

설계법에 따른 풍화토 지반 얇은기초의 안전여유 비교

Comparison of Safety Margin of Shallow Foundation on Weathered Soil Layer According to Design Methods

김 동 건¹⁾ · 황 희 석²⁾ · 유 남 재[†]
Donggun Kim · Huiseok Hwang · Namjae Yoo

Received: September 19th, 2016; Revised: September 21st, 2016; Accepted: November 2nd, 2016

ABSTRACT : In this paper bearing capacity and safety margin of shallow foundation on weathered soil ground against shear failure by using current design method of allowable stress design (ASD), load resistance factor design (LRFD) based on reliability analysis and partial safety factor design (PSFD) in Eurocode were estimated and compared to each other. Results of the plate loading test used in construction and design were collected and analysis of probability statistics on soil parameters affecting the bearing capacity of shallow foundation was performed to quantify the uncertainty of them and to investigate the resistance bias factor and covalence of ultimate bearing capacity. For the typical sections of shallow foundation in domestic field as examples, reliability index was obtained by reliability analysis (FORM) and the sensitivity analysis on soil parameters of probability variables was performed to investigate the effect of probability variable on shear failure. From stability analysis for these sections by ASD, LRFD with the target reliability index corresponding to the safety factor used in ASD and PSDF, safety margins were estimated respectively and compared.

Keywords : Weathered soil ground, Shallow foundation, Bearing capacity, Reliability analysis, Allowable stress design, Load resistance factor design, Partial safety factor design

요 지 : 본 논문에서는 기존의 허용응력설계법(ASD)과 신뢰성해석에 기반을 둔 하중저항계수설계법(LRFD)과 유로코드의 부분안전계수설계법(PSFD)을 사용하여 풍화토지반 얇은기초의 전단파괴에 대한 지지력과 안전여유 산정결과에 대하여 비교·분석하였다. 얇은기초의 지지력에 영향을 주는 지반정수의 불확실성을 정량화하기 위하여 시공 및 설계용 평판재하시험 자료를 수집하고 확률통계 분석을 통하여 극한지지력의 저항편향계수와 변동계수를 조사하였다. 국내 현장의 얇은기초 대표 단면 예에 대한 신뢰성해석(FORM)을 통하여 신뢰도지수를 구하고 지반정수의 확률변수가 전단파괴에 미치는 영향을 조사하기 위하여 확률변수의 민감도 분석을 하였다. ASD설계법, ASD설계법의 안전율에 대응하는 목표신뢰도 지수의 LRFD설계법, PSFD설계법을 사용하여 얇은기초 대표단면의 안정성 검토를 실시하여 산정된 각 설계법의 안전여유에 대하여 비교·검토를 실시하였다.

주요어 : 풍화토지반, 얇은기초, 지지력, 신뢰성해석, 허용응력설계법, 하중저항계수설계법, 부분안전계수설계법

1. 서 론

얇은 기초(shallow foundation)는 얇은 심도의 지반 상태가 양호하여 구조물의 안정성과 기능을 유지하면서 상부 구조물에서 전달되는 하중을 확대된 단면을 통해 지반에 직접 전달시키는 경제적인 기초형식이다. 얇은기초의 설계는 기준 안전율과 전단파괴기준에 근거한 허용지지력과 침하 기준을 만족하여야 한다. 얇은기초 설계 시 사용되는 지반의 설계인자들은 고유변동성 및 측정 오차 등을 포함하고 있어 불확실성이 존재한다. 따라서 얇은기초의 지지력 및 침하량 등 기초의 거동에 대한 연구와 더불어 구조물에 전달되는 설계하중, 지반 및 얇은기초의 강도에 대한 불확실

성을 고려하여 보다 더 합리적인 설계가 가능하도록 해야 한다.

설계인자의 불확실성을 고려한 하중저항계수설계법은 현장시험 등으로부터 실측된 저항에 대한 통계학적 분석과 신뢰성이론을 적용한 저항계수를 보정하는 방법을 이용하고 있으며, 옹벽 구조물(D'Appolonia, 1999), 보강토 옹벽(Allen et al., 2001; Chen, 2000a; 2000b), 깊은기초(Paikowsky et al., 2004), 얇은기초(Paikowsky et al., 2010), 쏘일네일링(Lazarte, 2011) 등 다양한 지반공학 관련 구조물설계에 사용되고 있다.

국내 연구에서는 Beak이 안전율과 파괴확률에 대한 신뢰성이론의 개념을 처음 도입하였다(Beak, 1978). 1980년대 신뢰성이론 도입 초기에는 사면안정에 관한 확률론적 연구를

1) Now Engineering

2) Civil Engineering, Kangwon National University

† Civil Engineering, Kangwon National University (Corresponding Author : njyoo@kangwon.ac.kr)

수행하였으며, 지반의 공간적 불확실성을 고려하기 위하여 랜덤필드모델을 도입하였다(Kim & Jung, 1989). 1990년대에는 말뚝기초에 대한 재하시험 결과를 하중저항계수설계법에 적용하여 국내 기술수준을 고려한 목표신뢰도지수와 이에 따른 안전율을 결정하였다(Kim et al., 1992).

Monte Carlo Method를 이용하여 독립후팅들로 구성된 얇은기초의 침하에 관한 확률론적 해석을 하였다. 변수들의 변화에 따라 최대침하와 부등침하의 허용한계 초과확률에 대한 민감도분석을 하였다(Jeong & Oh, 1993). 얇은기초의 재하데이터를 수집하여 데이터 베이스로 구축하고 대표적인 5개 침하량 공식(Terzaghi & Peck 방법, Alpan 방법, Peck-Bazaraa 방법, Meyerhof 방법, Burland & Burbidge 방법)에 대한 정확도, 신뢰도 및 통계분석을 실시하였다(Lim, 2002). 서울경기 지역 내 풍화토에 지반에 대한 직접전단시험과 공내재하시험 결과를 이용하여 목표 신뢰지수에 대한 기초폭을 결정하였으며, MCS 기법을 활용하여 설계변수에 대한 다양한 확률분포별 극한지지력과 침하량에 대하여 연구하였다(Kim et al., 2008).

한편, 2000년대 이후로 기초의 허용응력설계법에 바탕을 둔 설계기준에서 신뢰성해석에 기반을 둔 하중저항계수설계법의 적용을 위한 설계기준 및 시방기준의 정립을 위한 국내 연구기관의 체계적인 연구가 진행되었다(한국건설기술연구원, 2008; 국토해양부, 2011).

본 연구에서는 풍화토 지반의 불확실성을 통계적 분석을 통하여 정량화하고, 상부구조물에 작용하는 하중의 불확실성과 일관된 신뢰도수준을 확보할 수 있도록 하중계수를 고려하는 하중저항계수설계법의 적용을 위하여 신뢰성해석에 기반한 저항편향계수를 산정하였다. 동일 단면의 얇은기초에 대하여 하중저항계수설계법(LRFD)와 부분안전계수설계법(PSFD), 허용응력설계법(ASD)을 사용하여 안전율(safety factor) 및 안전여유(safety margin)를 산정하여 비교·분석하였다.

2. 얇은기초의 극한지지력

2.1 비선형회귀분석에 의한 극한지지력 산정방법

비선형 회귀모형은 화학공학, 생명공학 분야에서 다양한 모형식으로 제안되었으며, 회귀모형식의 형태에 따라 생산-밀도 모형(yield-density model), 점근적 회귀모형(asymptotic regression model), S자 형태의 성장곡선 모형(sigmoidal growth model)이 있다. 각각의 모형은 데이터의 특성에 따라 적합도가 우수한 비선형 회귀모형을 선택하여야 한다. 지반공학 분야에서 생산-밀도 회귀모형 중 포물선의 성격을 가지는

쌍곡선 회귀방정식은 쌍곡선 형태의 하중-침하량 곡선에서 하중을 종속변수, 침하량을 독립변수로 하는 Eq. (1)로 정의된다.

$$q = \frac{\Delta}{a + b\Delta} \quad (1)$$

여기서, q 는 얇은기초 지반에 재하된 하중(지지력)이며, Δ 는 침하량, a 와 b 는 회귀분석에 의해 결정되는 회귀계수이다. 회귀계수 a 는 하중-침하량 쌍곡선의 접선각 $\theta = \tan^{-1}(1/a)$ 의 계수가 되며, 회귀계수 b 의 역수값 ($1/b$)은 점근선까지의 거리로 극한지지력이 된다.

점근적 회귀모형은 $q = a - b \cdot c^{\Delta}$ 과 같은 기본 회귀방정식으로 화학비료실험, 어류의 나이와 길이에 관한 연구에서 주로 적용되었으며, 선형 근사화에 가장 가까운 최소제곱추정치를 구하기 위하여 Eq. (2), Eq. (3)과 같은 지수함수 형태의 회귀방정식이 자주 이용되고 있다.

$$q = a \cdot (1 - \exp(-b\Delta)) + c \cdot (1 - \exp(-d\Delta)) \quad (2)$$

$$q = a \cdot (1 - \exp(-b\Delta)) + c \cdot \left(1 - \frac{1}{1 + c \cdot d \cdot \Delta}\right) \quad (3)$$

S자 형태의 성장곡선 모형은 하중-침하량 곡선이 변곡점에 도달할 때까지 단조적으로 하중이 증가하고 극한하중에 점근적으로 도달하는 동안 침하량이 증가하는 S자 곡선에 대한 이론적 배경으로 제안되었으며, Eq. (4)와 같은 Weibull (1951) 분포로부터 유도된 Weibull 형태의 모형이 대표적이다.

$$q = a \cdot (1 - \exp(-b\Delta^e)) \quad (4)$$

여기서, a, b, c, d, e 는 비선형 회귀분석으로부터 결정되는 회귀계수로 a, c 는 극한하중에 해당하는 점근선과 관련된 회귀계수로 a 와 c 의 합으로 극한지지력을 산정하며, b, d 는 침하량 축에 대한 절편과 관련된 회귀계수이다. e 는 회귀모형에서 모형이 가지는 복잡성을 의미하는 회귀계수이다. 본 연구에서 수집된 112개소의 평판재하시험 결과에 가장 부합하는 회귀모형식은 쌍곡선 회귀방정식으로 나타났다.

2.2 얇은기초의 극한지지력 산정

풍화토 지반 얇은기초의 극한지지력에 관한 DB를 구축하기 위하여 평판재하시험 결과를 이용하였다. 현재 대부분의 재하시험은 극한하중단계까지 수행되지 않고, 설계하중의 2배에 이르는 하중단계까지 재하하고 있어, 재하시험을

통해 극한지지력을 결정하는데 어려움이 있다.

재하시험 결과를 이용한 극한지지력을 산정하기 위하여 NCHRP 651(Paikowsky et al., 2010) 및 Vesic(1973) 등이 제안하는 극한지지력 산정방법 Minimum-slope법(Vesic, 1973), Log-log법(DeBeer, 1970), Two-slope법(NAVFAC, 1982), 0.1B법(Vesic, 1975)을 적용하였다. 또한 최종적인 실측 극한지지력 산정을 위하여 비선형 회귀 분석(Han, 2013)을 통하여 그 결과를 비교함으로써 가장 유사한 극한지지력산정법을 결정하여 저항편향계수 산정에 적용하였다. 국내 풍화 토지반에 대한 시험/시공 결과 보고서로부터 얇은기초의 평판재하시험 자료를 수집하였다. 수집된 112개의 데이터를 활용하여 비선형 회귀분석을 이용하여 극한지지력을 산정하고, 이를 바탕으로 극한지지력을 평가한 결과, Fig. 1에서와 같이 LogP-logS 방법으로 평가된 극한지지력과 가장 유사한 경향을 보였다.

편향계수 산정을 위하여 얇은기초의 설계 극한지지력을 산정하고자 기존의 문헌에서 제안하고 있는 Terzaghi, Meyerhof,

Hansen, Vesic 방법을 적용하였다.

4가지 이론식에 대하여 최소값(min), 최대값(max), 평균(mean), 표준편차(standard deviation), 변동계수(COV)를 Table 2에 정리하였다. Meyerhof의 평균 극한지지력값이 가장 큰 값으로 예측되었고, Hansen의 이론식에 의해 산정된 극한지지력값이 가장 보수적으로 평가되었다.

3. 얇은기초의 저항편향계수

3.1 풍화토 지반 얇은기초의 저항편향계수 산정

저항편향계수는 재하시험, 확인조사 등을 통해 측정된 저항값(R_m , measured resistance)에 대한 설계공식, 실내시험 등으로 예측된 저항값(R_n , predicted or nominal resistance)의 비로써 Eq. (4)와 같이 정의되며, 저항편향계수의 변동계수는 Eq. (5)와 같다.

$$\lambda_R = \frac{R_m}{R_n} \quad (5)$$

$$COV_R = \frac{\sigma_R}{\lambda_R} \quad (6)$$

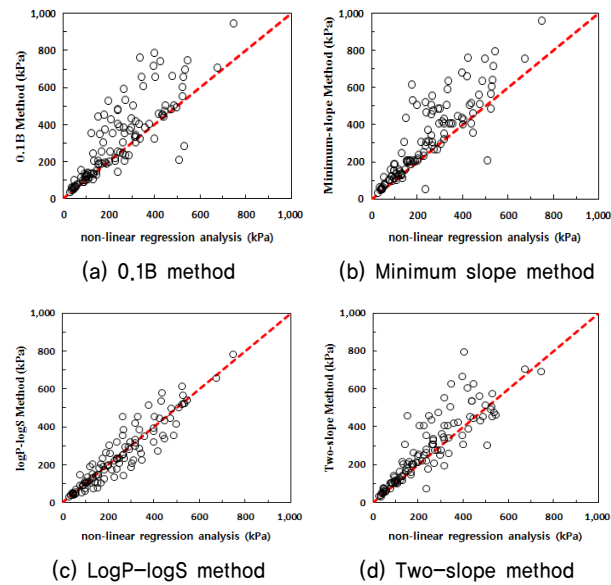


Fig. 1. Comparison of regression analysis result

Table 1. Number of test cases conducted in each region

Section	Gangwon	Seoul	Gyeongbuk	Gyeonggi
Num. of data	33	42	12	25

Table 2. Ultimate bearing capacity predicted by theoretical equations

Proposer	Ultimate bearing capacity (kPa)				
	Min.	Max.	Mean.	St.dev.	COV
Terzaghi	30.55	416.82	228.44	132.93	0.58
Meyerhof	60.33	811.30	340.54	176.60	0.52
Hansen	25.62	413.18	204.00	136.83	0.67
Vesic	36.57	423.09	229.87	132.35	0.57

Table 3. Resistance bias factors by theoretical equations for ultimate bearing capacity on logP-logS method

Proposer	Range of resistance bias factor	Average	COV
Terzaghi	0.43~2.40	1.087	0.424
Meyerhof	0.39~2.44	1.068	0.418
Hansen	0.42~3.64	1.312	0.472
Vesic	0.42~2.41	1.042	0.421

저항편향계수에 대한 통계학적 분석은 저항값을 예측하는 해석모델의 정확성을 정량적으로 판단할 수 있다. 예측값이 정확한 예측모델일수록 저항편향계수의 평균값은 1에 가까워지며, 변동계수(COV)는 작은 값을 나타낸다. 또한 저항편향계수가 1에 근접한 예측방법은 동일한 조건하에서 저항계수값이 증가하는 결과를 보이게 된다.

LogP-logS 방법에 따른 제안식별 저항편향계수는 Table 3과 같이 $\lambda_R=0.39\sim3.64$, $COV_R=0.418\sim0.472$ 로 분석되었다. 국내 풍화토 지반 얇은기초에 대한 저항편향계수는 이에 대한 평균값인 $\lambda_R=1.13$, $COV_R=0.43$ 으로 산정하였다.

위 결과를 바탕으로 각 데이터의 분포 특성을 살펴본 결과, Terzaghi와 Vesic의 이론식은 Fig. 2와 같이 측정지지력과 예측지지력이 1:1로 대응되는 선을 중심으로 분포하며,

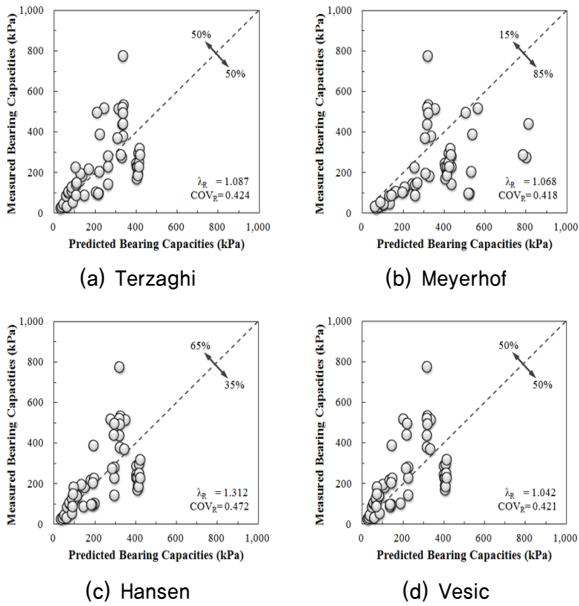


Fig. 2. Resistance bias factors by theoretical equations

저항편향계수의 평균값이 1.087과 1.042로 비교적 실제 극한지지력에 근접하게 예측하는 이론식으로 평가된다.

Meyerhof의 이론식은 저항편향계수가 1.068로 거의 1에 가깝게 평가되었으나 극한지지력이 대응선의 아래로 85%의 자료가 편향되어 분포하면서 전반적으로 과소평가 영역에 분포하고 있다. Hansen의 이론식은 극한지지력이 대응선 위로 65%의 자료가 편향되어 분포하고 있다. 모두 저항편향계수의 평균값이 1.042~1.312로 실제 극한지지력을 과소평가하는 것으로 나타났고, 저항편향계수의 변동계수는 대부분 유사한 경향을 보였다.

4. 얽은기초의 신뢰성해석

4.1 한계상태함수

신뢰성해석에서 얽은기초의 파괴영역을 정의하는 한계상태함수의 기본식은 Eq. (7)과 같다. 얽은기초에 작용하는 하중(Q)은 사하중(Q_L)과 활하중(Q_D)이 작용되고 있으며, 얽은기초의 지지력 이론식에 의한 극한지지력(q_u)은 지지력파괴에 대하여 저항력(R)으로 작용한다.

$$g(X) = R - Q = q_u \cdot A - (Q_D + Q_L) \quad (7)$$

여기서 A : 기초의 면적

4.2 확률변수의 통계학적 특성

확률변수에 대한 통계학적 자료가 설계기준이나 설계지

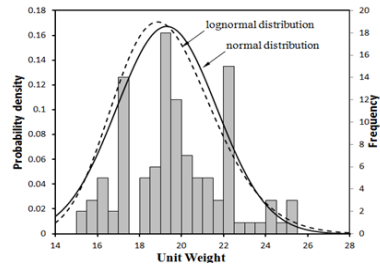


Fig. 3. Distribution characteristic of probability variable (unit weight)

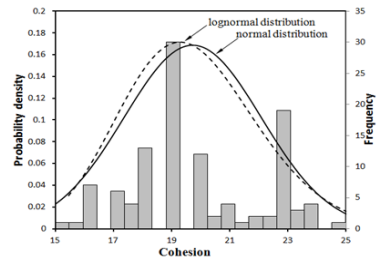


Fig. 4. Distribution characteristic of probability variable (cohesion)

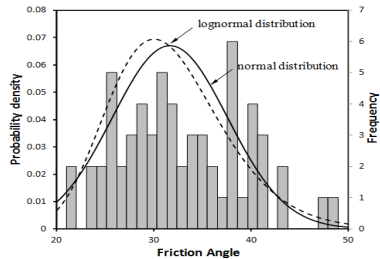


Fig. 5. Distribution characteristic of probability variable (friction angle)

침서에 명확하게 제안된 바가 없어 원지반의 지반특성값은 문헌연구 결과를 인용하여 결정하였다.

내부마찰각은 문헌제안값 및 국내 직접전단시험 결과를 이용해 얻었으며, 하중은 AASHTO(2010) 시방서를 인용하였다. 아래 Fig. 3~5는 수집된 데이터를 활용한 단위중량, 점착력, 내부마찰각의 분포특성을 나타낸 것으로 저항 측 지반정수의 확률변수 특성을 알아보기 위해 수집된 자료를 활용하여 분포 특성을 분석하였다. 전체 데이터에 대하여 단위중량, 점착력, 내부마찰각의 평균 및 표준편차를 활용하여 얻어진 변동계수(COV)는 각각 0.12, 0.12, 0.21로 나타났다.

카이제곱검정을 통하여 변수의 분포특성을 분석한 결과 아래 Table 4와 같이 상대잔 차 제곱의 합이 한계치보다 작게 나타나고, 유의확률이 5% 이상이므로 정규분포를 따른다고 볼 수 있으므로 신뢰성 해석 수행 시 내부마찰각의 분포 특성을 정규분포로 적용할 수 있다. 그러나 해당 변동계수는 연구를 위해 수집된 데이터만을 활용한 결과이고, 동일 장소에서 많은 데이터를 이용하여 분석된 결과가 아니므로 대표값으로 선정하는데 다소 무리가 있다. 따라서 본 연

구에서는 데이터 분석자료와 문헌값을 활용하여 아래 Table 5와 같이 확률변수의 통계특성을 결정하였다.

4.3 신뢰도지수와 안전율의 관계

본 연구에서는 국내풍화토 지반에 얇은기초가 적용된 설계 및 시공사례를 Table 6과 같이 수집하여 신뢰성해석을 수행하였다.

신뢰성해석으로 산정된 신뢰도지수(β)와 허용응력설계법에서 검토된 안전율(F_s) 간의 상관성을 조사하고, 신뢰도지

수와 안전율을 Table 7에 나타내었다. 얇은기초의 전단파괴에 대한 안전율과 신뢰도지수의 범위는 $F_s=2.81 \sim 4.23$, $\beta=2.50 \sim 3.50$ 로 검토되었으며, 평균 안전율은 3.37, 평균 신뢰도지수는 2.87로 분석되었다.

4.4 민감도 분석

설계점은 일계신뢰성해석(FORM)에서 한계상태면에서 가장 발현빈도가 높은 점의 확률변수 값(x^*)으로 설계점에서 민감도(α)가 큰 확률변수와 정규분포 및 로그정규분포 확률변수의 평균값 및 표준편차에 의해 정규화된 신뢰도지수의 민감도($\partial\beta/\partial\lambda$, $\partial\beta/\partial\zeta$)를 분석하였다.

Terzaghi 이론식을 사용하여 F1, F4현장을 대표단면으로 선정하여 이에 대한 설계점과 민감도분석 결과를 Table 8과 Table 9에 나타내었으며, 현장별 확률변수의 민감도를 Fig. 6에 나타내었다.

얇은기초의 전단파괴에 큰 영향을 미치는 확률변수는 원지반의 점착력과 내부마찰각으로 평가되었으며, 사하중, 원

Table 4. Results of Chi-square test

Probability variable	Chi-square test		
	Test statistic	Marginal value	p-value
Unit weight	168.30	179.58	0.15
Cohesion	27.86	37.65	0.31
Internal friction angle	73.23	74.47	0.07

Table 5. The statistic characteristics determination of probability variable

Probability variable		COV	Probability distribution	References
Natural ground	Unit weight	0.1	Normal	Kulhawy & Phoon (1996)
	Cohesion	0.4	Lognormal	Kulhawy & Phoon (1996)
	Internal friction angle	0.2	Normal	Direct shear test result
Load	Dead load	0.10	Lognormal	AASHTO (2010)
	Live load	0.25	Lognormal	

Table 6. Layout of illustrated shallow foundation section

Section	Foundation data		Embedded depth (m)	Dead load (kN)	Live load (kN)
	Width (m)	Length (m)			
F1	2.7	5.1	2.4	20,000	500
F2	3.3	5.7	2.4	28,000	
F3	4.0	6.0	4.0	27,100	
F4	2.4	2.4	2.0	5,305	
F5	15.5	57.8	1.93	79,620	
F6	6.8	9.2	2.13	6,209	

Table 7. Relation between reliability index and factor of safety

Section	Terzaghi		Meyerhof		Hansen		Vesic	
	F_s	β	F_s	β	F_s	β	F_s	β
F1	3.88	3.12	4.15	3.22	4.20	3.40	3.52	2.95
F2	3.56	3.10	3.58	2.99	3.22	2.71	3.41	2.84
F3	4.03	3.22	4.23	3.31	4.23	3.50	3.59	2.99
F4	2.92	2.59	2.93	2.70	2.82	2.54	2.85	2.51
F5	2.93	2.62	2.95	2.72	2.91	2.51	2.81	2.50
F6	3.11	2.72	3.11	2.90	2.84	2.52	3.03	2.65

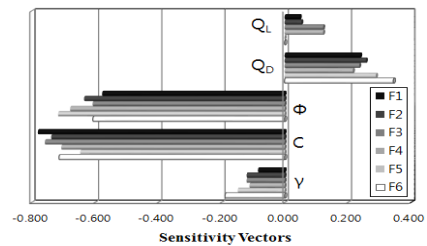


Fig. 6. Results of sensitivity analysis

Table 8. Sensitivity analysis of the probability variable on shear failure (F1 section)

Probability variable	Design point (x^*)	Sensitivity factor				
		α	$\partial\beta/\partial\lambda$	$\partial\beta/\partial\zeta$		
Natural ground	Unit weight	γ	16.10	-0.133	1.101	-0.316
	Cohesion	c	16.90	-0.741	1.791	-2.823
	Internal friction angle	ϕ	41.20	-0.601	6.104	-8.110
Load	Dead load	Q_D	128.0	0.276	-2.812	-1.842
	Live load	Q_L	11.60	0.034	-0.288	-0.036

Table 9. Sensitivity analysis of the probability variable on shear failure (F4 section)

Probability variable	Design point (x^*)	Sensitivity factor				
		α	$\partial\beta/\partial\lambda$	$\partial\beta/\partial\zeta$		
Natural ground	Unit weight	γ	15.30	-0.121	1.040	-0.224
	Cohesion	c	16.30	-0.766	1.770	-2.642
	Internal friction angle	ϕ	38.50	-0.594	5.880	-7.860
Load	Dead load	Q_D	122.00	0.242	-2.640	-1.500
	Live load	Q_L	11.30	0.047	-0.248	-0.027

지반의 단위중량, 활하중의 순으로 분석되었다. 이와 같은 확률변수의 민감도 분석 결과는 극한지지력과 상관성이 높은 설계변수가 지반의 내부마찰각이며 극한지지력이 지반의 전단강도와 내부마찰각의 변화에 큰 영향을 받는다는 점을 알 수 있다.

확률변수 평균값에 대한 신뢰도지수의 민감도($\partial\beta/\partial\lambda$)는 내부마찰각, 사하중, 원지반의 비배수전단강도, 단위중량, 활하중의 순으로 산정되어 민감도계수(α)와 신뢰도지수의 민감도($\partial\beta/\partial\lambda$)는 다른 경향을 보였다.

4.5 목표신뢰도지수 산정

신뢰성해석 결과 전단파괴에 대한 신뢰도 수준은 $\beta=1.84\sim 3.55$ 의 범위로 분석되었으며, 평균 신뢰도 지수는 $\beta=2.87$ 로 산정되었다. 현재 산정된 얇은기초의 신뢰도 수준은 Fig. 7에 나타낸 바와 같이 목표신뢰도 수준 $\beta_T=2.3\sim 3.5$ 와 비교하여 중간값에 해당하는 것으로 평가되었다.

신뢰도 지수와 안전율의 관계에서도 살펴보았듯이 허용응력 설계법의 안전율에 대응되는 목표신뢰도지수는 일반적으로 제안되는 구조물 기초의 목표신뢰도지수 범위보다 다소 낮은 값을 보이고 있다. 그러므로 상부 구조물에 대한 기존 목표신뢰도지수와 신뢰성수준을 유지할 수 있고, 허용응력설계법의 안전율($FS=3.0$)에 대응되는 목표신뢰도 지수를 확보할 수 있도록 파괴확률 0.3%에 해당하는 목표신뢰도지수 $\beta_T=2.9$ 로 선정하였다.

4.6 신뢰성해석에 의한 저항계수 보정

4.6.1 저항의 통계학적 특성

얇은기초의 전단파괴에 대한 저항계수를 보정하고자 하였으며, 이를 위해 국내에서 수집된 평판재하시험 자료와 지지력 이론식에 의해 산정된 저항편향계수에 대한 통계학적 분석을 수행하였으며, 얇은기초 적용 사례에 대한 신뢰성해석을 통해 구조물의 신뢰도수준을 평가하고, 목표신뢰도지수를 제안하였다. 저항계수 결정을 위해 얻어진 저항의 특성값과 신뢰도수준을 Table 10에 나타내었다.

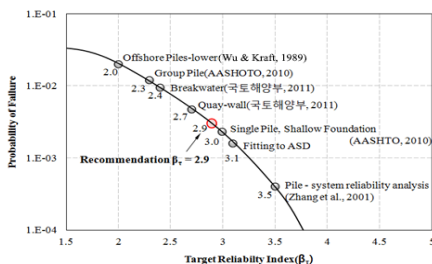


Fig. 7. Target reliability index

4.6.2 지지력 이론식에 대한 저항계수

하중계수($\gamma_Q, \lambda_Q, COV_R$)와 하중비($Q_D/Q_L=6.7$)가 일정하고 목표신뢰도지수를 $\beta_T=2.9$ 로 적용할 경우, 저항계수는 Table 11과 같이 Hansen 식을 제외한 나머지 이론식은 저항편향계수와 변동계수가 거의 유사하므로 $\phi=0.32\sim 0.36$ 로 보정되었고, 저항계수는 저항편향계수의 크기에 비례하는 것으로 나타났다.

4.6.3 저항편향계수와 변동계수에 따른 저항계수

목표신뢰도지수($\beta_T=2.9$)와 하중비($Q_D/Q_L=6.7$)가 일정한 경우에 대하여 극한지지력 이론식별 저항편향계수(ϕ) 및 저항편향계수의 변동계수(COV_R)에 따른 저항계수의 변화를 Fig. 8~9에 나타내었다. 얇은기초의 저항편향계수의 변동

Table 10. Statistic property values of resistance calculated for resistance factor correction

Resistance bias factor (λ_R)	COV_R	Reliability level (β)	Target reliability index (β_T)
1.04 ~ 1.31	0.42 ~ 0.47	1.84 ~ 3.55	2.9

Table 11. The result of resistance factor correction ($\beta_T = 2.9$)

Theory	Resistance bias factor (λ_R)	Coef. of variation (COV_R)	Resistance factor (ϕ)
Terzaghi	1.09	0.42	0.34
Meyerhof	1.07	0.42	0.33
Hansen	1.31	0.47	0.36
Vesic	1.04	0.42	0.32

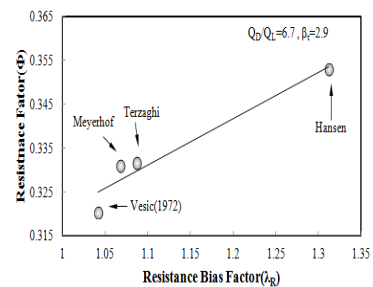


Fig. 8. Variation of resistance factor with resistance bias factor

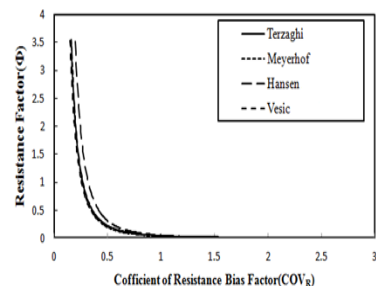


Fig. 9. Variation of resistance factor with Coef. of variation

계수는 거의 유사하므로 저항편향계수에 따른 극한지력 이론식별 저항계수는 동일 선상에 위치하는 것으로 나타났으며, 저항편향계수의 변동계수가 클수록 극한지력 이론식별 저항계수의 편차는 미소하게 감소하였다.

4.6.4 하중비에 따른 저항계수

극한지력 이론식별로 하중비에 따른 저항계수를 분석한 결과를 Fig. 10에 나타냈다. 하중비가 증가할수록 저항계수는 감소하는 경향을 보였으며, $Q_D/Q_L=5$ 이상에서는 하중비가 저항계수 변화에 영향을 거의 미치지 않았다.

4.6.5 목표신뢰도지수에 따른 저항계수

극한지력 이론식별로 하중비에 따른 저항계수를 분석한 결과, $Q_D/Q_L=5$ 이상에서는 하중비가 저항계수 변화에 영향을 거의 미치지 않았다. 따라서 일정한 저항계수 산정을 위하여 $Q_D/Q_L=6.7$ 인 경우에 목표신뢰도지수에 따른 저항계수를 산정하여 Fig. 11에 나타내었다.

목표신뢰도지수가 $\beta_T=2.9$ 에서 $\beta_T=3.55$ 로 약 1.2배 증가하는 동안 저항계수는 $\phi=0.353$ 에서 $\phi=0.268$ 로 약 1.3배 정도 감소하여 저항계수는 목표신뢰도지수에 대하여 매우 민감한 것으로 평가된다. 풍화토지반에 적용된 얇은기초에서 목표신뢰도지수 $\beta_T=2.9$ 에 대한 저항계수는 $\phi=0.35$ 로 산정되었다.

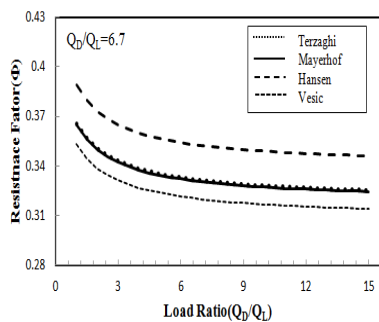


Fig. 10. Variation of resistance factor with load ratio

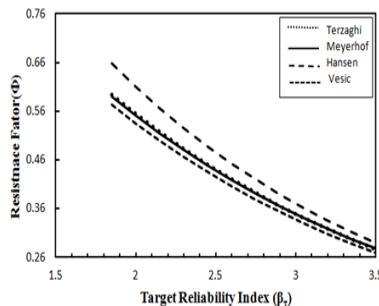


Fig. 11. Variation of resistance factor with target reliability index

5. 설계법 비교

현재 유럽 대부분의 국가에서는 유로코드(Eurocode)를 기준으로 각 분야별로 설계를 수행하고 있으며, 지반공학분야에서는 유로코드 7의 부분안전계수설계법에 따라 한계상태별 신뢰성 설계를 수행하고 있다. 따라서 유로코드를 적용한 부분안전계수설계법을 활용하여 대표 단면을 분석하고, 본 연구에서 수행한 연구결과와 비교·분석하여 그 적용성을 검토하고자 하였다.

5.1 문헌을 통한 부분안전계수 적용 검토

유로코드에서 제시하고 있는 각 하중, 물성에 대한 부분안전계수를 적용하여 해석단면(F1, F4)에 대하여 문헌값에 제시된 부분계수를 적용하여 부분안전계수설계법을 수행한 결과, Table 12와 같이 설계법 1과 설계법 2에서는 이용률이 적용가능 범위로 나타났다. 따라서 이용률 범위가 가장 타당하게 산정이 되고, 하중저항계수 설계법과 그 원리가 동일한 설계법 2 방법(Table 13)을 선택하여 설계법 간의 비교·분석을 수행하고자 하였다.

5.2 부분안전계수 산정을 통한 적용검토

각 확률변수에 대한 부분계수를 대표 단면에 적용하여 앞서 선정된 설계법 2(DA2)를 적용하여 안정성 검토를 수행하고 그 결과를 하중저항 계수설계법과 비교해보고자 하였

Table 12. Results of coefficient of utilization with different methods

Section	Method 1	Method 2	Method 3
F1	96%	87.4%	128.5%
F4	104%	97.6%	138.5%

Table 13. The partial safety factor of design method2 (Eurocode 7)

		Design method 2		A1	M1	R2
Permanent load (G)	Favor	γ_G	1.35			
	Unfavor	$\gamma_{G, fav}$	1.0			
Variable load (Q)	Favor	γ_Q	1.5			
	Unfavor	$\gamma_{G, fav}$	0			
Material property (X)		γ_M			1.0	
Bearing capacity (R_v)		γ_{Rv}				1.4
Activity resistance (R_h)		γ_{Rh}				1.1
Soil resistance against retaining wall		γ_{Re}				1.4
Slope		γ_γ			1.0	1.4

*A1: Action combination, M1: Material properties combination, R2: Resistance combination

Table 14. Calculation of partial safety factor

Probability variable		Literature value	Calculated value
Natural ground	Unit weight	1.0	1.03
	Cohesion	1.0	1.88
	Internal friction angle	1.0	1.34
Load	Dead load	1.35	0.93
	Live load	1.5	0.97

다. 본 연구에서 확률변수 특성값을 Eq. (8)에 적용하여 각 확률변수에 대한 부분계수를 산정하였다. 목표신뢰도지수는 하중저항계수설계법의 신뢰성 분석을 통해 얻어진 최종 값 2.9를 적용하였다.

$$\gamma_X = (1 - \alpha_X \times \beta_T \times COV_X) \mu_X / X_K \quad (8)$$

여기서, γ_X 은 확률변수 X의 부분안전계수, α_X 는 확률변수 X의 민감도계수, β_T 는 목표신뢰도지수, COV_X 는 확률변수 X의 변동계수, μ_X / X_K 는 확률변수 X의 평균을 나타낸다. 민감도분석을 통해 얻어진 민감도 계수와 확률변수의 통계값을 이용하여 부분계수를 산정한 결과는 Table 14와 같다. 기존의 방법에서는 지반의 물성과 관련한 부분계수는 모두 1.0으로 적용하는 반면, 본 절에서는 확률변수 특성을 적용하여 각 물성에 따른 부분계수를 각각 산출하였다.

한편, 하중저항계수 설계법의 경우에는 동일한 대표단면에 대하여 하중계수는 AASHTO(2010)에서 제시한 바와 같이 사하중계수(γ_{Q_d}) 1.25, 활하중계수(γ_{Q_l}) 1.75를 적용하였고, 저항계수는 본 연구에서 산정한 저항계수(ϕ) 0.35를 적용하였다. 허용응력설계법의 경우 얇은기초 설계 시 적용 안전율(FS)인 3.0을 적용하였다.

5.3 안전여유 비교

기존의 허용응력설계법과 하중저항계수설계법 그리고 부분안전계수설계법을 이용하여 동일 단면에 대한 안정성 검토를 수행하고, 각 설계법 간의 상대적인 안전 여유를 비교하기 위하여 Eq. (9)와 같이 저항계수와 하중계수의 비로 표현되는 등가안전율을 산정하였다.

$$F = \frac{\gamma}{\phi} \quad (9)$$

얇은기초의 전단파괴에 대한 극한지력 이론식별로 산정된 등가안전율로부터 설계법 간의 상대적 안전여유의 크기는 Table 13에서 나타낸 바와 같이 허용응력설계법, 부분

Table 15. Comparison of equivalent safety factor

Design method	ASD	LRFD	PSFD
Load factor	1	1.25	1.35
Resistance factor	0.33	0.35	0.39
Equivalent safety factor	$F_{ASD} = 3.00$	$F_{LRFD} = 3.57$	$F_{PSFD} = 3.46$

Table 16. Comparison of safety margin (F1 section)

Design method	ASD	LRFD	PSFD
Resistance force (kPa)	1109.2	1187.8	2398.7
Load (kPa)	110.8	156.7	2096.3
Safety margin (kPa)	998.4	1031.1	302.4

Table 17. Comparison of safety margin (F4 section)

Design method	ASD	LRFD	PSFD
Resistance force (kPa)	627.6	665.1	1477.0
Load (kPa)	146.0	225.9	1441.1
Safety margin (kPa)	481.6	439.2	35.9

안전계수설계법, 하중저항계수설계법 순으로 나타났다. 이는 극한지력 이론식들의 저항 편향계수가 $\lambda_R=1.042 \sim 1.312$ 로 내재된 안전여유가 낮으며, 저항 편향계수의 변동성은 $COV_R=0.418 \sim 0.472$ 로 불확실성이 비교적 크기 때문인 것으로 판단된다.

동일한 단면에 대하여 허용응력설계법, 하중저항계수 설계법 및 부분안전계수 설계법을 적용하여 각 설계법에 따른 안전여유를 검토해 보았다. 설계법에 적용된 지력 산정식은 Terzaghi 극한지력 공식을 공통적으로 적용하였다. 수행 결과 Table 16과 Table 17에서와 같이 허용응력 설계법의 경우, 최종 허용하중에 안전율 3을 적용하여 각 현장에 따라 1109.2kPa, 627.6kPa의 저항값이 산정되었고, 하중값은 110.8kPa, 146.0kPa의 값으로 나타나 각각 998.4kPa, 481.6kPa의 안전여유를 갖는 것으로 나타났다.

하중저항계수 설계법의 경우, 사하중과 활하중계수는 각각 1.25와 1.75를 적용하였고 저항계수(ϕ)는 본 연구에서 도출한 0.35를 적용하여 산정한 결과 총 저항 값은 각각 1187.8kPa, 665.1kPa로 나타났고, 총 하중 값은 156.7kPa, 225.9kPa로 나타나 1031.1kPa, 439.2kPa의 안전여유를 갖는 것으로 나타났다.

부분안전계수설계법의 경우, 문헌에 제시된 부분계수 값과 Table 14에 제시된 부분계수를 각 확률변수에 적용하여 산출한 결과 총 저항값은 2398.7kPa, 1477.0kPa로 나타났고, 총 하중값은 2096.3kPa, 1441.1kPa으로서 302.4kPa, 35.9kPa의 안전여유 값을 갖는 것으로 나타나 하중저항계수설계법

과 비교했을 때 보다 작은 안전여유를 갖는 것으로 나타났다. 부분안전계수설계법의 경우 문헌값을 적용한 것보다 본 연구에서 산정된 부분계수를 적용한 경우가 이용률이 더 높게 나타났으나, 산정된 계수는 민감도의 변화만큼 하중과 저항이 변한 차이기 때문에 보다 많은 데이터 확보를 통하여 국내 여건에 맞는 부분계수 산정을 통해 부분계수설계법 적용 시 과도한 설계가 발생하지 않을 수 있음을 의미한다.

6. 결 론

본 연구는 풍화토지만 얇은기초의 한계상태설계를 위한 신뢰성분석을 통해 민감도계수를 산정하고, 국내외 적용 설계법(ASD, LRFD, PSFD)을 사용하여 얇은기초 대표단면에 대한 안정성 검토를 실시하여 설계법 간의 안전여유 분석을 수행하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 112개의 평판재하시험자료에 대한 극한지지력값 검증 및 가장 근접한 평가법 선정에 위하여 비선형 회귀분석을 통한 지지력 평가를 수행한 결과, LogP-LogS 방법이 가장 적합한 것으로 나타났다.
- (2) 상부 구조물의 목표신뢰도지수에 해당하는 신뢰성수준을 확보할 수 있으며, 허용응력설계법 제시 안전율에 대응되는 목표신뢰도지수 $\beta_1=2.9$ 의 신뢰도수준을 제시하였다.
- (3) 목표신뢰도지수가 증가함에 따라 저항계수는 감소하는 경향을 보였고, 풍화토지반에 적용된 얇은기초의 목표신뢰도지수 $\beta_T=2.9$ 에 대한 저항계수는 $\phi=0.35$ 를 제안하였다.
- (4) 유로코드 7의 부분안전계수 설계법을 적용하여 대표 단면에 대한 안정성을 검토한 결과, 하중저항계수 설계법의 등가안전율은 3.57, 부분안전계수설계법의 등가안전율은 3.46으로 나타나 허용응력 설계법의 3.0보다 약 1.2배 크게 산정되었다.
- (5) 하중저항계수설계법과 허용응력설계법 적용 시 안전여유가 유사하게 산정되었으나, 부분안전계수설계법은 상대적으로 작게 산정되어 보수적인 설계가 이루어질 수 있다고 판단된다.

References

1. 국토해양부 (2011), 도로교 설계기준(한계상태 설계법), 한국

도로교통협회.

2. 한국건설기술연구원 (2008), LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구, 국토해양부, 한국건설교통기술 평가원.
3. AASHTO (2010), AASHTO LRFD bridge design specifications, fifth edition, american association of state highway and transportation officials, Washington, D.C.
4. Allen, T. M., Christopher, B. R., Elias, V. and DiMaggio, J. (2001), Development of the simplified method for internal stability of mechanically stabilized earth (MSE) walls, Washington State Department of Transportation, Report WA-RD 513, p. 108.
5. Baek, Y. S. (1978), Safety factor and probability of failure in geotechnical engineering, KSCE, Vol. 26, No. 5, pp. 18~21.
6. Chen, Y. (2000a), Practical analysis and design methods of mechanically stabilized earth walls I: design philosophies and procedures, engineering structures, Vol. 22, No. 7, pp. 793~808.
7. Chen, Y. (2000b), Practical analysis and design methods of mechanically stabilized earth walls II: design comparisons and impact of LRFD method, engineering structures, Vol. 22, No. 7, pp. 809~830.
8. D'Appolonia. (1999), Developing new AASHTO LRFD specification for retaining walls, final report, NCHRP Project 20-7, Task 88, Ground Technology, Inc., Monroeville, PA. p. 50.
9. DeBeer, E. (1970), "Proefondervindelijke Bijdrage tot de Studie Van Het Grandsdraagvermogen Van Zand onder Funderinger op Staal", english version, Geotechnique, Vol. 20, No. 4, pp. 387~411.
10. Han, Y. K. (2013), Analysis of LRFD resistance factors for single aggregate piers in cohesive soil, graduate thesis, Dongguk university, pp. 85~90.
11. Jeong, D. Y. and Oh, B. H. (1993), Probabilistic analysis of shallow foundation settlements, KGS, Vol. 9, No. 3, pp. 77~90.
12. Kim, Y. S. and Jung, S. G. (1989), Probabilistic analysis of failure of soil slopes during earthquakes, KGS, Vol. 5, No. 1, pp. 27~34.
13. Kim, Y. I., Park, G. H., Shin, H. W. and Lee, C. G. (1992), Reliability based stability analysis for pile foundation, Engineering Technology Institute of Chosun University, Vol. 12, No. 1, pp. 19~50.
14. Kim, C. D., Kim, S. I., Kim, B. I. and Lee, J. H. (2008), Reliability-based design of shallow foundations considering the probability distribution types of random variables, KGS, Vol. 24, No. 1, pp. 119~130.
15. Kulhawy, F. H. and Phoon, K. K. (1996), Engineering judgment in the evolution from deterministic to reliability-based foundation design, uncertainty in the geologic environment: from theory to practice, Geotechnical Special Publication No. 58, Vol. 1, American Society of Civil Engineers, pp. 29~48.
16. Lazarte, C. A. (2011), NCHRP Report 701: proposed specifications for LRFD soil-nailing design and construction, transportation research board, Washington, D.C.
17. Lim, Y. J. (2002), Reliability analysis of prediction equations used for settlement of shallow foundation based on a data base program, KSCE CONVENTION, Vol. 2002, No. 11, pp. 2077~2080.
18. NAVFAC DM-7.2. (1982), Foundations and earth structures: design manual 7.2, naval facilities engineering command, p. 244.
19. Paikowsky, S., Birgisson, G., McVay, M., Nguyen, T., Kuo, C., Baecher, G., Ayyub, B., Stenerson, K., O'Mally, K., Chernauskas,

- L. and O'Neill, M. (2004), NCHRP Report 507: Load and Resistance Factor Design (LRFD) for deep foundations, transportation research board of the national academies, Washington, DC.
20. Paikowsky, S. G., Canniff, M. C., Lesny, K., Kisse, A., Amatya, S. and Muganga, R. (2010), NCHRP Report 651: LRFD design and construction of shallow foundations for highway bridge structures, transportation research board of the national academies, Washington, DC.
 21. Vesic, A. S. (1973), Analysis of ultimate loads of shallow foundations, journal of soil mechanics and foundation division, ASCE, 99 (SMI), 45~73.
 22. Vesic, A. S. (1975), Bearing capacity of shallow foundations, foundation engineering handbook (eds. H.F. Winterkorn and H.Y. Fang), van nostrand reinhold, New York, pp. 121~147.
 23. Weibull, W. (1951), A statistical distribution function of wide applicability, journal of applied mechanics ASME paper, 18, 293~296.
 24. Wu, T. H. and Kraft, I. M. (1989), "The Probability of Foundations Safety", ASCE, Vol. 93, No. Sm5, September, pp. 213~231.
 25. Zhang, L., Tang, W. and Ng, C. (2001), "Reliability of Axially Loaded Driven Pile Groups", journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, Vol. 127, No. 12, pp. 1051~1060.