysis concept

### 3. 목표신뢰도지수

신뢰도지수( $\beta$ )는 파괴확률( $p_f$ )과 직접적인 관련이 있는 지표이다. 신뢰도지수는 안전여유율( $M =$  총지력/총하중 또는  $M =$  총지력/총하중)의 분포가 있을 때 분포의 중심으로부터 극한한계상태까지의 거리( $d$ )를 분포의 평균값( $\mu_M$ )으로 나눈 값( $\beta = |d|/\mu_M$ )이다. 신뢰도지수가 높다는 것은 파괴확률이 낮다는 의미이다. 말뚝의 목표신뢰도지수는 구조물의 중요도와 말뚝의 여유성(redundancy)를 고려하여 합리적으로 선정되어야 한다(Paikowsky et al. 2004). Meyerhof(1970)는 구조물 기초의 적정 신뢰도지수는 3.0~3.6이 적정하다고 제시하였으며, Barker et al.(1991)은 타입말뚝에 대하여 적정 신뢰도지수를 2.5~3.0으로 평가하였다. Paikowsky et al.(2004)과 AASHTO(2010)에서는 단일말뚝 또는 개별 말뚝개수가 4개 이하인 무리말뚝에 대하여 목표신뢰도지수 3.0을 제시하였으며 개별말뚝이 5개 이상인 무리 말뚝에 대해서는 여유성이 큰 것으로 판단하여 목표신뢰도지수 2.33을 사용하도록 권장하였다.

본 연구의 경우 장대교량이 대상이므로 기존의 일반 교량보다 장대 교량의 구조물이 더욱 중요하다는 가정 하에 목표신뢰도지수를 결정하였다. 장대 교량의 경우 기존 AASHTO LRFD 교량 설계기준에서 제안하고 있는 설계수명인 75년보다 긴 설계수명과 높은 목표신뢰도지수를 부여하는 것이 합리적이다. 하지만 기존 연구로부터 제시된 활하중의 불확실성은 설계 수명 최대 75년에 대해서 제시된 값이다. 본 연구에서는 교량 설계수명을 늘리지는 못하였지만, 보다 높은 안전수준(낮은 파괴확률)을 근거로 장대교량 기초의 신뢰도지수를 산정하였다. 일반적으로 구조물의 연평균 파괴확률과 설계수명  $T$ 년에 대한 파괴확률은 다음 식과 같은 관계를 가

진다(Ang and Tang 1975).

$$p_{f,T} = 1 - (1 - p_{f,T=1})^T \quad (6)$$

여기서,  $p_{f,T}$  와  $p_{f,T=1}$ 는 각각이 설계수명  $T$ 년과 1년에 대한 구조물의 파괴확률이다. 또한, 안전여유율이 정규 분포를 따른다고 가정할 경우 파괴확률( $P_f$ )과 신뢰도지수( $\beta$ )는 관계 [ $P_f = \Phi(-\beta)$ ;  $\Phi(\cdot)$ =누적분포함수]로부터 임의의  $T$ 년 설계수명별 파괴확률과 신뢰도지수를 산정할 수 있다. 본 연구에서는 장대교량의 적정 설계수명을 최대 75년으로 가정하였으며 높은 수준의 목표신뢰도지수를 제시하기 위하여 등가 연평균 파괴확률  $p_{f,T=1}$ 를 기준으로 장대교량의  $p_{f,T=1}$ 이 일반교량의  $p_{f,T=1}$ 의 1/10이 되도록 장대교량의 목표신뢰도지수를 산정하였다. 일반교량의 경우, AASHTO(2010)에서 제시한 바와 같이 여유성 정도에 따라 목표신뢰도지수 2.33과 3.0을 적정 값으로 가정하였을 경우, 적정 장대교량 기초의 목표신뢰도지수는 3.1과 3.65가 도출되었다. 즉, 목표신뢰도지수 3.1의 경우 여유성이 큰 무리말뚝(푸팅 하부에 개별말뚝 개수가 5개 이상)으로 설계되는 일반적인 경우에 대응하고, 목표신뢰도지수 3.5의 경우 여유성이 크지 않은 무리말뚝이 또는 단일 말뚝이 설계에 대응된다. 일반 교량기초와 장대 교량 기초에 대한 설계수명별 목표파괴확률과 신뢰도지수를 비교하여 나타내면 Table 2와 같다.

Table 2에서 보는 바와 같이, 설계수명이 75년인 일반 교량 목표신뢰도 지수 2.33와 3.0에 대하여 등가 연평균 파괴확률로 환산할 경우  $1.33 \times 10^{-4}$ 와  $1.80 \times 10^{-5}$ 이고 장대교량의 등가 연평균 파괴확률은 각각 대략 1/10정도는  $1.29 \times 10^{-5}$ 와  $1.75 \times 10^{-6}$ 으로 계산되었다.

Table 2. Comparison of target reliability indices of short or medium bridges and long span bridges (Data of Case A are from AASHTO (2010))

Pile	Span Length (L)	Target Reliability Index and Annual Probability of Failure		
		$\beta_T$ for 75 Years of Service Life $\beta_{T=75}$	Average Annual Probability of Failure $p_{f,T=1}$	$\frac{p_{f,T=1} \text{ for Case A}}{p_{f,T=1} \text{ for Case B}}$
Single Pile or Pile Group with 4 or Fewer Component Piles	Case A: L < 200m	2.33	$1.33 \times 10^{-4}$	1/10
	Case B: 200m ≤ L ≤ 1500m	3.1 (3.0999)	$1.29 \times 10^{-5}$ ( $1.33 \times 10^{-5}$ )	
Pile Group with 5 or More Component Piles	Case A: L < 200m	3.0	$1.80 \times 10^{-5}$	1/10
	Case B: 200m ≤ L ≤ 1500m	3.65 (3.6424)	$1.75 \times 10^{-6}$ ( $1.08 \times 10^{-6}$ )	

#### 4. 하중 불확실성

하중의 불확실성을 평가할 때는 하중의 종류별로 구분해야 한다. 이는 하중의 종류에 따라 각 하중의 불확실성의 차가 크기 때문이다. 하중조합은 미국 AASHTO LRFD 교량설계시방서(2010)에서 제시한 하중조합 중 보수적 평가조건인 Strength Case I(풍하중을 고려하지 않고 일반 차량 기준으로 설계되는 교량에 대한 기본 하중 조합)의 경우를 적용하였고, 본 연구에서도 이를 적용하여 사하중과 활하중을 고려하였다.

##### 4.1 사하중 QDL

사하중은 주로 구조물의 자중으로 유발되는 하중으로서, 교량 상부의 재료에 좌우되지만 그 자중에 대한 예측에 있어 큰 불확실성이 없다. 따라서, 사하중의 불확실성은 교량의 경간장(L)에 따라 크게 변화하지 않는다고 가정할 수 있다. 본 연구에서는 기존의 일반 교량 기초 설계에 사용된 사하중의 불확실성을 장대 교량 기초 설계에 반영하였다. 기존 연구(Nowak 1999; AASHTO 2010; Kim and Lee 2012)에 의하면 사하중은 표준정규 분포를 따르고, 편향계수(bias factor = 평균값/공칭값)는 1.05이고 변동계수{coefficient of variation (COV) = 표준편차/평균값}은 0.10이다(Table 3).

##### 4.2 일반 교량의 활하중 QLL

일반교량의 활하중의 경우, 방대한 양의 교통량 및 하중 조사를 통하여 활하중 모델이 개발되었으며 이를 바탕으로 활하중 모델과 불확실성이 평가되었다(Nowak 1999). 그 결과로, 교량에 작용하는 활하중(교통하중)은 차선의 개수, 교량의 경간장(L)에 대한 함수인 것을 밝혀냈다. Nowak(1999)가 제시한 편향계수와 변동계수의 범위는 각각 0.6~1.2와 0.17~0.205이다. 이번 연구에서는 Nowak(1999)에서 제시한 활하중의 불확실성을 기

준으로 보수적으로 활하중이 대수 정규분포를 따르고 편향계수와 변동계수는 1.2와 0.205인 것으로 가정하였다(Table 3).

##### 4.3 장대 교량의 활하중 QLL

장대교량에서는 경간장 사이에 하중이 큰 트럭들이 동시에 발현할 확률이 높다. 따라서 활하중 모델도 수정이 필요하다. 이를 위하여 Lutomirska(2009)는 경간장이 200m~1500m인 교량을 대상으로 활하중 모델을 개발하였다. 장대교량의 활하중은 균등 분포(uniform distribution)를 따르며, 교량의 경간장이 200m~300m 범위에서는 편향계수가 1.25, 변동계수가 0.10이다. 경간장이 300m~1500m일 경우에는 편향계수와 변동계수가 각각 1.20과 0.08으로 보고되었다(Lutomirska 2009).

#### 5. 저항 통계특성

ICP 데이터베이스를 이용하여 저항의 통계특성을 분석하였다. 정밀한 현장재하시험에서 도출된 측정된 말뚝의 선단지지력과 주면마찰력을 ICP 설계법으로 계산된 선단지지력과 주면마찰력을 비교하였다. ICP 설계법에서는 말뚝의 지지력을 말뚝 머리의 침하가 말뚝 직경의 10%가 될 때의 선단지지력과 주면마찰력의 합으로 계산한다.

##### 5.1 선단지지력

ICP 데이터베이스에서 점성토지반에 선단이 존재하는 말뚝의 수는 31개이며, 이들을 이용하여 선단지지력의 통계특성을 분석하였다. 이 경우, 말뚝 선단이 지표나 해저면으로부터 3m~55m 깊이에 존재하였고, 말뚝 직경 범위는 0.1m~1.5m이다. 사질토의 선단지지력의 통계특성을 분석하기 위하여 총 48개의 현장데이터를 이용하였다. 말뚝 선단은 지표(해저면)으로부터 1.1m~

Table 3. Summary of statistical characteristics of dead and live loads

			Bias Factor	COV	Distribution Type	Reference	
Loads	$Q_{DL}$	Independent of span length	1.05	0.10	Normal	(AASHTO 2007, Nowak 1999)	
	$Q_{LL}$	Short or Medium Span	$L < 200m$	1.2	0.205	Lognormal	(AASHTO 2007, Nowak 1999)
			$200m \leq L < 300m$	1.25	0.10	Uniform	Lutomirska (2009)
		Long Span	$300m \leq L \leq 1,500m$	1.20	0.08	"	Lutomirska (2009)

Table 4. Summary of statistical characteristics of base and shaft capacities

		Bias Factor	COV	Distribution Type	Reference	
Resistances	$R_{b,ult}$	Clay	1.312	0.418	Lognormal	(Jardine et al. 2005, Kim and Lee 2012)
		Sand	1.02	0.204	"	(Jardine et al. 2005, Kim et al. 2011)
	$R_{sL}$	Clay	1.035	0.157	"	(Jardine et al. 2005, Kim and Lee 2012)
		Sand	1.17	0.290	"	(Jardine et al. 2005, Kim et al. 2011)

47m 깊이에 설치되었으며, 말뚝 직경은 0.07m~2.0m이다(Jardine et al. 2005). 점성토와 사질토에 대한 지지력 통계 특성은 Table 4와 같다.

### 5.2 주면마찰력

점성토지반에 근입된 말뚝의 경우에는, 말뚝 직경과 근입깊이 범위가 0.1m~1.5m와 3.0m~71m이다. 사질토의 주면마찰력의 통계특성을 분석하기 위하여 81개의 말뚝 시험으로부터 얻은 값들을 통계 분석하였다. 말뚝의 주면마찰력 산정에 사용된 말뚝의 직경 및 근입깊이 범위는 각각 0.1m~2.0m와 1.8m~47m이다. 느슨한 사질토(상대밀도 25%)에서부터 단단한 사질토(상대밀도 96%)까지 다양한 점성토의 주면마찰력의 불확실성을 규명하기 위해 사용된 현장재하시험 개수는 68개이다(Jardine et al. 2005). 사질토와 점성토 지반에 근입된 말뚝의 주면마찰력에 대한 통계 특성(편향계수, 변동계수, 분포형식)은 Table 4와 같다.

## 6. 저항계수 산정

저항계수의 산정을 위해서는 신뢰성 분석을 수행해야 한다. 앞서 구한 하중 및 저항의 불확실성을 반영하여 신뢰성분석으로 계산된 신뢰도지수(또는 파괴확률)가 목표신뢰도지수(또는 목표 파괴확률)와 같을 때까지 공칭 하중 및 저항(공칭 활하중/사하중 비  $Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$  또는 공칭 선단지지력/주면마찰력 비  $R_{b,ult,n}/R_{sL,n}$ )를 바꿔가며 신뢰성 분석을 하게 된다. 그 후, 신뢰성 분석을 통해 구해지는 가장 파괴확률이 높은 한계상태일 때의 하중 및 저항 값(파괴점)을 구하여, 결과적으로 저항계수를 산정하게 된다.

### 6.1 신뢰성 분석

신뢰성 분석은 신뢰도지수의 산정의 정확도에 따라 다양한 방법으로 수행할 수 있다. 기존 연구에서 지반구

조물에 대한 신뢰성 분석을 위해서 비교적 간단한 알고리즘을 통해 정확한 결과를 얻을 수 있는 일차신뢰도법(first-order reliability method, FORM)이 적용되었다(Rackwitz and Fiessler 1978; Low and Tang 2007; Park et al. 2012; Kim and Salgado 2012a, b). 일차신뢰도법(FORM)은 비정규분포를 보이는 설계변수를 표준정규분포로 변환하는 기법을 적용함으로써 불변성 결여의 문제(lack of invariance problem)를 해결하였고, 파괴면상의 한 점에서 한계상태함수를 선형 근사하여 설계변수의 표준정규분포 공간 원점으로부터 한계상태함수 파괴면까지의 최단거리를 신뢰도지수로 정의하여 신뢰도지수로서 한계상태함수의 신뢰성 또는 안전도를 정량화하는 방법이다(Huh et al. 2007). 이때, 신뢰도지수는 라그랑주(Lagrange) 승수기법 등을 이용한 반복법을 적용하여 계산상의 높은 효율성과 정확성을 확보하고 있다. 그리고 신뢰도지수에 영향을 미치는 각 확률변수의 민감도를 평가할 수 있고, 파괴점 확인이 가능한 장점 등으로 인해 신뢰성 평가 시 가장 많이 적용되고 있는 방법 중의 하나이다(Nowak 1999; Ayyub and Assakkaf 1999). 일차신뢰도법(FORM)에 대한 보다 상세한 내용은 Low and Tang(2007)에 자세히 기술되어 있다. 신뢰성 분석을 수행하여 계산된 신뢰도지수가 목표신뢰도지수와 일치할 때의 파괴점에 해당하는 각각의 하중 및 저항값( $Q_{DL,LS}$ ,  $Q_{LL,LS}$ ,  $R_{b,ult,LS}$ ,  $R_{sL,LS}$ )을 구하면 다음 식으로부터 저항계수를 산정할 수 있다.

$$RF = \left( \frac{R_{b,ult,LS} + R_{sL,LS}}{Q_{DL,LS} + Q_{LL,LS}} \right) \left( \frac{LF_{Q_{DL}} Q_{DL,n} + LF_{Q_{LL}} Q_{LL,n}}{R_{b,ult,n} + R_{sL,n}} \right) \quad (7)$$

여기서,  $LF_{Q_{DL}}$  과  $LF_{Q_{LL}}$  는 LRFD 시방서에 제시된 사하중과 활하중에 대한 하중계수이다.

장대 교량은 일반적으로 상부의 구조물이 크기 때문에 사하중 대 활하중 비가 일반교량에 비하여 크다( $Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ 가 작다). AASHTO(2010)에 따르면  $Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ 가 약 0.29 미만일 경우(또는 사하중 대 활하중 비 = 7이상

일 경우), Strength Case IV(지간장이 75m보다 크며 사  
 하중 대 활하중 비가 7 이상 조건으로 설계되는 교량에  
 대한 하중 조합)에 준하여 활하중을 무시할 수도 있다.  
 하지만 앞서 언급했듯이, 하중조합 중 보수적 평가조건  
 인 Strength Case I에 준하여 장대교량에 대해서는 다양  
 한  $Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$  (0, 0.15 0.30)를 가정하여 저항계수를 산  
 정하였다. 일반 교량의  $Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ 는 장대 교량에 비하  
 여 비교적 높다. 따라서  $Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ 를 0, 0.25, 0.5로 가정  
 하였다. ICP 데이터베이스에 근거하여 합리적인 공칭선  
 단지력 대 공칭주면마찰력의 비( $R_{b,ult,n}/R_{sL,n}$ )는 점성토  
 일 경우 0.1~2.0이며 사질토의 경우  $R_{b,ult,n}/R_{sL,n} = 0\sim$   
 10.0이다. 따라서 점성토의 경우  $R_{b,ult,n}/R_{sL,n} = 0.1, 1.0,$   
 2.0에 대하여, 사질토의 경우  $R_{b,ult,n}/R_{sL,n} = 1, 5, 10$ 에 대  
 하여 저항계수를 산정하였다(Tables 5~8). Tables 5~8  
 에서 제시된 저항계수 값 옆의 괄호 안의 값은 등가 안  
 전율이다.

주어진  $R_{b,ult,n}/R_{sL,n}$ 과  $Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ 에 대하여 저항계수는

목표신뢰도지수가 높을수록 낮다. 같은 목표신뢰도지수  
 에 대해서는  $R_{b,ult,n}/R_{sL,n}$ 가 증가할수록 저항계수가 낮아  
 진다. 하지만, 교량의 경간장에 따라 활하중의 불활실성  
 이 바뀌기 때문에  $Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ 가 저항계수에 미치는 영향  
 은 교량 경간장에 따라 달라진다. 일반교량( $L < 200m$ )과  
 장대교량( $L \geq 200m$ )의 경우,  $Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ 가 증가할수록  
 저항계수가 증가하는 것을 볼 수 있다. Tables 5~8에  
 제시된 저항계수에 대하여 등가안전율을 계산하여 저  
 항계수 옆에 괄호안에 제시하였다. 등가안전율(FS<sup>eq</sup>)은  
 계산된 신뢰도지수가 목표신뢰도지수와 같아질 때의  
 각 저항과 하중의 공칭값을 이용하여 다음의 식을 이용  
 하여 계산하였다.

$$FS = \frac{R_{b,ult,n} + R_{sL,n}}{Q_{DL,n} + Q_{LL,n}} \quad (8)$$

일반적으로 저항계수가 증가하면 등가안전율이 감소

Table 5. Resistance factors for driven piles for short or medium span length ( $L < 200m$ ) bridges in clays

$R_{b,ult,n}/R_{sL,n}$	Target Reliability Index $\beta_T = 2.33$			Target Reliability Index $\beta_T = 3.0$		
	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.25$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.5$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.25$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.5$
0.1	0.81 (1.53)	0.87 (1.54)	0.89 (1.58)	0.72 (1.72)	0.78 (1.72)	0.79 (1.78)
1.0	0.77 (1.61)	0.83 (1.62)	0.85 (1.66)	0.67 (1.84)	0.72 (1.85)	0.74 (1.91)
2.0	0.71 (1.74)	0.76 (1.76)	0.78 (1.80)	0.61 (2.04)	0.65 (2.06)	0.67 (2.11)

\*Values in parentheses ( ) are the equivalent factors of safety

Table 6. Resistance factors for driven piles for long span length ( $L \geq 200m$ ) bridges in clays

Span Length	$R_{b,ult,n}/R_{sL,n}$	Target Reliability Index $\beta_T = 3.1$			Target Reliability Index $\beta_T = 3.65$		
		$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.15$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.3$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.15$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.3$
200m~300m	0.1	0.72 (1.73)	0.79 (1.66)	0.83 (1.64)	0.66 (1.89)	0.72 (1.82)	0.75 (1.80)
	1.0	0.67 (1.86)	0.73 (1.79)	0.77 (1.77)	0.60 (2.08)	0.65 (2.00)	0.69 (1.97)
	2.0	0.60 (2.08)	0.65 (1.99)	0.69 (1.96)	0.53 (2.35)	0.58 (2.26)	0.61 (2.23)
300m~1500m	0.1	0.72 (1.73)	0.79 (1.65)	0.84 (1.62)	0.66 (1.89)	0.72 (1.81)	0.76 (1.78)
	1.0	0.67 (1.86)	0.73 (1.78)	0.78 (1.75)	0.60 (2.08)	0.66 (1.97)	0.69 (1.95)
	2.0	0.60 (2.08)	0.66 (1.99)	0.70 (1.95)	0.53 (2.35)	0.58 (2.25)	0.61 (2.21)

\*Values in parentheses ( ) are the equivalent factors of safety

Table 7. Resistance factors for driven piles for short or medium span length ( $L < 200m$ ) bridges in sands

$R_{b,ult,n}/R_{sL,n}$	Target Reliability Index $\beta_T = 2.33$			Target Reliability Index $\beta_T = 3.0$		
	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.25$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.5$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.25$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.5$
1	0.79 (1.57)	0.84 (1.60)	0.86 (1.64)	0.69 (1.79)	0.74 (1.81)	0.75 (1.87)
5	0.76 (1.62)	0.81 (1.65)	0.83 (1.69)	0.67 (1.85)	0.72 (1.88)	0.73 (1.93)
10	0.74 (1.67)	0.79 (1.70)	0.81 (1.75)	0.65 (1.92)	0.69 (1.94)	0.70 (2.00)

\*Values in parentheses ( ) are the equivalent factors of safety

Table 8. Resistance factors for driven piles for long span length ( $L \geq 200\text{m}$ ) bridges in sands

Span Length	$R_{b,ult,n}/R_{sL,n}$	Target Reliability Index $\beta_T = 3.1$			Target Reliability Index $\beta_T = 3.65$		
		$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.15$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.3$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.15$	$Q_{LL,n}/Q_{DL,n} = 0.3$
200m ~ 300m	1	0.68 (1.82)	0.74 (1.75)	0.78 (1.73)	0.61 (2.03)	0.67 (1.95)	0.71 (1.92)
	5	0.66 (1.88)	0.72 (1.81)	0.76 (1.79)	0.59 (2.09)	0.65 (2.01)	0.68 (1.98)
	10	0.64 (1.95)	0.69 (1.88)	0.73 (1.85)	0.57 (2.18)	0.62 (2.10)	0.66 (2.07)
300m ~ 1500m	1	0.68 (1.82)	0.75 (1.75)	0.79 (1.71)	0.61 (2.03)	0.67 (1.94)	0.71 (1.90)
	5	0.66 (1.88)	0.72 (1.80)	0.77 (1.77)	0.59 (2.09)	0.65 (2.00)	0.69 (1.97)
	10	0.64 (1.95)	0.70 (1.87)	0.74 (1.83)	0.57 (2.18)	0.63 (2.09)	0.66 (2.05)

\*Values in parentheses ( ) are the equivalent factors of safety

하게 될 것 같지만, 장대교량의 경우  $Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$ 가 증가할수록 저항계수는 증가하는 반면 등가안전율은 감소하는 것을 확인할 수 있다. 이러한 경향은, 저항계수 및 등가안전율이 하중 및 저항의 편향계수, 변동계수, 분포형태에 따라 복잡한 과정을 거쳐 결정되는데,  $R_{b,ult}$ ,  $R_{sL,n}$ ,  $Q_{LL,n}$ ,  $Q_{DL,n}$  모두 다른 편향계수, 변동계수 분포형태의 조합을 가지고 있기 때문에 발생한다. 결과적으로 볼 때 합리적인 목표신뢰도지수,  $R_{b,ult,n}/R_{sL,n}$ ,  $Q_{LL,n}/Q_{DL,n}$  범위에서 저항계수는 점성토 지반에 설치된 일반교량과 장대교량 기초의 저항계수는 각각 대략 0.61~0.89(등가안전율  $FS^{eq} = 1.53 \sim 2.11$ )와 0.53~0.84( $FS^{eq} = 1.62 \sim 2.35$ )의 범위이고, 사질토 지반에서의 일반 및 장대 교량 경위의 저항계수는 0.65~0.86( $FS^{eq} = 1.57 \sim 2.00$ )과 0.57~0.79( $FS^{eq} = 1.71 \sim 2.18$ )이다. 각 경우의 등가안전율( $FS^{eq} = 1.53 \sim 2.35$ )이 모두 일반적인 말뚝설계에 사용되는 안전율인 3.0 보다 작은 값을 가진다. 즉, Tables 5~8에서 주어진 저항계수로 LRFD 설계를 하면 기존의 허용응력설계법보다 경제적인 설계가 가능하다.

## 7. 결론

최근 지반구조물에 대해서도 허용응력설계법을 탈피하여 신뢰성기반 설계법으로 전환하려는 노력이 전세계적으로 이루어지고 있다. 본 연구에서는 비교적 신뢰성 있는 많은 자료의 데이터베이스를 구축하고 있는 Imperial College Pile 설계법을 이용하여 교량 경간장이 200m이내인 일반교량과 경간장이 200m이상 1500m이 하인 장대교량에 대하여 저항계수를 산정하였다. 이를 위해서 장대교량의 하중모델로부터 구해진 수정된 활하중의 불확실성을 반영하였다. 또한, 장대교량구조물이 일반교량구조물보다 더 중요한 구조물로 간주되기 때문에 더 높은 목표신뢰도지수를 제시하였다. 그 결과,

말뚝의 여유성 정도, 지반조건, 활하중 대 사하중 비, 선단지력 대 주면마찰력 비에 따라 차이는 있지만, 일반 교량의 저항계수가 0.61~0.89이고 장대교량에 대해서는 0.53~0.84로 계산되었다. 또한, 등가안전율이 일반 교량의 경우 1.53~2.11, 장대교량의 경우 1.62~2.35이며, 이는 일반 말뚝에 사용되는 안전율보다 작은 값이기 때문에 어느 정도 경제적인 설계법이라고 할 수 있다. 허용응력설계법은 다양한 말뚝 설계법에 대해서도 동일한 안전율을 제안하여 편리한 반면, 하중저항계수설계법(LRFD)은 각각의 설계법 마다 신뢰성 분석을 통하여 저항계수를 산정해야 하는 단점이 있다. 하지만, 합리적인 하중 및 저항에 대한 불확실성 분석과 정교한 신뢰성분석을 수행하여 저항계수를 산정할 경우, 안전성과 경제성을 모두 만족하는 최적설계가 가능하다. 따라서, 앞으로 지반조사의 체계화, 합리적인 말뚝 설계법 개발, 각 설계법에 맞는 저항계수 산정 등 많은 연구가 필요하다.

## 감사의 글

본 연구는 국토해양부 R&D 연구과제 “표준화를 위한 구조물기초 설계기준의 정비방안 연구”의 연구비 지원에 의해 수행되었으며 이에 감사드립니다.

## 참고 문헌

1. AASHTO (2010) *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Fifth Edition*. American Association of State Highway and Transportation Official, Washington DC.
2. Ang, A. H. -S. and Tang, W. H. (1975), *Probability Concepts in Engineering Planning and Design*, Vol. I, Basic Principles, John Wiley & Sons, New York.
3. 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.
4. 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.
  5. Chow, F. C. (1997), *Investigations into Displacement Pile Behaviour for Offshore Foundations*, Ph.D thesis, Imperial College, London.
  6. Huh, J., Park, J. H., Kim, K. J., Lee, J. H., and Kwak, K. (2007). "Reliability Estimation of Static Design Methods for Driven Steel Pipe Piles in Korea", *Journal of Korean Geotechnical Society*, Vol.23, No.12, pp.61-73 (in Korean).
  7. Jardine, R. J. (1985), *Investigations of Pile-Soil Behaviour, with Special Reference to the Foundations of Offshore Structures*, Ph.D thesis, Imperial College, London.
  8. Jardine, R. J., Chow, F. C., Overy, R. F., and Standing, J. R. (2005), *ICP design methods for driven piles in sand and clays*, London: Thomas Telford.
  9. Kim, D. and Salgado, R. (2012a). "Load and Resistance Factors for External Stability Checks of Mechanically Stabilized Earth Walls", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.138, No.3, pp.241-251.
  10. Kim, D. and Salgado, R. (2012b). "Load and Resistance Factors for Internal Stability Checks of Mechanically Stabilized Earth Walls", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.138, No.8, pp.910-921.
  11. Kim, D. and Lee, J. (2012). "Resistance Factor Contour Plot for LRFD of Axially-Loaded Driven Piles in Clays", *Computers and Geotechnics*, Vol.44, pp.9-19.
  12. Kwak, K., Kim, K. J., Huh, J., Lee, J. H., and Park, J. H. (2010), "Reliability Based Calibration of Resistance Factors for Static Bearing Capacity of Driven Steel Pipe Piles", *Canadian Geotechnical journal*, Vol.47, pp.528-538.
  13. Lehane, B. M. (1992), *Experimental Investigations of Pile Behaviour Using Instrumented Field Piles*, Ph.D thesis, Imperial College, London.
  14. Low, B. K. and Tang, W. H. (2007), "Efficient Spreadsheet Algorithm for First-Order Reliability Method", *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol.133, No.12, pp.1378-1387.
  15. Lutomirska, M. (2009), *Live Load Models for Long Span Bridges*, Ph.D thesis, University of Nebraska, Lincoln.
  16. McVay, M. C., Birgisson, B., Nguyen, T., Kuo, C. L. (2002), "Uncertainty in Load and Resistance Factor Design Phi Factors for Driven Prestressed Concrete Piles", *Transportation Research Record*, No. 1808, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp.99-107.
  17. Meyerhof, G. G. (1970), "Safety Factors in Soil Mechanics", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.7, No.4, pp.349-355.
  18. Misra, A., Roberts, L. A., Oberoi, R., and Chen, C. -H. (2007), "Unertainty analysis of micropile pullout based upon load test results", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.133, No.8, pp.1017-1025.
  19. Nowak, A. S. (1999), *Calibration of LRFD Bridge Design Code*, NCHRP Report 368. Washington D.C., Transportation Research Board.
  20. Ochiai, H., Li, X., Otani J., and Matsui, K. (1994), "Reliability of Vertical Bearing Resistance of Bored Friction Piles", *Memoirs of the Faculty of Engineering*, Kyushu University, Vol.54, No.1, pp.1-24.
  21. Paikowsky, S. G., Birgisson, B., McVay, M. C., Nguyen, T., Kuo, C. L., Baecher, G., Ayyab, B., Stenersen, K., O'Malley, K., Chernauskas, L., and O'Neill, M. (2004), *Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations*, NCHRP Report 507, Transportation Research Board, Washington, D.C.
  22. Park, J. H., Huh, J., Kim, M. M., and Kwak, K. (2008), "Resistance Factors of Driven Steel Pipe Piles for LRFD Design in Korea", *Journal of Korean Society of Civil Engineering*, Vol.28, No.6C, pp.367-377 (in Korean).
  23. Park, J. H., Kim, D., and Chung, C. K. (2012). "Implementation of Bayesian theory on LRFD of axially loaded driven piles", *Computers and Geotechnics*, Vol.42, pp.73-80.
  24. Rackwitz, R. and Fiessler, B. (1978). "Structural Reliability Under Combined Random Load Sequences," *Computers and Structures*, Vol.9, pp.489-494.
  25. Salgado, R., Woo, S. I., and Kim, D. (2011). *Development of Load and Resistance Factor Design for Ultimate and Serviceability Limit States of Transportation Structure Foundations*, FHWA/IN/JTRP-2009/24.
  26. Titi, H. H., Mahamid, M., Abu-Farsakh, M. Y., and Elias, M. (2004), "Evaluation of CPT Methods for Load and Resistance Factor Design of Driven Piles." *Proc Geo-Trans 2004, Geotech Eng Trans Proj*, GSP, Vol.126, pp.687-696.
  27. Yoon, G. L. and O'Neill, M. W. (1996), "Design Model Bias Factors for Driven Piles from Experiments at NGES-UH," *Geotechnical Special Publication*, Vol.58, pp.761-773.

(접수일자 2013. 4. 1, 심사완료일 2013. 4. 9)