# 하한지지력이 현장타설말뚝의 저항계수에 미치는 영향

# Effects of Lower-Bound Resistances on Resistance Factors Calibration for Drilled Shafts

김 석 중¹ Kim, Seok-Jung

박 재 현<sup>2</sup> Park, Jae-Hyun

김 명 모³ Kim, Myoung-Mo

#### Abstract

Load and Resistance Factor Design (LRFD) is one of the limit state design methods, and has been used worldwide, especially in North America. Also, the study for LRFD has been actively conducted in Korea. However, the data for LRFD in Korea were not sufficient, so resistance factors suggested by AASTTO have been used for the design in Korea. But the resistance factors suggested by AASHTO represent the characteristics of bedrocks defined in the US, therefore, it is necessary to determine the resistance factors for designs in Korea, which can reflect the characteristics of bedrocks in Korea. Also, the calculated probabilities of failure from conventional reliability analyses which commonly use log-normal distribution are not realistic because of the lower tail that can be extended to zero. Therefore, it is necessary to calibrate the resistance factors considering the lower-bound resistance. Thus, this study calculates the resistance factors using thirteen sets of drilled shaft load test results, and then calibrates the resistance factors considering the lower-bound resistance corresponding to a target reliability index of 3.0. As a result, resistance factors from conventional reliability analyses were determined in the range of 0.13-0.32 for the shaft resistance, and 0.19-0.29 for the base resistance, respectively. Also, the lower bounds of resistance were determined based on the Hoek-Brown failure criteria (2002) and GSI downgrading. Considering the lower-bound resistances, resistance factors increased by  $0 \sim 8\%$  for the shaft, and  $0 \sim 13\%$  for the base, respectively.

#### 요 지

한계상태설계법의 하나인 하중저항계수설계법의 이용이 북미를 중심으로 점차 확산되고 있는 가운데, 국내에서도 이에 대한 연구가 활발하게 진행되고 있다. 하지만, 국내에서는 자료가 충분히 확보되지 못하여 기초구조물의 설계에 AASHTO에서 제안한 저항계수를 설계에 이용하고 있다. AASHTO에서 제안하고 있는 저항계수는 북미에 보편적으로 존재하는 암반조건을 이용하여 결정된 저항계수로서, 국내지반에 적합한 저항계수를 독자적으로 개발할 필요가 있다. 또한, 기존의 신뢰성 분석 기법에서는 하중저항계수를 결정할 때, 저항의 최소값을 0으로 가정하는 일반적인 대수정규 분포를 이용하기 때문에, 이로부터 산정한 파괴확률은 비현실적이라고 알려져 있다. 따라서, 이를 개선하기 위하여

This is an Open-Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License (http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

<sup>1</sup> 정회원, 수성엔지니어링 기술연구소 대리 (Member, Assistant Manager, Technology R&D Institute, Soosung Engineering Co., Ltd.)

<sup>2</sup> 정회원, 한국건설기술연구원 연구위원 (Member, Research Fellow, Geotechnical Engineering Research Div. Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology)

<sup>3</sup> 정회원, (주)EPS 엔지니어링 (Member, EPS Engineering, Tel: +82-10-6247-7348, Fax: +82-31-8040-2927, geotech@.snu.ac.kr, Corresponding author, 교신저자)

<sup>\*</sup> 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2015년 5월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

저항계수를 산정할 때 저항의 하한값이 0이 아닌, 현실적으로 의미가 있는 하한지지력을 이용하는 방법이 최근에 고안되었다. 따라서, 본 연구에서는 국내에서 수행된 현장타설말뚝 13본에 대한 재하시험자료를 면밀히 분석하여 저항계수를 산정한 다음, 현실성 있는 하한지지력을 산정하여 저항계수 값을 보정하였다. 그 결과, 목표신뢰도지수가 3.0일때, 기존의 신뢰성 분석 기법으로부터 산정된 주면저항계수와 선단저항계수는 각각 0.13-0.32, 0.19-0.29 이었으며, 하한지지력을 보정하여 구한 주면저항계수와 선단저항계수는 Carter & Kulhawy 공식의 경우 각각 8%와 13% 증가하였다.

**Keywords :** Load Resistance Factor Design (LRFD), Resistance factor, Drilled shaft, Lower-bound resistance, Hoek-Brown, GSI downgrading

## 1. 서 론

전세계적으로 현장타설말뚝의 설계시 기존의 허용응력설계법 대신 한계상태설계법의 하나인하중저항계수설계법(Load Resistance Factor Design, LRFD)이 널리이용되고 있다. 하중저항계수설계법은 신뢰성 분석에기반하여 파괴확률을 정량적으로 판단할 수 있기 때문에 일관된 신뢰도로 설계를 할 수 있다는 장점을 가지고있다. 이러한 추세에 맞추어 미국의 AASHTO에서는 현장타설말뚝의 주면지지력과 선단지지력에 대한 저항계수를 제안하여 설계시 적용하고 있다.

국내에서도 하중저항계수설계법에 대한 연구가 활발하게 진행되고 있으나, 현재로는 재하시험 데이터가 충분히 확보되지 못하여, 국내의 설계에 독자적인 저항계수를 적용할 수는 없는 추세이다. 따라서, 국내의 현장타설말뚝 설계에 AASHTO에서 제안한 저항계수를 이용하는 추세인데, AASHTO에서 제안하고 있는 저항계수는 북미에 보편적으로 존재하는 암반에 적합하게 제안된 값으로, 기반암의 풍화가 발달한 국내 지반에 적합한 저항계수를 독자적으로 개발할 필요가 있다. 국내의

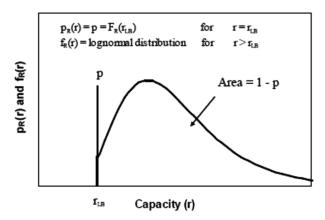


Fig. 1. Probability distribution for resistance considering lower-bound resistance (Najjar, 2005)

경우 대표적 암종인 화강암 및 편마암의 경우 암반 강도 기준으로는 보통암이나 경암에 해당하지만, 암반이 근입되는 기반암의 상부에서 절리나 풍화가 발달되어 있기 때문에 풍화암이나 연암으로 분류되는 경우가 대부분이다. 따라서, 한국건설기술연구원(2008)은 국내에서수행된 재하시험자료를 바탕으로 현장타설말뚝의 전체지지력에 대한 저항계수를 제안한 바 있다.

또한, 하중저항계수를 결정할 때, 일반적인 신뢰성 분석 기법에서는 저항의 최소값을 0까지가정하여 확률분포를 끝단이 0으로 수렴하는 일반적인 대수정규분포로이용한다. 하지만, 말뚝의 지지력이 0으로 수렴하는 경우는 현실적으로 존재하지 않기 때문에, 저항의 분포가0으로 수렴하는 확률분포는 비현실적이고 매우 보수적인 설계를 유발한다. 이를 개선하기 위하여 Najjar(2005)의 연구에서는 말뚝의 저항분포를 0으로 수렴하는 일반적인 대수정규분포가 아닌 Fig. 1과 같이 말뚝 지지력의하한지지력을 고려한 확률분포로 고려하여 항타강관말뚝의 저항계수를 보정한 바 있다.

따라서, 본 연구에서는 현장타설말뚝에 대한 합리적 인 하중저항계수설계를 위하여 국내 지반특성을 고려 하고 지지력의 하한값을 반영한 저항계수를 제시하였 다. 먼저, 국내에서 수행된 13본의 현장타설말뚝 재하시 험 자료를 수집, 분석하여 일반적인 방법으로 주면지지 력과 선단지지력에 대한 저항계수를 각각 산정한 다음, Hoek-Brown 파괴기준과 GSI 감소를 통하여 각 지지력 의 하한값을 산정한 뒤 이를 고려하여 저항계수를 보정 하였다.

# 2. 재하시험 자료 분석

## 2.1 재하시험 자료

본 연구에서는 국내에서 수행된 현장타설말뚝의 재

하시험 자료를 수집하여 연구를 수행하였다. 주면지지 력과 선단지지력을 보다 정확히 산정하기 위하여, 시험 말뚝에 변형률계가 설치되어 하중전이분석이 가능한 현 장타설말뚝의 양방향 재하시험 자료를 주로 수집하였 으며, 총 13본의 현장타설말뚝 양방향 재하시험 자료를 확보하였다. 시험말뚝의 제원과 지반조사 결과를 Table 1에 정리하였다. 대부분의 말뚝은 연암 또는 풍화암에 근입되었으며, 일축압축시험과 점하중 시험으로부터 기 반암의 일축압축강도를 측정하였다. 또한 RQD와 TCR 등 지반조사 결과 역시 정리하였다.

#### 2.2 재하시험 자료의 분석

재하시험 자료를 바탕으로 하중전이분석을 수행하여 현장타설말뚝의 측정지지력을 산정한다. 본 연구에서는 보다 정확한 지지력 산정을 위하여 하중전이분석시 탄성계수에 대한 보정을 수행하였다.

주면지지력과 선단지지지력을 산정하기 위하여, 변형률계로부터 측정된 변형률에 탄성계수를 곱하는 방식으로 축하중을 산정한 후 하중전이분석을 수행하여 측정 주면지지력과 선단지지력을 산정한다. 일반적인 하중전이분석에서는 현장타설말뚝의 탄성계수를 일관된 값을 적용하여 축하중을 산정한다. 하지만 Fellenius (1989)의 연구에 따르면 Fig. 2와 같이 말뚝에 가해지는 하중이 증가함에 따라 응력-변형률 거동이 비선형성을 띄며, 따라서 말뚝의 탄성계수 역시 감소하게 된다. 따라서 본 연구에서는 재하하중의 증가에 따른 탄성계수의 감소를 반영하여 하중전이 분석을 수행하였다. Fig. 3에 TP 1에서의 탄성계수 보정 결과를 예시로 제시하였다.

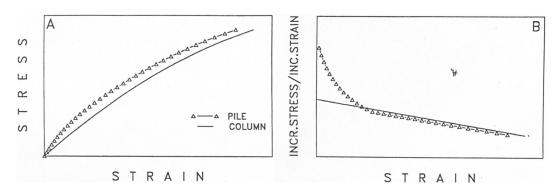


Fig. 2. Typical stress-strain relationship from load tests on a concrete pile (Fellenius, 1989)

Table 1. Test pile profile and site investigation results

	Pile length (m)	Embedded depth (m)	Pile diameter (m)	Rock type	Weathering degree <sup>1)</sup>	Load (ton)	Unconfined strength (MPa)	RQD (%)	TCR (%)
TP 1	18.96	38.96	2.35		WR + SR	10,750	3.1~19.8	0~13	54~100
TP 2	20.61	36.21	1.85	Gneiss	WR + SR	5,000	10.2~25.4	22~78	53~100
TP 3	9.11	33.41	1.35	& Schist	WR + SR	4,500	5.6~25.0	25~72	80~100
TP 4	35.38	36.38	1.85		WR + SR	3,750	1.8~8.7	4~35	30~100
TP 5	40.14	55.42	3	Distite sussite	WR + SR	21,000	30.4~194	0~68	51~100
TP 6	44.10	56.60	2.4	Biotite granite	WR	17,000	5~14	0~36	20~100
TP 7	45.10	51.20	2.4	Biotite granite & Pegmatite	WR + SR	12,000	44~47	0~42	90~100
TP 8	40.01	52.26	2.4	Pegmatite, Gneiss & Aplite	WR + SR	9,000	1~192	0~55	30~100
TP 9	33.5	33.5	1.5		WR	1,950	71.4~87.2	_	-
TP 10	13.5	13.5	1.0		WR(HW)	1,800	38	0	50
TP 11	13.5	13.5	1.0	Gneiss	WR(CW)	1,800	38	0	100
TP 12	13.5	13.5	1.0		WR(MW)	1,800	38	18~42	100
TP 13	13.5	13.5	1.0		WR(MW)	1,800	38	23~61	100

<sup>1)</sup> WR: Weathered Rock, SR: Soft Rock, CW: Completely Weathered, HW: Highly Weathered, MW: Moderately Weathered

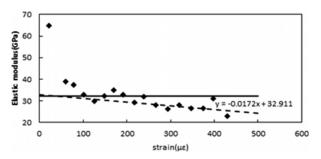


Fig. 3. Calibrated elastic modulus of TP 1

# 3. 저항계수 산정

저항계수를 산정하기 위해서 재하시험 자료를 분석 하여 측정지지력을 산정하고, 지지력 공식을 이용하여 예측지지지력을 산정한 후, 저항의 통계적 특성을 산정 하였다. 산정한 저항의 통계적 특성과 하중의 통계적 특 성을 이용해서 신뢰성분석을 수행하여 목표신뢰도지수 를 결정한 후, 저항계수를 산정하였다.

#### 3.1 측정지지력 산정

측정 주면지지력과 측정 선단지지력은 재하시험 자

료를 분석하여 산정하며, 변형률과 앞서 Fig. 3에서와 같이 보정한 탄성계수를 적용하여 하중전이 분석을 수행함으로써 주면지지력-변위곡선(f-w 곡선)과 선단지지력-변위곡선(q-w 곡선)을 구하여 주면지지력과 선단지지력을 산정한다. O'Neill & Reese(1999)의 연구에 따르면 극한 주면지지력은 f-w 곡선에서 말뚝직경의 1%에 해당하는 변위가 발생할 때, 극한 선단지지력은 q-w 곡선에서 말뚝직경의 5%에 해당하는 변위가 발생할 때의 값으로 제안하고 있다. 따라서 본 연구에서는 각 시험말뚝에서의 f-w 곡선과 q-w 곡선을 작도한 후, 극한지지력을 측정지지력으로 산정하였으며, 만약 f-w 곡선과 q-w 곡선에서 극한값이 관찰되지 않은 경우 정성준(2010)의연구에 따라 쌍곡선 함수로 외삽을 수행한 후 측정지지력을 산정하였다. Fig. 4에 TP 1에서의 측정 주면지지력과 선단지지력 산정법에 대한 예시를 나타내었다.

#### 3.2 예측지지력 계산

예측 지지력은 지반조사로부터 얻을 수 있는 암반 물 성치를 이용하여 지지력 공식에 적용하여 계산한다. 본 연구에서는 무결암의 일축압축강도를 이용하는 지지력

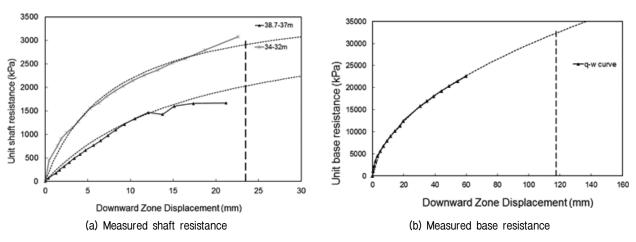


Fig. 4. Example of determination of ultimate shaft and base resistance at TP 1

Table 2. Bearing capacity equations for predicted shaft resistance

Resistance component	Design method	Bearing capacity equation	Parameter
	Carter & Kulhawy (1988)	$f_s = 6.47 \sqrt{q_u}  (kPa)$	qu: Unconfined compressive strength of rock core (kPa)
Shaft	Horvath & Kenney (1979)	$f_s = 6.88\sqrt{q_u}(kPa)$	qu: Unconfined compressive strength of rock core (kPa)
Resistance	FHWA (1999)	$f_s = 0.65 \times p_a [q_u/p_a]^{0.5} (kPa)$	p <sub>a</sub> : atmospheric pressure = 101 kPa q <sub>u</sub> : Unconfined compressive strength of rock core (kPa)
	Rowe & Armitage (1987)	$f_s = 14.89 \sqrt{q_u}  (kPa)$	q <sub>u</sub> : Unconfined compressive strength of rock core (kPa)

공식을 이용하는 지지력공식을 적용하였으며, 주면지지 력은 Carter & Kulhawy(1988), Horvath & Kenny(1979), FHWA(1999), 그리고 Rowe & Armitage(1987) 등의 4가지지력 공식을 적용하였고, 선단지지력은 Carter & Kulhawy(1988), FHWA(1999), 그리고 Zhang & Einstein (1998) 등 3가지 지지력 공식을 적용하였다. Table 2와 Table 3에 사용한 주면지지력 공식과 선단지지력 공식을 정리하였다.

# 3.3 저항 및 하중의 통계적 특성 산정

앞서 산정한 측정지지력과 예측지지력을 이용하여 저항의 통계적 특성을 산정한다. 예측지지력에 대한 주 면지지력의 비로 정의할 수 있는 저항편향계수는 지반 의 불확실성, 설계 및 지지력 공식의 불확실성 등 지지 력의 불확실성에 대한 지표로 사용된다. 본 연구에서는 3.1절에서 산정한 측정지지력과 각 지지력 공식을 이용 하여 산정한 예측지지력을 이용하여 저항편향계수의 평균과 표준편차 그리고 변동계수를 산정하여 저항의 통계적 특성을 결정하였다. Table 4에 주면지지력 및 선 단지지력에 대한 저항의 통계적 특성을 정리하였다.

하중의 통계적 특성은 저항의 통계적 특성에 비해서 상대적으로 변동성이 적다고 알려져 있다. 따라서 본 연구에서는 AASHTO LRFD(2010)에서 제안하고 있는 하중조합 중 연직하중을 받는 말뚝의 저항계수 보정에 가장 보수적인 결과를 도출한다고 알려져 있으며, 일반적인 교량설계에 적용되는 하중조합 Strength Case I의 하중의 통계적 특성을 적용하여 신뢰성 분석에 적용하였다. Table 5에 하중의 통계적 특성을 정리하였다.

## 3.4 목표신뢰도지수 및 저항계수 산정

현재 국내의 현장타설말뚝 설계법이 허용응력설계법 에서 하중저항계수설계법으로 변화하고 있기 때문에,

Table 3. Bearing capacity equations for predicted base resistance

Resistance component	Design method	Bearing capacity equation	Parameter
	Carter & Kulhawy (1988)	$q_b = [s^{0.5} + (m \cdot s^{0.5} + s)^{0.5}]q_u \text{ (MPa)}$	m,s: mass properties qu: Unconfined compressive strength of rock core (MPa)
Base Resistance	FHWA (1999)	$\mathbf{q}_{\mathrm{b}} = 3 \mathbf{K}_{\mathrm{SD}} \theta \mathbf{q}_{\mathrm{u}} \left( \mathbf{MPa} \right)$	$\begin{array}{lll} K_{SD} : & Emperical \ factor \\ \theta & : Depth \ factor \\ q_u & : Unconfined \ compressive \ strength \ of \ rock \ core \ (MPa) \end{array}$
	Zhang & Einstein (1998)	$q_b = 4.83 q_u^{0.51} (MPa)$	qu : Unconfined compressive strength of rock core (MPa)

Table 4. Statistical characteristics of shaft and base resistance

#### (a) Statistical characteristics of shaft resistance

Design method	Pile No.	Bias factor (λ <sub>R</sub> )	Standard deviation	Coefficient of Variation
Carter & Kulhawy (1988)	21	1.80	1.17	0.65
Horvath & Kenney (1979)	21	1.70	1.10	0.65
FHWA (1999)	21	1.79	1.16	0.65
Rowe & Armitage (1987)	21	0.78	0.51	0.65

#### (b) Statistical characteristics of base resistance

Design method	Pile No.	Bias factor (λ <sub>R</sub> )	Standard deviation	Coefficient of Variation
Carter & Kulhawy (1988)	9	1.30	0.83	0.64
FHWA (1999)	10	1.12	0.75	0.67
Zhang & Einstein (1998)	10	0.97	0.45	0.47

Table 5. Statistical characteristics of load

Load Factor	of Dead Load ( $\gamma_{\rm D}$ =1.25)	Load Factor of Live Load ( $\gamma_{\rm L}$ =1.75)			
Bias factor (λ <sub>D</sub> )	Bias factor $(\lambda_D)$ Coefficient of Variation $(COV_D)$		Coefficient of Variation (COV <sub>L</sub> )		
1.05	0.10	1.15	0.20		

허용응력설계법에서의 안전율에 대한 신뢰도지수를 분석함으로써 목표신뢰도지수(βτ)를 결정할 수 있다. 신뢰성분석은 신뢰성 기법 중 신뢰도가 높다고 알려져 있는 AFOSM 방법을 이용하여 안전율에 대한 신뢰도지수를 산정하였으며, 현행 현장타설말뚝의 안전율이 3.0임을 감안하여, 안전율 2.0부터 5.0에 대한 신뢰도지수를 산정하였다. 그 결과를 Table 6에 정리하였다.

신뢰성 분석 결과 안전율 3.0에 대한 목표신뢰도지수는 주면지지력의 경우 1.01~2.40, 선단지지력의 경우 1.41~1.97으로 산정되었다. NCHRP Report 507(2004)에서는 군말뚝의 경우 2.33, 단말뚝의 경우 3.0, 그리고, AASHTO LRFD(2010)에서는 현장타설말뚝의 목표신뢰도지수로 3.0을 제안하고 있는 등, 다양한 선행연구자들의 연구에서 현장타설말뚝의 목표신뢰도지수를 2.5~3.7로 제안하고 있기 때문에 신뢰도지수 산정 결과와 선

Table 6. Reliability analysis results for shaft and base resistance
(a) Reliability analysis results for shaft resistance

0 1: 1:2: 1 1						
Bearing capacity Equation	Reliability Index					
	2.0	3.0	4.0	5.0		
Carter & Kulhawy (1988)	1.73	2.40	2.88	3.25		
Horvath & Kenney (1979)	1.62	2.30	2.78	3.15		
FHWA (1999)	1.71	2.39	2.87	3.24		
Rowe & Armitage (1987)	0.34	1.01	1.49	1.86		

## (b) Reliability analysis results for base resistance

Bearing capacity Equation	Reliability Index				
	2.0	3.0	4.0	5.0	
Carter & Kulhawy (1988)	1.20	1.89	2.37	2.75	
FHWA (1999)	0.89	1.41	2.02	2.38	
Zhang & Einstein (1998)	1.08	1.97	2.60	3.08	

Table 7. Resistance factor determination results

#### (a) Results for shaft resistance factor

Bearing capacity Equation	Resistance factor				
	$\beta_{T} = 2.5$	$\beta_{T} = 3.0$	$\beta_{T} = 3.5$		
Carter & Kulhawy (1988)	0.45	0.32	0.24		
Horvath & Kenney (1979)	0.42	0.30	0.22		
FHWA (1999)	0.44	0.32	0.24		
Rowe & Armitage (1987)	0.19	0.13	0.11		

#### (b) Results for base resistance factor

Decring consoity Equation	Resistance factor				
Bearing capacity Equation	$\beta_{T} = 2.5$	$\beta_{T} = 3.0$	$\beta_{T} = 3.5$		
Carter & Kulhawy (1988)	0.32	0.24	0.21		
FHWA (1999)	0.25	0.19	0.17		
Zhang & Einstein (1998)	0.37	0.29	0.24		

행연구자들의 연구를 종합하여 목표신뢰도지수는 2.5, 3.0, 그리고 3.5로 결정하였다.

결정된 목표신뢰도지수에 대하여 신뢰성분석을 수행하여 저항계수를 산정하였다. 저항계수 산정을 위하여 AFOSM 방법을 이용하였으며, 목표신뢰도지수 2.5, 3.0, 그리고 3.5에 대하여 각 지지력 공식별로 저항계수를 산정하였으며, 그 결과는 Table 7과 같다.

저항계수 산정 결과, AASHTO에서 제안하고 있는 현장타설말뚝의 목표신뢰도지수인 3.0에 대하여, 주면지지력에 대한 저항계수는  $0.13\sim0.32$ , 선단지지력에 대한 저항계수는  $0.19\sim0.29$ 로 산정되었다.

# 4. 하한지지력을 고려한 저항계수 보정

앞서 산정한 저항계수는 신뢰성 분석 과정에서 저항의 최소값을 0으로 가정하여 산정한 저항계수이다. 그러나, 말뚝의 지지력이 0으로 수렴하는 경우는 존재하지 않기 때문에, 일반적인 신뢰성 분석으로부터 산정한 파괴확률은 비현실적이고 매우 보수적일 가능성이 높다. 이를 개선하기 위하여 저항계수를 산정할 때, 저항의 하한값이 0이 아닌 현실적으로 의미가 있는 하한지지력을 산정하여 저항계수를 합리적으로 보정하였다.

Najjar(2005)의 연구에 따르면, 하한지지력을 산정하여 저항계수를 보정에 적용하면, 설계식은 아래 식 (1)로 정의할 수 있다.

$$\phi_{R(LB)} \cdot r_{nominal} \ge \gamma_s \cdot s_{nominal}$$
 (1)

이때,  $\phi_{R(LB)}$ 는 하한지지력을 고려한 저항계수,  $r_{nominal}$ 는 지지력 공식으로부터 구한 저항,  $\gamma_s$ 는 하중계수, and  $s_{nominal}$ 는 공칭하중이다. 만약, 하한지지력이 없는 경우라면, 저항계수는 아래의 식 (2)와 같이 정의할 수 있다.

$$\begin{split} \phi_{\mathrm{R}} &= \frac{\gamma_{\mathrm{S}}}{\mathrm{e}^{\beta_{\mathrm{target}}\sqrt{\left[\left(1+\delta_{\mathrm{S}}^{2}\right)\left(1+\delta_{\mathrm{R}}^{2}\right)\right]}}} \left(\frac{\lambda_{\mathrm{R}}}{\lambda_{\mathrm{S}}}\right) \sqrt{\frac{\left(1+\delta_{\mathrm{S}}^{2}\right)}{\left(1+\delta_{\mathrm{R}}^{2}\right)}} \\ &= \frac{\gamma_{\mathrm{S}}}{\mathrm{FS}} \left(\frac{\lambda_{\mathrm{R}}}{\lambda_{\mathrm{S}}}\right) \sqrt{\frac{\left(1+\delta_{\mathrm{S}}^{2}\right)}{\left(1+\delta_{\mathrm{R}}^{2}\right)}} \end{split} \tag{2}$$

이때,  $\delta_{\rm S}$ ,  $\delta_{\rm R}$ 는 하중 및 저항의 변동계수,  $\lambda_{\rm S}$ ,  $\lambda_{\rm R}$ 는 하중 및 저항의 편향계수, 그리고 FS는 안전율이다. Najjar (2009)의 연구 결과, Fig. 5와 같이 하한지지력이 증가함

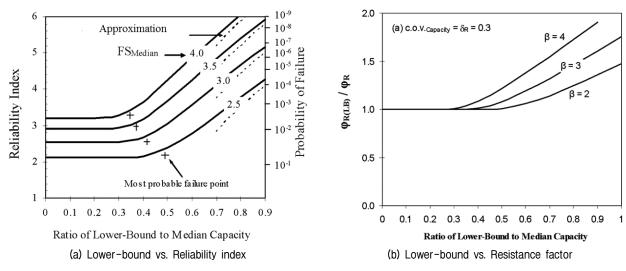


Fig. 5. Effect of lower-bound on reliability and resistance factor (Najjar, 2009)

에 따라 신뢰도지수와 하한지지력을 고려한 저항계수가 증가함을 확인할 수 있었으며, 하한지지력을 고려한 저항계수,  $\phi_{R(LB)}$ 는 아래의 식 (3)과 같이 표현할 수 있다.

$$\phi_{R(LB)} = \left(\frac{FS_{(LB=0)}}{FS_{(LB)}}\right) \phi_{R}$$
 (3)

#### 4.1 하한지지력 산정

하한지지력이란 기초에서 발현되는 지반지지력의 최소값을 의미하며, 본 연구에서는 암반에근입된 현장타설말뚝의 하한지지력을 산정하기 위하여 암반의 불연속면을 고려할 수 있는 방법을 적용하였다.

### 4.1.1 주면하한지지력 산정

주면지지력은 일반적으로 Table 2에 제시한 것과 같이 무결암의 일축압축강도를 이용하여 산정하지만, 국내 기 반암의 경우 풍화도가 높고 절리가 발달되어 있기 때문 에, 무결암의 일축압축강도를 이용하여 지지력을 산정하 는 것은 부적합하다. 따라서 본 연구에서는 Hoek-Brown 파괴기준을 이용하여 무결암의 일축압축강도로부터 암 반의 일축압축강도를 산정하였으며, 산정한 암반의 일 축압축강도를 Table 2의 지지력 공식에 대입함으로써 주면하한지지력을 산정하였다. Hoek-Brown 파괴기준 을 이용한 암반의 일축압축강도 산정 방법은 아래의 식 (4)~식 (7)과 같다.

$$q_{u,mass} = q_{u,ore} \times \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s)) \left(\frac{m_b}{4} + s\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad \text{(4)}$$

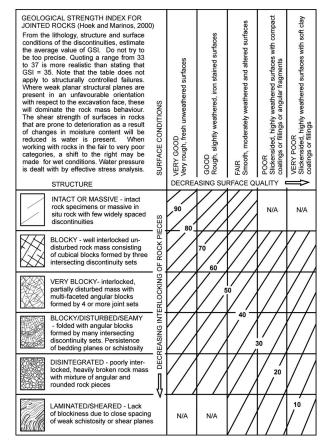


Fig. 6. GSI (Geological Strength Index) (Hoek & Brown, 2002)

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$
 (5)

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right) \tag{6}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \tag{7}$$

이때, qu,mass는 암반의 일축압축강도, qu,core는 무결암의 일축압축강도, mb는 감소된 암질계수, mi는 무결암에서의 암질계수(국내의 대표적 암종인 화강암의 mi=28), s와 a는 암반상수, GSI는 지질강도계수를 의미한다.

또한, 하한지지력이 말뚝기초에서 발현될 수 있는 최소한의 지지력을 의미하기 때문에, 보수적인 설계를 위하여 암질계수를 구하는 식 (5)~식 (7)에 필요한 GSI 값을 10씩 낮추어 적용하였다. 이는 Fig. 6에 제시한 GSI 기준에서 암반의 상태를 한 단계 낮추어 고려하는데 상응하는 값이다.

# 4.1.2 선단하한지지력 산정

주면지지력의 경우와 달리 선단지지력의 경우 Table 3에 제시한 것과 같이 암질계수나 깊이계수 등을 고려하여 암반의 불연속면에 대한 고려를 이미 수행하였다. 따라서, 암반의 일축압축강도를 적용하는 대신 하한지 지력을 산정하기 위하여 다른 요인에 대한 고려가 필요하다.

Carter and Kulhawy(1988) 지지력 공식의 경우, 우선 말뚝과 암반의 경계면에 대한 고려를 통해 선단하한지 지력을 산정하였다. Hoek-Brown(1997)의 연구에 따르면, 발파 시 암반의 GSI 값은 10점 낮출 것을 제안하고 있으며, 현장타설말뚝의 경우 암반의 굴착 후 말뚝이 시공되기 때문에, 설계의 보수성을 확보하기 위하여 말뚝과 암반의 경계면이 폭발면과 유사하다 가정하여, GSI 값을 10점 낮추어 하한지지력을 산정하였다. 이는 Fig. 6의 GSI 기준에서 표면상태를 의미하는 x축에서의 한단계 감소를 의미한다.

FHWA(1999) 지지력 공식의 경우, 주면지지력과 마찬

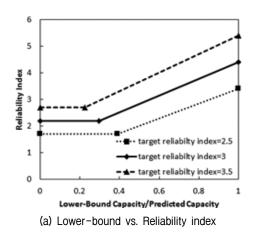
가지로 지지력 공식에 암반의 일축압축강도를 적용하는 방식으로 선단하한지지력을 산정하였다. FHWA(2010)에 따르면, 암반의 파괴는 절리 등 구조적 불연속면이 아닌 암반 전체의 거동에 의해 결정되기 때문에, GSI를 이용한 암반강도를 적용할 것을 제안하고 있다. 따라서, Hoek-Brown 파괴기준으로 산정한 암반의 일축압축강도를 적용하여 선단하한지지력을 산정하였다.

Zhang and Einstein(1998) 지지력 공식의 경우, 주면 지지력 공식과 같이 불연속면에 대한 고려가 없기 때문에, Hoek-Brown 파괴기준으로 산정한 암반의 일축압축 강도를 적용하여 선단하한지지력을 산정하였다.

또한, 주면지지력과 마찬가지로 각 지지력공식별 선단하한지지력을 산정할 때, 보수적인 설계를 위하여 암질계수를 구하는 식 (5)~식 (7)에 필요한 GSI 값을 10씩 추가로 낮추어 적용하였다. 즉, Carter and Kulhawy (1988) 지지력 공식의 경우, 암반의 일축압축강도를 적용하는 대신 암반의 표면상태를 고려하여 GSI 값을 20만큼 감소시켰으며, FHWA(1999) 및 Zhang and Einstein (1998) 지지력 공식의 경우 암반의 일축압축강도와 GSI 값을 10점 낮추어 적용하여 하한지지력을 산정하였다.

#### 4.2 하한지지력을 고려한 저항계수 보정

산정된 하한지지력을 고려하여 주면지지력 및 선단지지력에 대한 저항계수를 각 지지력 공식별로 보정하였다. 앞서 산정한 하한지지력은 암반의 일축압축강도와 불연속면을 고려하여, 매우 보수적으로 계산한 실제발현될 수 있는 지지력의 하한값을 의미한다. 기존의 예측지지력에 대한 하한지지력의 비를 계산하고, 이를 바



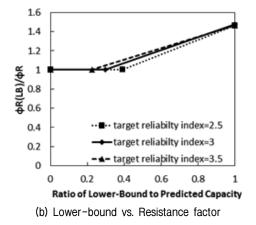


Fig. 7. Relationship between lower-bound ratio with reliability index and resistance factor ratio for Carter and Kulhawy (1988) shaft resistance equation

Table 8. Calibration results of resistance factors considering lower-bound resistance

Bearing capacity Equation			Resistance factor					
		Lower-bound / Predicted	$R_{\tau} = 2.5$		$\beta_{T} = 3.0$		$\beta_{T} = 3.5$	
		Resistance	Before calibration	Lower-bound Calibration	Before calibration	Lower-bound Calibration	Before calibration	Lower-bound Calibration
	Carter & Kulhawy (1988)	41.5%	0.45	0.486 (8.0% 1)	0.32	0.346 (8.0% 1)	0.24	0.259 (8.0% 1)
Shaft	Horvath & Kenney (1979)	_	0.42	0.42 (-)	0.30	0.30 (-)	0.22	0.30 (-)
resistance	FHWA (1999)	19.9%	0.44	0.44 (-)	0.32	0.32 (-)	0.24	0.24 (-)
	Rowe & Armitage (1987)	18.0%	0.19	0.197 (3.6% 1)	0.13	0.137 (3.6% 1)	0.11	0.114 (3.6% 1)
	Carter & Kulhawy (1988)	39.3%	0.32	0.361 (12.9% 1)	0.24	0.271 (12.9% 1)	0.21	0.237 (12.9% 1)
Base resistance	FHWA (1999)	19.6%	0.25	0.252 (0.9% 1)	0.19	0.192 (0.9% ↑)	0.17	0.172 (0.9% ↑)
	Zhang & Einstein (1998)	26.3%	0.37	0.37 (-)	0.29	0.29 (-)	0.24	0.24 (-)

탕으로 하한지지력에 대한 신뢰도지수와 저항계수 사이의 관계를 새롭게 작도한 후 저항계수를 보정하였다. Fig. 7에 Carter and Kuhawy(1988) 주면지지력 공식에서의 주면하한지지력에 대한 신뢰도지수 및 저항계수 사이의 관계에 대한 예시를 나타내었다.

Table 8에 하한지지력을 고려하여 저항계수를 보정한 결과를 정리하였다. 하한지지력은 각각 주면지지력의 경우 예측 지지력의 약 18~42%, 그리고 선단지지력의 경우 약 20~39% 수준으로 산정되었다. 결과적으로, 하한지지력을 고려하여 저항계수를 보정하였을 경우, 주면지지력에 대한 저항계수는 약 0~8%, 그리고 선단지지력에 대한 저항계수는 약 0~13% 증가하는 것을 확인할 수 있었다.

## 5. 결 론

본 연구에서는 국내에서 수행된 13본의 현장타설말 뚝의 재하시험 자료를 면밀히 분석하여 국내지반에 적 합한 저항계수를 독자적으로 산정하고, 하한지지력을 고려하여 저항계수를 합리적으로 보정하였다. 보다 정 확한 현장타설말뚝의 지지력 산정을 위하여 재하하중 증가에 따른 말뚝의 탄성계수 감소를 고려하여 지지력 을 산정한 후, 일반적인 신뢰성 분석을 통해 저항계수를 산정하였다. 저항계수 산정 결과, AASHTO에서 제안하 고 있는 현장타설말뚝의 목표신뢰도지수인 3.0에 대하 여, 주면지지력에 대한 저항계수는 0.13~0.32, 선단지 지력에 대한 저항계수는 0.19~0.29로 산정되었다.

또한, 현실적으로 의미가 있는 하한지지력을 산정하기 위하여 Hoek-Brown 파괴기준과 GSI 감소를 고려한하한지지력을 지지력 공식별로 산정한 후 저항계수를 보정한 결과, 하한지지력은 예측 지지력에 비해 주면지지력의 경우 18~42%, 선단지지력의 경우 20~39% 수준으로 산정되었다. 결론적으로, 하한지지력을 고려하여 저항계수를 보정한 결과 일반적인 예측 지지력을 적용하여 저항계수를 산정한 것에 비하여 주면지지력에 대한 저항계수는 약 0~8%, 선단지지력에 대한 저항계수는 약 0~8%, 선단지지력에 대한 저항계수는 약 0~8%, 선단지지력에 대한 저항계수는 약 0~13% 증가하는 것을 확인할 수 있었다.

# 참고문헌 (References)

- 1. AASHTO (2007), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition, AASHTO, Washington, DC.
- AASHTO (2010), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 5th Edition, AASHTO, Washington, DC.
- 3. Carter, J. P. and Kulhawy, F. H. (1988), *Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock*, Report EL-5918, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
- 4. Fellenius, B. H. (1989), "Tangent modulus of piles determined from strain data", Foundation Engineering: Current Principles and Practices (GSP 22), ASCE, pp.500-510.
- Horvath, R. G. and Kenney, T. C. (1979), "Shaft resistance of rocksocketed drilled piers", *Drilled shaft design and construction in Florida*, Department of Civil Engineering, University of Florida, Gainesville.
- Hoek, E. and Brown, E. T. (1997), "Practical estimates of rock mass strength", *International Journal of Rock Mechanics and Mining*

- Sciences, Vol.34, No.8, pp.1165-1186.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B. (2002), "Hoek-Brown failure criterion-2002 edition", *Proceedings of NARMS-Tac*, pp. 267-273.
- Jung, S. J. (2010), "Calibration of Resistance Factors of Load and Resistance Factor Design for Drilled Shafts Embedded in Weathered Rock", Ph. D. thesis, Seoul National University, Seoul, Korea.
- Korea Institute of Construction Technology (KICT) (2008), Determination of Resistance Factors for Foundation Structure Design by LRFD, Research Policy/Infrastructure Development Program, Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, South Korea
- Najjar, S. S. (2005), "The importance of lower-bound capacities in geotechnical reliability assessments", Ph. D. thesis, Univ. of Texas at Austin, Austin, Tex, U.S.
- 11. Najjar, S. S. (2009), "Importance of Lower-Bound Capacities in

- the Design of Deep Foundations", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.135, No.7, pp.890-900
- O'Neill, M. W. and Reese, L. C. (1999), Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, FHWA-IF-99-025, Department of Transportation, Federal Highway Administration, U.S.
- Rowe, R. K. and Armitage, H. H. (1987), "A design method for drilled piers in soft rock", *Canadian Geotechnical Journal*, CGS, Vol.24, No.1, pp.126-142.
- Zhang, L. and Einstein, H. H. (1998), "End bearing capacity of drilled shafts in rock", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.124, No.7, pp.574-584.

Received: August 1<sup>st</sup>, 2014 Revised: November 17<sup>th</sup>, 2014 Accepted: November 18<sup>th</sup>, 2014