

# 한계상태설계법의 기초설계 적용을 위한 부분안전계수의 평가

## Assessment of Partial Safety Factors for Limit States Design of Foundations

김 범 주<sup>1</sup> Kim, Bum-Joo

### Abstract

While limit states design (LSD) is currently the standard structural design practice, it is relatively new in the geotechnical design. Adoption of LSD for geotechnical design is an international trend. In the present study, various LSD codes from the United States, Canada, and Europe were reviewed. A simple first-order-second-moment (FOSM) reliability analysis was performed to determine theoretically the ranges of load and resistance factor values for representative loads and foundation bearing capacity, respectively. In order for foundation design to be consistent with current structural design practice, it would be desirable to use the same loads, load factors and load combinations. The values of load factor, obtained from the FOSM analysis, were found to be generally consistent with those given in the codes, whereas the values of resistance factor indicated overall lower ranges due to high values of coefficient of variation used in the analysis. Since the degree of uncertainties included in bearing capacity of foundations varies with the methods used to estimate the bearing capacity, different values of resistance factor should be used for different methods. For the purpose, continuous efforts are needed to be made first to accurately identify and quantify the uncertainties in the methods.

### 요 지

한계상태설계법은 구조분야에서는 일반화되어 있으나 지반분야에서는 비교적 새로운 설계법으로 최근 세계적으로 지반구조물의 설계에도 보다 합리적인 설계를 위하여 한계상태설계법을 적용하려는 추세에 있다. 본 연구에서는 미국, 캐나다, 유럽의 다양한 한계상태설계 시방서들을 수집하여 각국의 시방서들에서 제시된 부분안전계수(하중계수와 저항계수)들을 조사하고, 간단한 FOSM(first order second moment) 신뢰도 해석을 통하여 설계에 이용되는 대표적인 하중들에 대한 하중계수와 기초 지지력에 대한 저항계수를 산정하였다. 기초 설계시 하중계수 및 하중조합은 상부 구조물의 설계에 사용된 조건을 그대로 사용하는 것이 설계의 효율화를 위해 바람직할 것이다. FOSM 해석결과, 산정된 하중계수들은 대부분 시방서의 하중계수들과 비슷한 범위를 나타내었으나, 기초 지지력에 대해 산정된 저항계수는 지반설계요소들에 대한 전반적으로 높은 변동계수값으로 인해 전체적으로 시방서보다 낮은 범위를 나타내었다. 지반의 지지력은 매우 다양한 불확실 요소들을 포함하며 해석방법마다 내재된 불확실성의 정도가 다르므로 지지력 산정방법마다 다른 저항계수값이 적용되어야 하며 이를 위해 우선적으로 각 방법에 포함된 개개의 불확실 요소를 포함, 전체 지지력에 대한 불확실성의 정량화를 위한 노력이 필요하다.

**Keywords :** Foundations, Limit states design, Load factor, Reliability analysis, Resistance factor

### 1. 서 론

한계상태설계법(limit states design; LSD)은 구조설계

분야에서는 허용응력설계법(allowable stress design; ASD)과 함께 현재 전 세계적으로 널리 이용되고 있는 설계법이나 지반공학분야에서는 비교적 새로운 개념으로,

<sup>1</sup> 정회원, 한국수자원공사 수자원연구원 댐안전연구소 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Dam Safety Research Center, Korea Institute of Water and Environment, Korea Water Resources Corporation(KOWACO), bjkim@kowaco.or.kr)

기초를 포함한 지반구조물의 설계는 전통적으로 허용응력설계법에 의해 이루어지고 있다. 한계상태설계법과 허용응력설계법의 가장 큰 차이점은, 한계상태설계법에서는 대상 구조물에 대하여 정의된 각각의 한계상태에 대하여 신뢰성 이론에 근거하여 작용하중과 구조물의 저항능력(혹은 강도)의 불확실성을 고려하고, 이를 반영하기 위하여 부분안전계수(partial safety factor)라 불리는 하중계수(load factor)와 저항계수(resistance factor)를 사용하는 반면, 허용응력설계법에서는 구조물의 저항능력을 결정하고 이를 작용하중과 비교하는 데 있어 주로 경험과 판단에 근거한 하나의 안전계수(흔히 안전율, a factor of safety)를 사용한다는 점이다. 한계상태설계법은 하중과 구조물의 저항능력에 포함된 불확실성의 정도를 구분하여 설계에 반영하고 각기 다른 하중조건과 구조물의 한계상태에 대해서도 일정한 안전수준을 유지하도록 설계를 유도함으로써 잠재적으로 경제적인 설계를 가능하게 한다는 장점이 있다. 반면에 허용응력설계법은 한계상태설계법에 비해 실제 적용이 간단하다는 장점이 있으나 하중과 구조물의 저항능력을 산정하는데 있어 각각에 포함된 불확실성을 구분하여 고려하지 못하며, 하중조건이 변함에 따라, 또는 설계자에 따라 설계된 구조물의 안전수준(safety level)이 변할 수 있다는 단점이 있다. 이러한 이유 등으로 구조설계분야에서 한계상태설계법은 이미 약 40년 전 유럽과 미국 등에서 최초로 설계 개념이 소개된 이후 그 사용이 계속적으로 증가해 왔으며 점차 기존의 허용응력설계법을 대체하고 있는 추세이다(Goble, 1999).

구조분야에서 한계상태설계법의 세계적인 이용추세와 함께 지반공학분야에서도 한계상태설계법 사용에 대한 필요성이 대두되고 있으며 비교적 최근에 미국과 캐나다의 여러 한계상태설계 시방서들은 지반구조물에 대한 한계상태 설계기준을 채택하였다(MOT, 1992; AASHTO, 1994; NRC, 1995). 그리고 유럽에서는 사실 그 이전부터 부분안전계수를 사용한 설계개념을 직접 실무의 지반구조물 설계에 성공적으로 적용해왔다(DGI, 1985; Goble, 1999). 지반구조물인 기초의 설계시 하중계수와 저항계수를 사용한 한계상태설계법을 사용한다면 기본적인 한계상태설계법의 장점 이외에도 상부구조물의 설계시 사용된 하중계수를 그대로 하부의 기초설계에 사용함으로써 상부와 하부구조물의 설계가 일체화되어 보다 효율적인 설계가 가능하다는 장점이 있다. 따라서 기초의 한계상태설계 적용시에는 상부구조물 설계에 적용

된 하중계수와 똑같은 하중계수를 적용하는 것이 바람직하며 지반의 저항능력에 대한 적절한 저항계수의 산정을 위한 노력도 이러한 바탕하에서 이루어져야 할 것이다. 이에 본 연구에서는 한계상태설계법의 기본개념에 대한 소개와 함께 세계 여러 국가의 한계상태설계 시방서들을 수집하고 각 시방서에서 제시된 부분안전계수들에 관하여 조사, 분석하였다. 또한 간단한 신뢰도 해석을 통하여 대표적인 설계하중에 대한 하중계수와 기초 지지력에 대한 저항계수를 산정하고 시방서들과 비교하였다.

## 2. 한계상태설계법

구조물에 대한 한계상태설계에서 “한계상태”란 구조물이 의도된 기능을 더 이상 발휘하지 못하는 상태로서 정의된다. 이러한 한계상태는 극한 한계상태(ultimate limit state)와 사용성 한계상태(serviceability limit state)로 구분되며, 극한 한계상태란 구조물의 구조적인 안정성과 관련되어 구조물의 전체 혹은 부분적인 붕괴가 수반되는 상태(기초의 경우 지지력 상실에 의한 붕괴가 한 예)를 의미하고, 사용성 한계상태란 구조물의 사용기간 중 구조물에 발생하는 변형, 균열, 및 과도한 침하 발생 등, 사용성에 영향을 미치는 상태를 의미한다(Allen, 1975). 그리고 “한계상태설계”란 간단히, 대상 구조물에 대하여 가능한 한계상태들을 정의하고 각 한계상태에 대한 발생확률이 허용 위험수준 이내에 들도록 설계하는 것이라고 말할 수 있다. 그러나 실제 설계시 미리 제한된 신뢰수준(확률)을 만족하는 범위내에서 각 설계변수(하중, 저항능력 등)들에 내재된 불확실성을 반영하여 결정된 하중 및 저항계수를 설계조건에 포함시킴으로써 실제 설계자들이 구조물의 한계상태 발생확률을 직접 계산할 필요가 없다는 점에서 순수한 확률설계법과는 차이가 있으며 보다 간단하게 설계가 이루어진다고 할 수 있다.

한계상태설계법의 기본 설계조건은 식 (1)과 같이 표현된다.

$$RF \cdot R_n \geq \sum_{i=1}^n (LF)_i \cdot Q_{ni} \quad (1)$$

여기서,  $LF$ ,  $Q_n$ ,  $RF$ ,  $R_n$ 은 각각 하중계수, 공칭하중(nominal load), 저항계수(흔히 구조설계에서 강도감소계수), 공칭저항(nominal resistance)을 나타낸다. 보통

하중계수는 1.0보다 크고 저항계수는 1.0보다 작으며 각각 작용하중과 저항능력의 산정시 내재된 불확실성을 반영한다. 공칭저항  $R_n$ 은 설계자들에 의해 산정되는 대상 구조물의 저항능력, 예를 들어 설계대상이 콘크리트 재료라면 콘크리트의 강도가 되고, 만약 기초라면 기초의 지지력이 한 예가 될 것이다.

식 (1)이 의미하는 바는 공칭하중에 하중계수를 곱한 결과(설계하중)가, 공칭저항에 저항계수를 곱한 결과(설계저항능력)를 초과하지 않아야 한다는 것이며 이러한 조건은 가능한 하중조합 및 한계상태에 대해 모두 만족되어야 한다. 이와같이 한계상태설계법의 기본 설계조건에는 허용응력설계법에서의 안전율과 비슷한 개념으로서 하중계수와 저항계수의 사용이 설계에 수반되므로 실제 미국에서는 한계상태설계법 대신 『하중 - 저항계수 설계법(load and resistance factor design; LRFD)』 이란 이름이 일반적으로 사용되고 있다. 그러나 미국을 제외한 기타국가에서는 한계상태설계법이란 이름이 보다 넓은 의미로서 보편적으로 사용되고 있다(Goble, 1999).

### 3. 세계 각국의 한계상태설계 시방서에 제시된 부분안전계수

본 연구에서는 현재 한계상태설계기준에서 제시된 부분안전계수들을 조사하기 위하여 미국과 캐나다, 유럽 등 세계 각국의 구조물 한계상태설계 시방서들을 수집하였다. 수집된 시방서들은 설계대상의 구분별로 교량설계 시방서와 건물설계시방서, 그리고 기타 시방서로 분류하였으며, 교량설계시방서로서는 미국의 「AASHTO LRFD bridge design specifications(AASHTO 1998)」 와 캐나다의 「Ontario highway bridge design code(MOT 1992)」, 건물설계시방서로서 미국의 「Building code requirements for structural concrete(ACI 1999)」, 「LFRD specification for structural steel buildings(AISC 1994)」, 캐나다의

「National building code of Canada(NRC 1995)」, 그리고 기타 설계시방서로서 미국의 해양구조물 설계시방서인 「Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms(API 1993)」 와 유럽의 일반 구조물 및 기초 설계시방서인 「Eurocode (ECS 1994, 1995)」, 「Code of practice for foundation engineering(DGI 1985)」 로 총 8개 시방서가 수집되었다.

#### 3.1 하중계수

표 1은 한계상태설계시 극한 한계상태에 대하여 각 시방서에서 제시된 하중계수들을 정리한 것이다. 한 하중에 대해서 서로 다른 하중계수값들이 적용되는 경우는 상한과 하한의 범위로서 나타내었다.

전반적으로 교량설계시방서(AASHTO와 MOT)는 기타 설계시방서(ACI, AISC, NRC 등)들과 비교해 넓은 범위의 하중계수값을 나타내고 있다. 사하중에 대하여 AASHTO(1998)와 MOT(1992)의 경우 하중계수의 값이 각각 1.25에서 1.95, 1.1에서 1.5의 비교적 넓은 범위에 있는 반면, AISC(1993)나 NRC(1995)같은 빌딩설계시방서의 경우는 비교적 차이가 적은 1.2에서 1.4의 범위에 있으며, 또한 활하중의 경우에도 비슷한 경향으로 교량설계시방서에 대해서 1.15에서 1.75의 범위인 반면, 빌딩설계시방서에 대해서는 1.3에서 1.7의 범위를 나타낸다. 이러한 차이는 보통 빌딩설계와 비교해 교량설계시 더욱 많은 하중조건 및 다양한 하중조합에 따른 한계상태가 고려되기 때문이다. 예를 들어 교량설계시 고려되는 사하중에는 일반적인 구조재료외에도 포장체와 토압 등도 포함되며 이러한 경우 AASHTO(1998)과 MOT(1992)에서는 일반 구조재료와 다른 값의 하중계수를 적용한다. 즉, AASHTO(1998) 시방서의 경우 일반 구조재료에 대한 사하중 계수는 1.25를 사용하는 반면, 포장체나 연성매설구조물에 작용하는 연직토압의 경우 각각

표 1. 여러 시방서의 하중계수(극한 한계상태)

하중종류	미국				캐나다		유럽	
	AASHTO(1998)	ACI(1999)	AISC(1994)	API(1993)	MOT(1992)	NRC(1995)	DGI(1985)	ECS(1995)
사하중	1.25-1.95 (0.65-0.9)	1.4 (0.9)	1.2-1.4 (0.9)	1.1-1.3 (0.9)	1.1-1.5 (0.65-0.95)	1.25 (0.85)	1.0 (0.85)	1.0-1.35 (0.95)
활하중	1.35-1.75	1.7	1.6	1.1-1.5 (0.8)	1.15-1.4	1.5	1.3	1.3-1.5
풍하중	1.4	1.3	1.3	1.2-1.35	1.3	1.5	1.3	1.3-1.5
지진하중	1.0	1.4	1.0	0.9	1.3	1.0	1.0	1.0

주 : 괄호안의 하중계수는 하중조합조건에서 하중이 저항으로 작용하는 경우에 해당

1.5와 1.95를 적용하여 후자의 경우 하중산정에 내재한 불확실성이 매우 크다는 것을 반영한다. 한편, ACI(1999)나 NRC(1995)의 경우 설계에 포함되는 모든 구조 요소에 대해서 똑같은 값의 하중계수를 사용한다.

한 하중조합에 여러 순간하중(transient load; 활하중, 풍화중, 지진하중 등이 해당)들이 포함된 경우, 그러한 하중들에 대하여 1.0보다 작은 하중계수가 사용되기도 하는데 이는 각 순간하중에 대하여 그 크기가 최대치를 나타내는 경우가 동시에 발생하기 힘들며 또한 한 하중의 작용은 다른 하중의 작용을 상쇄할 수 있다는 가정에 근거한 것이다. 교량설계시방서를 제외한 대부분 시방서에서는 한 하중조합에 두 종류 이상의 순간하중이 포함되는 경우 1.0보다 작은 하중조합계수를 적용한다. NRC(1995)의 경우 활하중과 풍화중이 동시에 작용하는 경우 다음과 같은 하중조합식이 사용된다.

$$Q = (LF)_D Q_D + 0.7[(LF)_L Q_L + (LF)_W Q_W] \quad (2)$$

여기서,  $Q_D$ 는 사하중(dead load),  $Q_L$ 은 활하중(live load),  $Q_W$ 는 풍하중(wind load)을 나타내며 위 식은 활하중과 풍화중을 동시에 고려하는 경우 각 하중에 대하여 70%의 하중효과만 설계에 반영한다는 것을 의미한다. 그리고 이러한 하중조합계수는 순간하중의 수에 따라 다른 값을 취한다. 반면 교량설계시방서에서는 여러 순간하중이 동시에 고려되는 경우 하중조합계수를 사용하는 대신 한 하중에 대해서 각 하중조합별로 다른 크기의 하중계수가 사용된다. 예로써 AASHTO(1998)에서 활하중만 고려되는 경우 하중조합은,

$$Q = 1.25 Q_D + 1.75 Q_L \quad (3)$$

과 같은 반면, 활하중과 풍화중이 동시에 고려되는 경우에는,

$$Q = 1.25 Q_D + 1.35 Q_L + 0.4 Q_W \quad (4)$$

와 같이 순간하중들에 대해 서로 다른 하중계수들이 사

용된다.

표 2는 시방서간 하중계수들의 비교를 보다 쉽게 하기 위하여 대표적인 하중조합조건인 중력하중조합(사하중+활하중)에 대한 하중계수들을 나타낸 것이다. 하중계수값의 범위는 표 1과 비교해 그리 크지 않으며 사하중의 경우 DGI(1985)를 제외하면 1.2에서 1.4의 비교적 좁은 범위를 나타낸다.

한편, 표 1에서 풍하중 및 지진하중에 대한 하중계수는 사하중 및 활하중과 비교했을 때 비교적 시방서들간 차이가 크지 않음을 알 수 있다. 풍하중계수의 범위는 1.2에서 1.5, 그리고 지진하중계수는 대부분 시방서에서 1.0이다. 지진하중은 특히 지역에 따라 변화가 큰 하중이므로 보통 하중 산정시 상대적으로 보수적인 값을 취하고 1.0의 하중계수를 적용하는데 이는 지역에 따라 사용하는 하중계수가 크게 변하는 것을 막기 위함이라고 할 수 있다.

표 3은 사용성 한계상태에 대한 각 시방서에서의 하중계수를 나타낸 것이다. 극한 한계상태에서와 달리 사용성 한계상태에 대해서는 1.0의 하중계수를 사용하는 것이 일반적이며 저항계수는 사용하지 않는다. 사용성 한계상태 검토의 목적은 설계하중 작용에 의한 구조물의 침하가 허용침하량을 초과하지 않도록 하는 것이다. 이런 의미에서 사용성 한계상태에 대한 검토는 허용응력설계법에 의한 검토와 결과적으로 동일하다고 할 수

표 2. 중력하중조합의 하중계수

시방서	대표적인 중력하중조합
AASHTO(1998)	$1.25Q_D + 1.75Q_L$
ACI(1999)	$1.4Q_D + 1.7Q_L$
AISC(1994)	$1.2Q_D + 1.6Q_L$
API(1993)	$1.3Q_D + 1.5Q_L$
MOT(1992)	$1.2Q_D + 1.4Q_L$
NRC(1995)	$1.25Q_D + 1.5Q_L$
DGI(1985)	$1.0Q_D + 1.3Q_L$
ECS(1995)	$1.35Q_D + 1.5Q_L$

주 :  $Q_D$ : 사하중,  $Q_L$ : 활하중

표 3. 여러 시방서의 하중계수(사용성 한계상태)

하중종류	미국			캐나다		유럽	
	AASHTO(1998)	ACI(1999)	AISC(1994)	MOT(1992)	NRC(1995)	DGI(1985)	ECS(1995)
사하중	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
활하중	1.0	1.0	1.0	0.75	1.0	-	1.0
풍하중	0.3	1.0	1.0	0.7	1.0	-	1.0

있다.

표 3에서 보듯이 AASHTO(1998)와 MOT(1992)에서는 각각 풍하중과 활하중 및 풍하중에 대하여 1.0보다 작은 하중계수를 사용하고 있으며 이는 그러한 하중들이 시간 의존적인 특성을 갖으며 보통 최대치를 유지한 채 오랜 시간 작용하지 않는다는 가정에 근거한 것이다. 실제 교량설계시 활하중은 주로 차량에 의한 하중으로서 빌딩에서의 거주에 의한 활하중과 달리 시간 의존성이 상당히 크다고 할 수 있다. 그러나, 기초의 설계시 기초 지반이 사질토인 경우 즉시침하의 영향이 고려되어야 한다는 점에서 사용성 한계상태에 대한 하중계수는 전 하중에 대하여 1.0의 하중계수를 사용하는 것이 적당할 것이다. 지진하중에 대한 하중계수는 각 시방서에서 고려되지 않았다.

### 3.2 저항계수(기초 지지력 중심으로)

표 4는 한계상태설계 개념을 이용한 기초 설계시 기초의 지지력에 대하여 각 시방서에서 제시한 저항계수들을 정리한 것이다. 기본적으로 기초의 지지력 산정 방법에 따라 서로 다른 저항계수들을 제안하고 있는데 이는 각 방법에 따라 내재된 불확실성의 정도가 다르기

때문이다. 또한 미국, 캐나다의 설계시방서와 유럽의 설계시방서간 저항계수의 적용에 있어서 기본적으로 차이가 존재하는데, 가장 큰 차이점은 미국과 캐나다에서는 저항계수가 전체 지지력에 대해서 적용되는 반면, 유럽에서는 각 강도정수에 적용된다는 점이다. 즉, 미국과 캐나다의 방법에서는 기본적으로 지지력의 계산과 관련한 모든 불확실 요소들을 하나의 요소로 결합하여 지지력 전체에 대해서 하나의 저항계수를 적용하는 반면, 유럽의 방법에서는 지반의 강도정수(점착력, 내부마찰각 등)에 대한 불확실성만을 고려하여 전체 지지력이 아닌 각 강도정수에 저항계수를 적용한다. 이 때 설계 강도정수는 산정된 강도정수에 저항계수를 곱하는 것이 아니라 안전율처럼 나눠줌으로써 얻어지며 이러한 이유로 표 4에서 보는 바와 같이 유럽의 시방서에서 제시된 저항계수는 모두 1.0보다 큰 값을 나타낸다. 유럽의 방법은 저항계수 산정을 위한 보다 정확한 보정(calibration)은 가능할 수 있으나, 강도 이외의 지지력 계산에 내재된 불확실 요소(예를 들어 지지력 해석모델)들을 고려하지 않으며 미국과 캐나다의 방법보다 설계 적용시 다소 복잡하다는 단점이 있다(Becker, 1996). 그럼에도 실제 유럽에서는 지반구조물의 설계에 부분안전계수를 사용한 한계상태설계법을 비교적 오래전부터(1960년대

표 4. 여러 시방서의 기초 지지력에 대한 저항계수

	AASHTO(1998)		MOT(1992)와 NRC(1995)		DGI(1985)		ECS(1994)	
	지지력 산정	저항계수	지지력 산정	저항계수		저항계수		저항계수
얕은기초			얕은기초		얕은기초		얕은기초	
모래지반	SPT 이용 CPT 이용	0.45(0.35) 0.55(0.45)	실내 및 현장시험결과 이용	0.5	마찰각 ( $\tan\phi'$ )	1.25	마찰각 ( $\tan\phi'$ )	1.25
점토지반	실내시험결과 이용 CPT 이용 현장베인시험결과 이용	0.60 0.50(0.50) 0.60			점착력	1.75	점착력	1.4-1.6
깊은기초 (축방향지지말뚝)			깊은기초 (축방향지지말뚝)		깊은기초		깊은기초	
주면마찰력	$\alpha$ 방법 $\beta$ 방법 $\lambda$ 방법	0.70 0.50 0.55	실내 및 현장시험결과 이용	0.4	마찰각 ( $\tan\phi'$ )	1.25	마찰각 ( $\tan\phi'$ )	1.25
선단지지력	Skempton(1951) 방법(점토) Kulhawy(1983) 방법(모래) SPT 이용 CPT 이용	0.70 0.70 (0.35) (0.45)			점착력	2.0	점착력	1.4-1.6
주면마찰 및 선단지지력	SPT를 이용 CPT를 이용 정적재하시험 이용 PDA 이용	0.45 0.55 0.80 0.70	동적시험결과 이용	0.5				

주: 1. SPT:standard penetration test; CPT:cone penetration test; PDA:piledriving analyzer  
2. 괄호안의 저항계수는 SPT나 CPT결과로부터 추정된 전단강도를 이용하는 경우에 해당

이후) 성공적으로 실무에 적용해 왔으며 그 과정에서 주로 경험을 통하여 부분계수들에 대한 보정을 해왔다. 반면에, 미국과 캐나다의 방법은 실제 적용이 간편하고 강도를 포함, 지지력 산정에 포함된 불확실 요소들을 전체적으로 고려할 뿐 아니라 무엇보다도 부분계수 산정을 위한 보정시 전체 지지력을 하나의 확률변수로서 고려함으로써 신뢰성 이론을 적용하기가 용이하다는 장점이 있다. 그러나 지지력 산정에 포함된 모든 불확실 요소들을 정량화하기 어렵다는 단점이 있다(Becker, 1996). 비교적 최근에 기초설계에 한계상태설계기준을 포함한 미국과 캐나다 시방서에서 부분계수들은 주로 신뢰성 이론에 근거해서 산정된 것이다.

표 4에서 보듯이 AASHTO(1998)의 경우 저항계수가 지반종류 및 지지력 산정방법에 따라 비교적 세분화 되어있는 반면, MOT(1992)과 NRC(1995)의 경우는 여러 방법에 대해 통일된 저항계수값을 제안한다. 즉, 얇은기초의 경우 AASHTO(1998)는 지지력 산정방법에 따라 0.35에서 0.60의 저항계수들을 제안하고 있으나 MOT(1992)과 NRC(1995)의 경우 실내 및 현장시험결과를 이용한 지지력 산정에 대해 모두 0.5의 저항계수를 사용하고 있다. 축방향지지 말뚝에 대한 저항계수 또한 AASHTO(1998)의 경우 현장 및 실내시험결과를 이용한 반영적인 방법이나 이론적인 방법등에 의한 지지력 산정방법들을 구분, 서로 다른 저항계수들(0.35에서 0.7)을 제안한 반면 MOT(1992)와 NRC(1995)의 경우에는 같은 방법들에 대해 통일된 값(0.4)이 적용된다. 그리고 정적 및 동적재하시험 결과를 이용한 방법에 대한 저항계수가 다른 방법들과 비교해 비교적 큰 데 이는 재하시험결과를 이용한 실제 기초의 지지력 추정치가 기타방법과 비교해 신뢰도가 높다는 것을 반영한다. 또한, 유럽의 시방서(DGI와 ECS)에서 점착력에 대한 저항계수(1.4 - 2.0)가 내부마찰각에 대한 저항계수(1.25)보다 큰데 이는 점착력의 측정이 더 많은 불확실성을 갖고 있다는 것을 의미한다.

#### 4. 신뢰도 해석을 통한 하중 및 저항계수의 산정

본 연구에서는 확률이론에 근거한 간단한 신뢰도 해석을 통하여 3장에서 설명된 대표적인 설계 하중과 기초의 지지력에 대하여 하중계수와 저항계수를 산정하였다. 해석방법으로는 Cornell(1969)과 Lind(1971)의 확률변수(설계변수)에 대하여 Log - 정규분포를 가정한 FOSM

(First-Order-Second-Moment) 방법을 사용하였다. FOSM 방법은 신뢰도 해석에서 보편적으로 사용되는 방법으로, 주어진 확률변수에 대한 확률분포함수의 산정과 비교해 통상 first and second order moment인 평균과 표준편차 산정은 비교적 높은 신뢰를 가지고 상대적으로 독립이라는 가정하에 평균과 표준편차만을 이용하고, 주어진 시스템에 대해 확률변수들로 정의된 한계상태함수(limit state function)로부터 시스템이 한계상태에 도달할 확률(즉, 파괴확률), 혹은 한계상태에 대하여 안전한 정도(즉, 신뢰도)를 결정하는 방법이라 할 수 있다.

##### 4.1 하중 및 저항계수의 유도

한계상태설계의 기본식 (1)은 구조물에 작용하는 하중과 이에 대한 저항을 각각 확률변수로 가정했을 때 기본적인 확률이론에 의해 잘 표현될 수 있으며 이로부터 하중계수와 저항계수의 유도도 가능해진다(Cornell, 1969; Lind, 1971).

하중을  $Q$ , 저항을  $R$ 이라 표현하고 각각 Log - 정규분포를 갖는 확률변수라고 가정하면, 구조물의 파괴는  $\ln R - \ln Q < 0$  일 때(즉, 한계상태 도달 후) 발생하며, 파괴확률은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$P_f = P\{(\ln R - \ln Q) < 0\} \quad (5)$$

실제  $R$ 과  $Q$ 의 확률분포형태를 정확히 예측하기란 사실 불가능하다. 그러나 보통  $R$ 과  $Q$ 의 분포가 비대칭으로 치우치는 경향이 있고 신뢰도 해석시 적용이 비교적 간단하며, 특히  $R$ 과  $Q$  자체가 여러 확률변수들의 곱으로써 표현되는 경우 이론적으로 각 변수들의 영향을 잘 반영하고 실제로 적절한 결과를 얻는다는 장점 때문에 통상 Log - 정규분포에 대한 가정이 일반적으로 사용된다(MacGregor, 1976).

식 (5)에서  $\ln R$ 과  $\ln Q$ 가 서로 독립인 확률변수라면,  $U = \ln R - \ln Q$ 의 평균  $\bar{U}$ 와 표준편차  $\sigma_U$ 는 다음과 같이 표현된다.

$$\bar{U} = \bar{\ln R} - \bar{\ln Q} \quad (6)$$

$$\sigma_U = \sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln Q}^2} \quad (7)$$

신뢰도 해석에서 파괴확률  $P_f$  대신 주어진 시스템의 안전에 대한 상대적인 판단척도로서 신뢰도지수  $\beta$ 가 일

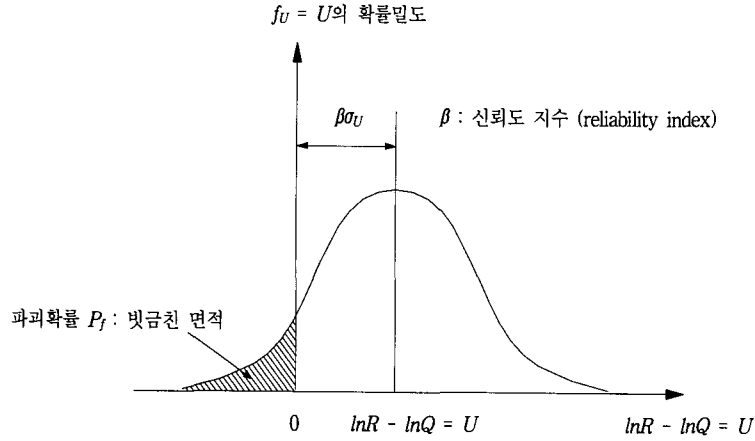


그림 1. 하중 Q, 저항 R, 파괴확률 P<sub>f</sub>, 신뢰도지수 β의 관계

반적으로 사용되며 식 (6)과 (7)의 함수로써 다음과 같이 정의된다.

$$\beta = \frac{\overline{\ln R} - \overline{\ln Q}}{\sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln Q}^2}} \quad (8)$$

즉, β는 그림 1에서 보듯이 U의 평균으로부터 파괴한계까지의 거리를 나타내는데 있어 U의 표준편차와의 곱으로써 표현된다. 그림 1은 하중 Q, 저항 R, 파괴확률 P<sub>f</sub>, 신뢰도지수 β의 관계를 나타낸다.

Log-정규분포에 대해서 σ<sub>lnQ</sub><sup>2</sup>와 σ<sub>lnR</sub><sup>2</sup>은 변동계수의 함수로써 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_{\ln Q}^2 = \ln(1 + V_Q^2), \quad \sigma_{\ln R}^2 = \ln(1 + V_R^2) \quad (9)$$

여기서 V<sub>Q</sub>와 V<sub>R</sub>은 각각 Q와 R의 변동계수로써 평균에 대한 표준편차의 비로써 정의된다. 일반적으로 작은 값의 변동계수(V<sub>Q</sub> 혹은 V<sub>R</sub> < 0.6)에 대해서 다음과 같은 근사화가 가능하다(MacGregor, 1976).

$$V_Q^2 \cong \sigma_{\ln Q}^2, \quad V_R^2 \cong \sigma_{\ln R}^2 \quad (10)$$

식 (9)와 (10)을 이용하여, 식 (8)을 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$\overline{\ln R} - \overline{\ln Q} \cong \beta \sqrt{V_Q^2 + V_R^2} \quad (11)$$

한편, Lind(1971)는 다음과 같은 식이 성립함을 보였다.

$$\sqrt{V_Q^2 + V_R^2} \cong \alpha V_Q + \alpha V_R \quad (12)$$

위 식에서 α는 분리계수(separation coefficient)로서

V<sub>R</sub>/V<sub>Q</sub>에 따라 0.707에서 1.0사이의 값을 갖는다. 또한, MacGregor(1976)는 다음과 같은 관계가 성립함을 보였다.

$$\overline{\ln R} - \overline{\ln Q} \cong \ln \left( \frac{\overline{R}}{\overline{Q}} \right) \quad (13)$$

식 (12)와 (13)을 식 (11)에 대입하면 다음과 같은 근사식이 얻어진다.

$$\ln \left( \frac{\overline{R}}{\overline{Q}} \right) \cong \beta \alpha V_Q + \beta \alpha V_R \quad (14)$$

또는,

$$\frac{\overline{R}}{\overline{Q}} \cong e^{\beta \alpha V_Q + \beta \alpha V_R} \quad (15)$$

식 (15)를 정리하면,

$$\overline{R} (e^{-\beta \alpha V_R}) \cong \overline{Q} (e^{\beta \alpha V_Q}) \quad (16)$$

식 (16)에  $\overline{Q}$  과  $\overline{R}$  은 다음과 같이 정의될 수 있다.

$$\overline{Q} = Q_n b_Q, \quad \overline{R} = R_n b_R \quad (17)$$

여기서, Q<sub>n</sub>, R<sub>n</sub>, b<sub>Q</sub>, b<sub>R</sub>은 각각 공칭하중(nominal load)과 공칭저항(nominal resistance), 그리고 하중과 저항에 대한 편향계수(bias factor)를 의미한다. 편향계수란 공칭값에 대한 평균의 비로써 정의된다. 식 (17)을 (16)에 대입하면 다음과 같은 식이 얻어진다.

$$R_n b_R (e^{-\beta \alpha V_R}) \cong Q_n b_Q (e^{\beta \alpha V_Q}) \quad (18)$$

위 식을 한계상태설계에 대한 기본식 (1)과 같은 형태로 정리하면,

$$RF \cdot R_n \geq LF \cdot Q_n \quad (19)$$

여기서,  $RF$ 와  $LF$ 는 각각 저항계수와 하중계수를 의미하며 식 (18)과 (19)로부터 하중계수와 저항계수에 대한 식은 다음과 같이 표현된다.

$$LF = b_Q e^{\beta a V_Q} \quad (20)$$

$$RF = b_R e^{-\beta a V_R} \quad (21)$$

식 (20)과 (21)에 의해  $a, \beta, b_Q, b_R, V_Q, V_R$ 에 대한 적절한 값이 알려지면 하중계수와 저항계수는 간단히 얻을 수 있다.

#### 4.2 하중계수의 산정

하중계수는 설계시 고려되는 대표적인 하중인 사하중, 활하중, 풍하중 및 지진하중에 대해서 식 (20)을 이용하여 산정하였으며 하중계수 계산에 필요한 여러 통계변수( $a, \beta, b_Q, V_Q$  등)들의 값은 기존 문헌에 발표된 자료를 이용하여 결정하였다.

식 (12)에서 분리계수  $a$ 는 다음과 같이  $V_R/V_Q$ 의 함수로써 표현할 수 있다.

$$a = \frac{\sqrt{1 + (V_R/V_Q)^2}}{1 + (V_R/V_Q)} \quad (22)$$

즉,  $a$ 는  $V_R/V_Q$ 에 따라 변하며 그 값은 어떠한 값의  $V_R/V_Q$ 에도 0.7과 1.0사이의 값을 갖는다. 그러나  $V_R/V_Q$ 값은 실제적으로 0.4에서 5를 초과하지 않는 것으로 알려져 있으며(Becker, 1996), 이 구간의  $V_R/V_Q$ 에 대해서  $a$ 는 대략 0.75를 중심으로 0.7에서 0.85의 범위에서 변한다(그림 2). 본 해석에서는  $a$ 의 변화를 고려하기 위하여  $a = 0.7, 0.75, 0.85$ 에 대하여 각각 하중계수를 산정하였다.

한편, 신뢰도 지수( $\beta$ )란 신뢰성 해석에서 주어진 시스

템의 안전에 대한 척도를 나타내는 개념으로 그림 1에서 보는 바와 같이  $\beta$ 가 클수록 파괴확률은 작게되며 반대로  $\beta$ 가 작을수록 파괴확률은 커지게 된다. Ellingwood 등(1980)은 신뢰도 해석을 통한 구조물 설계를 위해 다양한 하중조건에서 콘크리트와 강재 등 일반 구조재료에 대한  $\beta$ 의 광범위한 조사를 수행하고 그 결과 중력하중 및 중력하중과 풍하중의 동시 작용시  $\beta$ 값은 대략 2.5에서 3.0의 범위가 된다고 보고하였다. 또한, 이를 바탕으로 중력하중과 풍하중 및 지진하중 작용시 적당한 목표 신뢰도 지수(target reliability index,  $\beta_T$ )로 각각 3.0, 2.5, 1.75을 제시하였다. 본 해석에서는  $\beta$ 값으로써 Ellingwood 등(1980)의 연구결과를 근거로 하여 사하중과 활하중, 풍하중, 지진하중에 대하여 각각 3.0, 2.75, 2.5, 1.75를 적용하였다.

표 5는 비교적 최근의 통계자료(교통량, 풍속, 지진가속도 등)에 근거해서 여러 연구자들이 발표한  $b_Q$ 와  $V_Q$  값들을 나타낸 것이다. 실제로 구조설계분야에서는 설계시 보다 정확한 하중을 산정하기 위하여 오랜 시간에 걸쳐 많은 통계자료를 축적해 왔으며 이를 통해  $b_Q$ 와  $V_Q$ 의 측정에도 노력을 기울여왔다(Nowak, 1994). 표 5로부터 풍하중이나 지진하중을 산정하는 데 있어 중력하중에 비해 편향이 심하며, 변동계수의 경우 지진하중에 대하여 매우 큰 값을 나타내 크기에 있어서 변동이 심한 지진하중의 특성을 잘 반영하고 있음을 알 수 있

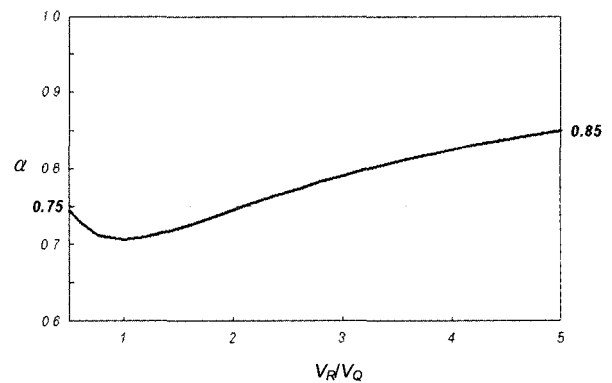


그림 2. 분리계수  $a$ 의 변화

표 5. 하중에 대한 편향계수  $b_Q$ 와 변동계수  $V_Q$

하중 종류	$b_Q$	$V_Q$	참고문헌
사하중	1.03 - 1.05	0.08 - 0.15	Nowak(1994), Ellingwood and Tekie(1999)
활하중	1.0	0.25	Ellingwood and Tekie(1999)
풍하중	0.875	0.20	Nowak(1994)
지진하중	0.3	0.7 <	Ellingwood et al.(1980), Nowak(1994)

주 : 순간하중에 대한  $b_Q$ 와  $V_Q$ 는 최대 50년 주기에 대한 값임



표 6. 하중계수에 대한 해석결과와 시방서와의 비교

		사하중	활하중	풍하중	지진하중
해석결과 ( $0.7 < a < 0.85$ )	$a=0.7$	1.22-1.44 (0.77-0.87)	1.62	1.24	0.71 <
	$a=0.75$	1.23-1.47 (0.75-0.86)	1.67	1.27	0.75 <
	$a=0.85$	1.26-1.54 (0.72-0.84)	1.79	1.34	0.85 <
조사된 시방서 전체		1.0-1.4 (0.65-0.95)	1.3-1.75	1.2-1.5	0.9-1.4
미국	AASHTO(1998)	1.25 (0.65-0.9)	1.75	1.4	1.0
	ACI(1999)	1.4 (0.9)	1.7	1.3	1.4
	AISC(1994)	1.2 (0.9)	1.6	1.3	1.0
	API(1993)	1.3 (0.9)	1.5	1.2-1.35	0.9
캐나다	MOT(1992)	1.2 (0.65-0.95)	1.4	1.3	1.3
	NRC(1995)	1.25 (0.85)	1.5	1.5	1.0
유럽	DGI(1985)	1.0 (0.85)	1.3	1.3	1.0
	ECS(1995)	1.35 (0.95)	1.5	1.3-1.5	1.0

주 : 1. 괄호안의 값은 사하중이 저항으로 작용하는 경우(beneficial load)의 하중계수를 나타냄  
 2. 시방서의 사하중과 활하중계수는 표 2의 중력하중조합에 대한 하중계수를 나타냄

다. 본 해석에는 각 하중에 대한  $b_D$ 와  $V_D$ 로써 표 5의 수치들이 적용되었다.

본 해석의 결과는 표 6에 나타내었으며 비교를 위하여 본 연구에서 조사된 시방서들의 하중계수도 함께 나타내었다. 사하중이 다른 하중의 작용에 대하여 저항으로 작용하는 경우(표 1 참조), 사하중계수는  $b_D$ 와  $V_D$ 의 입력변수를 적용하는 대신 저항계수의 식 (21)을 이용하여 산정하였다.

해석결과 산정된 하중계수는 전반적으로 시방서들의 하중계수와 비슷한 값의 범위를 나타내었다. 표 6으로부터  $a$ 의 변화(0.7에서 0.85)에 대하여 주어진 하중에 대한 하중계수값의 변화는 그다지 크지 않으며 그보다는 상대적으로 시방서간 차이가 더 크게 존재함을 알 수 있다. 또한, 해석결과는 유럽 및 캐나다의 시방서와 비교해 특히 미국의 시방서들과 비교적 잘 일치하는 것으로 나타났다. 시방서간 그러한 차이는 사하중을 제외한 기타 하중의 경우 하중의 특성상 국가간 차이가 존재할 수 있으며 결과적으로 그러한 차이들이 시방서에 반영된 것이라 할 수 있다. 또한, 하중계수의 보정(calibration) 방법도 영향을 미친다고 할 수 있는데, 비교적 오랜 기간 경험을 통해 부분계수의 보정을 해온 DGI(1985)의 경우 하중계수들은 신뢰도 해석에 기초하여 산정된 해석결과 및 다른 시방서들의 하중계수들보다 전반적으로 낮은 값을 나타내고 있다.

본 해석에서는 확률변수의 평균과 표준편차만을 이용한 최소편향분포(the least biased distribution)를 가정하였으나 실제 시방서에의 포함을 위한 하중계수(혹은 저항계수) 산정시에는 하중(혹은 저항)의 종류에 따라

실제 확률분포함수의 예측에 기초한 보다 엄밀한 신뢰도 해석을 실시할 필요가 있을 것이다.

### 4.3 저항계수의 산정

기초의 지지력에 대한 저항계수는 식 (21)을 이용하여 산정하였다. 하중계수와 마찬가지로 저항계수의 산정을 위해서는  $a$ 와  $\beta$ , 그리고 적절한  $V_R$ 과  $b_R$ 의 입력이 요구된다.  $a$ 는 하중계수 계산 결과에서 보듯이 0.7~0.85의 범위에서 결과에 크게 영향을 미치지 않으며 그 값이 0.75를 중심으로 변하는 경향이 있으므로 본 해석에서는 0.75를 사용하였다.  $\beta$ 의 경우, 이미 정해진 하중계수에 대해서 저항계수만을 새로이 결정하는 경우, 기존의 설계(예를 들어 ASD)와 일관된 신뢰수준의 설계결과를 얻기 위해 새로운  $\beta$ 가 결정되어야 한다(즉,  $\beta_T$ ). 서두에서 밝혔듯이 기초 설계에 있어서 기존의 상부구조물 설계와 일관성을 유지하고 효율성을 높이기 위해서는 기초와 상부구조물의 설계에 동일한 하중계수가 사용되는 것이 바람직하다. 사실 코드 보정(code calibration)과정이란 기존의 설계에 대한 신뢰해석을 통하여 설계법에 내재된 신뢰수준을 결정하고(즉,  $\beta$ 의 조사), 이를 바탕으로 새로이 설정된 신뢰수준( $\beta_T$ )을 만족하도록 하중계수 또는 저항계수가 보정되는 과정이라고 할 수 있다. Goble(1999)은 기존의 ASD방법으로 설계되어 만족스런 거동을 보이는 기초를 포함한 다양한 구조물에 대하여  $\beta$ 를 조사하고 그 값은 대략 3.0에서 3.5사이의 범위라고 보고하였다. 이에 본 해석에서는 3.0과 3.5을  $\beta$ 값으로 적용하여 각각 저항계수를 산정하였다.

표 7. 다양한 지반설계요소의 변동계수(Coefficient of variation, COV)

지반설계요소	COV	참고문헌
• 자연함수비, 액·소성한계, 단위중량, 간극비 등	0.04-0.20	Kay(1993), Kulhawy(1992), Phoon et al.(1993), Cherubini et al.(1993)
• SPT 표준관입치 N	0.15-0.50	Barker et al.(1991), Meyerhof(1993, 1995)
• CPT 콘관입저항치 $q_c$	0.15-0.37	Barker et al.(1991), Meyerhof(1993, 1995)
• 실내실험으로부터의 내부마찰각 $\phi$	0.05-0.25(0.13)	Cherubini et al.(1993), Meyerhof(1993, 1995), Kulhawy(1992), Manoliu and Marcu(1993),
• CPT결과로부터의 내부마찰각 $\phi$	0.15-0.25	Barker et al.(1991)
• 비배수전단강도	0.12-0.85(0.34)	Meyerhof(1993, 1995), Cherubini et al.(1993), Kulhawy(1992)
얕은기초		
• 이론식	0.25-0.30	Barker et al.(1991), Meyerhof(1993, 1995)
• SPT·CPT결과와 지지력 상관성	0.5	Barker et al.(1991)
깊은기초(축방향지지말뚝)		
• 이론식	0.17-0.41	Barker et al.(1991)
• SPT/CPT결과와 지지력 상관성	0.50/0.36	Barker et al.(1991)
• 말뚝재하시험	0.08-0.30(0.25)	Kay(1993), Hettler(1993), Matsumoto et al.(1993), Okahara et al.(1993)

주 : 괄호안의 숫자는 데이터의 수가 많은 경우 평균값

하중에 대한  $V_Q$ ,  $b_Q$ 와 비교해 기초 지지력의  $V_R$ 과  $b_R$ 은 많이 알려져 있지 않으며, 또한 강재나 콘크리트와 같은 구조재료에 비해 지반의 불확실성은 상당히 큰 편이므로 실제 측정도 매우 어렵다고 할 수 있다. 표 7은 다양한 지반설계요소에 대하여 여러 연구자들이 발표한 변동계수들을 정리한 것으로, 시험방법이나 지반강도정수의 종류 및 측정방법에 따라 변동계수의 범위에 많은 차이가 있으며 한 요소에 대해서도  $V_Q$ 와 비교해 넓은 범위를 나타내고 있다.

한편, 식 (5)에서처럼  $R$ 이 시스템의 전체 저항을 나타내는 하나의 확률변수라면 이는 다시 식 (23)과 같이 공칭 지지력  $R_n$ 과  $R_n$  산정시 내재된 개개의 불확실 요소를 나타내는 확률변수( $N_i$ )들의 곱으로 표현할 수 있다(Barker 등, 1991).

$$R = \prod_{i=1}^n N_i R_n \quad (23)$$

콘크리트 구조물의 설계시  $R_n$ 에 포함된  $N$ 요소들로는 재료 강도의 불확실성, 제작 재료의 치수(size)에 대한 불확실성, 해석방법의 불확실성 등이 포함된다(Allen, 1975). 그리고 설계대상이 기초와 같은 지반구조물이라면, 지반 고유의 변이성(variability), 실험 및 해석모델 등에 내재된 불확실성 등이 포함될 것이다. 따라서  $R$ 의 변동계수  $V_R$ 을 산정할 때에는, 각 요소들의 불확실성은 서로 정도에 차이가 있으므로,  $R$ 에 포함된 불확실 요소( $N$ 요소)들을 구분하고 개개의 변동계수를 결정하는 것이 보다 합리적이라 할 수 있다.

$N_T$ 가 확률변수  $N_1$ 과  $N_2$ , 그리고  $N_3$ 의 곱으로 표현되는 확률변수라면,  $N_T$ 의 변동계수  $V_{N_T}$ 는 다음과 같이 계

산될 수 있다(MacGregor, 1976).

$$V_{N_T} \cong \sqrt{V_{N_1}^2 + V_{N_2}^2 + V_{N_3}^2} \quad (24)$$

본 해석에서는 표 7의 변동계수들을 표 8과 같이 지지력 산정에 포함된 불확실 요소들에 대한 변동계수로 구분하고 식 (24)를 이용하여 전체 지지력에 대한 변동계수  $V_R$ 을 결정하였다. 표 7에 제시된 변동계수들 중 실험(값)에 내재한 불확실성은 실제적으로 지반 변이성의 영향을 포함하고 있었으므로 두 요소에 대한 변동계수는 구분하지 않았다.

기초 지지력에 대한  $b_R$ 은 기존의 문헌에서 발견할 수 없었으므로 본 해석에서는 1.0과 1.1을 적용하여 각 경우에 대하여 저항계수를 조사하였다. 일반적으로 설계자들이 지지력 산정을 위한 설계값들의 결정시 보수적인 경향이 있어 공칭 지지력이 실제 지지력보다 작은 경우가 많은 것으로 알려져 있다(Becker, 1996). 1.1의  $b_R$ 은 평균적으로 공칭 지지력이 실제 지지력보다 10%정도 작게 산정된다는 것을 의미한다.

본 해석의 결과는 표 9에 나타내었으며 비교를 위해 AASHTO(1998), MOT(1992), 및 NRC(1995)의 저항계수들도 함께 나타내었다. 해석시 저항계수는 기초 지지력 계산시 크게 실내시험결과와 현장시험결과를 이용하는 경우로 구분하여 산정하였고 시방서의 저항계수들도 시방서들간 차이는 있으나 그러한 구분에 따라 분류하여 비교하였다.

해석결과 저항계수는  $\beta$ 와  $b_R$ 값에 따라 변하나 그 차이는 크지 않은 것으로 나타났다. 즉,  $\beta$ 가 3.0에서 3.5로 증가함에 따라 저항계수는 평균적으로 0.06만큼 감소하고, 반면  $b_R$ 은 1.0에서 1.1로 증가함에 따라 평균 0.04만

표 8. 기초 지지력의 저항계수 산정에 적용된  $V_R$

지지력 산정	지반고유의 변이성 및 실험 ( $V_{N1, N2}$ )	지지력 산정 모델 ( $V_{N3}$ )	전체 지지력 ( $V_{NT} = V_R$ )	
<b>얕은기초</b>				
실내시험결과 이용	점토	0.34 <sup>1</sup>	0.25 - 0.30 <sup>6</sup>	0.42 - 0.45
	사질토	0.13 <sup>2</sup>	0.25 - 0.30 <sup>6</sup>	0.28 - 0.33
현장시험결과 이용	SPT	0.15 - 0.50 <sup>3</sup>	0.50 <sup>7</sup>	0.52 - 0.71
	CPT	0.15 - 0.37 <sup>4</sup>	0.50 <sup>7</sup>	0.52 - 0.62
<b>깊은기초(축방향 지지말뚝)</b>				
실내시험결과 이용	점토	0.34 <sup>1</sup>	0.17 - 0.41 <sup>8</sup>	0.38 - 0.53
	사질토	0.13 <sup>2</sup>	0.17 - 0.41 <sup>8</sup>	0.21 - 0.43
현장시험결과 이용	SPT	0.15 - 0.50 <sup>3</sup>	0.50 <sup>9</sup>	0.52 - 0.71
	CPT	0.15 - 0.37 <sup>4</sup>	0.36 <sup>9</sup>	0.39 - 0.52
재하시험결과 이용		0.25 <sup>5</sup>	0.10 - 0.15 <sup>10</sup>	0.27 - 0.29

표 7에서,

<sup>1</sup>비배수전단강도

<sup>6</sup>이론식 (얕은기초)

<sup>2</sup>실내시험으로부터의 내부마찰각

<sup>7</sup>SPT · CPT결과와 지지력 상관성 (얕은기초)

<sup>3</sup>SPT 표준관입치 N

<sup>8</sup>이론식 (깊은기초)

<sup>4</sup>CPT 콘관입저항치 qc

<sup>9</sup>SPT · CPT결과와 지지력 상관성 (깊은기초)

<sup>5</sup>말뚝재하시험

<sup>10</sup>가정치

표 9. 저항계수에 대한 해석결과와 시방서와의 비교

지지력 산정	저항계수				AASHTO (1998)	MOT (1992)	NRC (1995)	
	$\beta = 3.0$		$\beta = 3.5$					
	$b_R = 1.0$	$b_R = 1.1$	$b_R = 1.0$	$b_R = 1.1$				
<b>얕은기초</b>								
실내시험결과 이용	점토	0.36-0.39 (0.38)	0.40-0.43 (0.41)	0.31-0.33 (0.32)	0.34-0.37 (0.35)	0.60	0.5	0.5
	사질토	0.48-0.53 (0.50)	0.52-0.59 (0.55)	0.42-0.48 (0.45)	0.46-0.53 (0.49)			
현장시험결과 이용	SPT	0.20-0.31 (0.25)	0.22-0.34 (0.28)	0.16-0.26 (0.20)	0.17-0.28 (0.22)	0.35-0.45	0.5	0.5
	CPT	0.25-0.31 (0.28)	0.27-0.34 (0.31)	0.20-0.26 (0.22)	0.22-0.28 (0.25)			
<b>깊은기초(축방향 지지말뚝)</b>								
실내시험결과 이용	점토	0.30-0.43 (0.36)	0.33-0.47 (0.40)	0.25-0.37 (0.30)	0.27-0.41 (0.33)	0.50-0.70	0.4	0.4
	사질토	0.38-0.62 (0.49)	0.42-0.69 (0.54)	0.32-0.58 (0.43)	0.36-0.63 (0.47)			
현장시험결과 이용	SPT	0.20-0.31 (0.25)	0.22-0.34 (0.28)	0.16-0.26 (0.20)	0.17-0.28 (0.22)	0.35-0.45	0.4	0.4
	CPT	0.31-0.42 (0.36)	0.34-0.46 (0.40)	0.26-0.36 (0.30)	0.28-0.40 (0.33)			
재하시험결과 이용		0.52-0.54 (0.53)	0.57-0.60 (0.59)	0.47-0.49 (0.48)	0.51-0.54 (0.53)	0.80	0.6	0.6

주 : 괄호안의 값은 범위의 중간값을 나타냄

큼 증가하였다. 그러나 지지력 산정방법에 따른 저항계수의 차이는 시방서에서와 마찬가지로 상대적으로 큰 것으로 나타났다. 계산된 저항계수에 대해서 그 차이는 대략 최대 0.3정도이며, 시방서의 경우 AASHTO(1998)에서 최대 0.45였다(표 9에서 SPT결과 이용하는 경우와 재하시험결과 이용하는 경우 저항계수값의 차이).

각 지지력 산정방법에 대하여 해석결과와 시방서간 저항계수를 비교하면, 산정된 저항계수가 시방서의 저항계수보다 전체적으로 대략 0.1에서 0.3만큼 낮은 것으로 나타났다. 이는 상대적으로 해석에 적용된 높은 값의  $V_R$ 에 기인한 것이라고 판단된다. 해석결과에서 실내시험결과를 이용하는 경우 저항계수를 지반의 종류에 따라 분류한 이유는 지반 강도정수의 종류에 따라 내재된 불확

실성에 차이가 있음을 고려한 것으로 표 7에서 보듯이 비배수 전단강도의 변동계수는 내부마찰각보다 크고 넓은 범위를 나타냄을 알 수 있다. 또한, 현장시험결과를 이용하는 경우에 대해, CPT는 SPT보다 다소 높은 저항계수값을 나타내며, 재하시험결과를 이용하는 경우는 CPT 및 기타 다른 방법보다 높은 저항계수값을 나타내었다. 이는 지지력 산정시 실내시험이나 SPT, CPT결과 등을 이용한 간접적인 방법과 비교해 재하시험결과와의 이용은 보다 직접적인 방법으로 결과에 대한 신뢰도가 높다는 것을 반영한다.

기초의 지지력 산정에는 매우 다양한 방법들이 사용되고 지반설계의 특성상 각 방법마다 내재된 불확실성이 다르므로 그러한 차이를 고려하기 위해서는 각 방법

에 대하여 다른 저항계수를 사용하는 것이 바람직할 것이다. 그런 의미에서 AASHTO 시방서는 MOT나 NRC에 비해 지지력 산정방법에 대한 저항계수가 비교적 세분화 되어있어 보다 합리적인 형태라고 생각된다. 그러나 AASHTO 시방서에 포함된 방법 외에도 일반적으로 많은 방법들이 실무 설계에 사용되므로 기존 방법의 저항계수들에 대한 보정과 함께 새로운 방법들에 대해서도 계속적으로 저항계수가 산정되어야 할 필요가 있으며 이를 위해 우선적으로 여러 지반설계요소들의 불확실성에 대한 정량화(확률분포형태, 편향계수, 변동계수 등 산정) 및 통계 자료의 보다 정확한 해석을 위한 신뢰도 해석기법 개발 등의 노력이 진행되어야 할 것이다.

## 5. 결론

본 연구에서는 한계상태설계법에서 사용되는 하중계수 및 기초 지지력의 저항계수에 대하여 조사하였다. 이를 위하여 세계 각국의 여러 한계상태설계 시방서들을 수집하고 각 시방서에서 제시된 하중계수와 저항계수들을 분석하였으며, FOSM(First Order Second Moment) 신뢰도 해석을 통해 산정된 하중 및 저항계수값과 비교하였다.

하중계수에 관하여, 교량설계시방서에서는 빌딩 및 기타 구조물 설계시방서와 비교해 다양한 하중조건 및 한계상태들이 정의되고, 특정하중에 대해서도 그러한 조건에 따라 서로 다른 값이 적용되는 것으로 조사되었다. 그리고, 기초 지지력의 저항계수에 관하여, 미국과 캐나다에서는 전체 지지력에 저항계수를 적용하는 반면, 유럽에서는 지반강도정수에만 저항계수를 적용한다는 점에서 미국·캐나다와 유럽간 한계상태설계법의 적용에 큰 차이가 있는 것으로 나타났다.

하중계수 산정을 위한 FOSM 해석결과 각 하중(사하중, 풍화중, 활하중 및 지진하중)에 대하여 산정된 하중계수는 시방서의 하중계수들과 비슷한 범위를 갖는 것으로 나타났다. 그러나 저항계수에 대한 FOSM 해석결과, 산정된 저항계수는 시방서와 비교해 해석에 적용된 전반적으로 높은 값의 변동계수( $V_R$ )로 인해 전체적으로 낮은 범위를 나타내었다.

오랜 기간 허용응력설계법에 익숙해온 지반공학분야의 설계자들에게 한계상태설계법은 기본적인 설계개념이 확률이론에 기초하여 기존의 방법과 많은 차이가 있으며 실제 설계 적용시 다소 복잡하다는 이유 등으로 쉽

게 받아들이기에 어려울 수 있다는 단점이 있다. 그러나 지반 설계에 대한 신뢰성 증가 및 신뢰도 해석 기법의 발달, 그리고 실무 설계 적용사례의 축적을 통해 한계상태설계법의 시방서 보정(code calibration)이 지속적으로 이루어지고 설계자들도 그러한 시방서에 근거한 설계(code controlling design)에 점차 익숙해진다면 지반구조물의 설계에도 한계상태설계법이 일반적으로 사용될 수 있을 것으로 기대한다.

## 참고 문헌

1. AASHTO (1994), LRF bridge design specifications, 1st ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C.
2. AASHTO (1998), LRF bridge design specifications, 2nd ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C.
3. ACI (1999), Building code requirements for structural concrete (318-99) and commentary (318R-99), American Concrete Institute, Detroit.
4. AISC (1994), Load and resistance factor design specification for structural steel buildings, 2nd ed., American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Illinois.
5. Allen, D. E. (1975), "Limit states design-probabilistic study", *Can. J. Civ. Engrg.*, Vol. 2, pp.36-49.
6. API (1993), Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms-load and resistance factor design, American Petroleum Institute, Washington D.C.
7. Barker, R. M., Duncan, J. M., Rojiani, K. B., Ooi, P. S. K., Tan, C. K., and Kim, S. G. (1991), Manuals for the design of bridge foundations, Transportation Research Board, NCHRP report 343.
8. Becker, D. E. (1996), "Eighteenth canadian geotechnical colloquium: limit states design for foundations. part II. development for the national building code of Canada", *Can. Geotech. J.*, Vol.33, pp.984-1007.
9. Cherubini, C., Giasi, C. I., and Rethati, L. (1993), "The coefficients of variation of some geotechnical parameters", *Probabilistic methods in geotechnical engineering*, Edited by K. S. Li and S.-C. R. Lo., A. A. Balkema, Rotterdam, pp.179-184.
10. Cornell, C. A. (1969), "Structural safety specifications based on second-moment reliability", *Symp. Int. Assn. Brid. and Struct. Engrg.*, London.
11. DGI (1985), Code of practice for foundation engineering, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark.
12. ECS (1994), Eurocode 7: geotechnical design-part I: general rules, European Committee for Standardization, Central Secretariat, Brussels.
13. ECS (1995), Eurocode 1: basis of design and actions on structures-part I: basis of design, European Committee for Standardization, Central Secretariat, Brussels.
14. Ellingwood, B. R. and Tekie, P. B. (1999), "Wind load statistics for probability-based structural design", *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.125, No.4, pp.453-463.

15. Ellingwood, B., Galambos, T. V., MacGregor, J. G., and Cornell C. A. (1980), Development of a probability based load criterion for American National Standard A58 - building code requirements for minimum design loads in buildings and other structures, National Bureau of Standards, Washington, D.C.
16. Goble, G. (1999), Geotechnical related development and implementation of load and resistance factor design (LRFD) methods, Transportation Research Board, NCHRP synthesis 276.
17. Haldar, A. and Mahadevan, S. (2000), Probability, reliability, and statistical methods in engineering design, John Wiley and Sons, Inc., New York.
18. 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.
19. Kay, J. N. (1993), "Probabilistic design of foundations and earth structures", *Probabilistic methods in geotechnical engineering*, Edited by K. S. Li and S. -C. R. Lo., A. A. Balkema, Rotterdam, pp.49-62.
20. Kulhawy, F. H. (1992), "On evaluation of static soil properties", *American Society of Civil Engineers Specialty Symposium on Stability and Performance of Slopes and Embankments-II*, New York, pp.95-115.
21. Kulhawy, F. H., Trautmann, C. H., Beech, J. F., O'Rourke, T. D., and McGuire, W. (1983), Transmission line structure foundations for uplift-compression loading, EPRI report, EL-2870, Electric Power Research Institute.
22. Lind, N. C. (1971), "Consistent partial safety factors", *J. Struct. Engrg. Div.*, ASCE, Vol.97, ST6, pp.1651-1670.
23. MacGregor, J. G. (1976), "Safety and limit states design for reinforced concrete", *Can. J. Civ. Engrg.*, Vol.3, pp.484-513.
24. Manoliu, I., and Marcu, A. (1993), "25 years of utilization of the limit state concept in the Romanian Code for geotechnical design", *Proceedings of the International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering*, Copenhagen, May 26-28, Vol.2., pp.533-542.
25. 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 26-28, Vol.1., pp.141-151.
26. Meyerhof, G. G. (1993), "Development of geotechnical limit state design", *Proceedings of the International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering*, Copenhagen, May 26-28, Vol.1., pp.1-12.
27. Meyerhof, G. G. (1995), "Development of geotechnical limit state design", *Can. Geotech. J.* Vol.32, pp.128-136.
28. MOT (1992), Ontario highway bridge design code, Ministry of Transportation Ontario, Downsview.
29. Nowak, A. S. (1994), "Load model for bridge design code", *Can. J. Civ. Engrg.*, Vol.21, pp.36-49.
30. NRC (1995), National building code of Canada, National Research Council of Canada, Ottawa.
31. 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 26-28, Vol.1., pp.223-232.
32. Phoon, K. K., Kulhawy, F. H., and Grigoriu, M. D. (1993), "Observations on reliability-based design of foundation for electrical transmission line structures", *Proceedings of the International Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engineering*, Copenhagen, May 26-28, Vol.2., pp.351-362.
33. Skempton, A. W., (1951), "The bearing capacity of clays", *Building Research Congress*, London, England, Vol.1, pp.180-189.

(접수일자 2004. 9. 7, 심사완료일 2004. 11. 10)