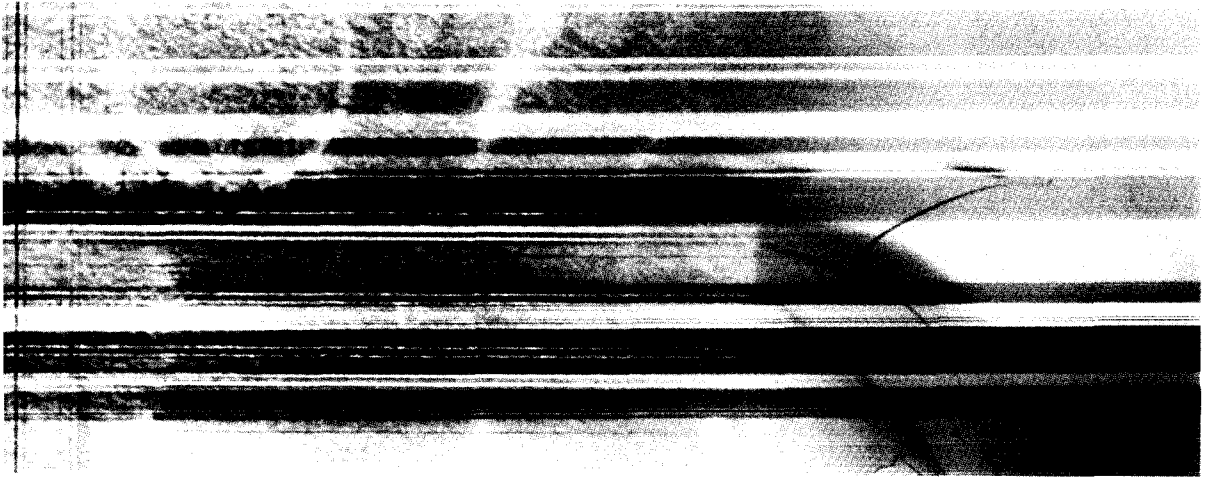


## II. LRFD 시방서를 이용한 기초설계법



김명학\*

### 1. 머리말

한계상태설계법(Limit States Design: LSD)은 교량의 상부구조, 건물 등의 구조설계분야에서 현재 전 세계적으로 널리 이용되고 있는 설계법이다. 그러나, 지반공학분야에서 한계상태설계란 비교적 새로운 개념으로, 기초를 포함한 지반구조물의 설계는 전통적으로 허용응력설계법(Working Stress Design: WSD)에 의한 설계가 일반적이다. 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(전체안전율, lumped factor of safety)를 사용한다는 점이다. 따라서 허용응력설계법은 사용하기에 간단하다는 장점은 있으나 하중과 구조물의 저항능력을 산정하는데 있어 각각에 포함된 불확실성을 구분하여 고려하지 못하며, 하중조건이 변함에 따라, 설계된 구조

\* 인제대학교 토목공학과 교수, 건설기술연구소 소장  
(civmnhk@inje.ac.kr)

물의 안전수준(Safety level)이 변할 수 있다는 단점이 있다. 반면에 한계상태설계법은 하중과 구조물의 저항능력에 포함된 불확실성의 정도를 구분하여 설계에 반영하고 각기 다른 하중조건과 구조물의 한계상태에 대해서도 일정한 안전수준을 유지하도록 설계를 유도함으로써 잠재적으로 경제적인 설계를 가

구조분야에서의 한계상태설계법의 세계적인 이봉추진이 차게 기반구조분야에서도 사용의 필요성이 대두되어 최근에 미국과 캐나다의 대표적인 교량 및 건물설계시방서인 AASHTO와 MOT, NRC 등에서는 지반구조물의 설계에 한계상태 설계기준을 포함하였다. 그리고 유럽에서는 그 이전부터 부분안전계수를 사용한 설계개념을 식설 실무에 적용해 지반구조물의 설계에 사용해오고 있다. 지반구조물, 특히 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 추가적인 장점이 있다.

## 2. 하중-저항계수설계법과 한계상태(Load and Resistance Factor Design and Limit States)

구조물의 한계상태설계법에서 “한계상태”란 구조물이 의도된 기능을 더 이상 발휘하지 못하는 상태로 정의된다. 이러한 한계상태는 극한한계상태(Ultimate Limit State)와 사용성한계상태(Serviceability Limit States)로 구분되며, 극한한계상태는 구조물에 붕괴나 주요 부분의 손상을 초래

하는 상태로서,

- 기초지반의 전단파괴에 의한 지지력 파괴 (Bearing resistance failure)
- 지지층의 깊은 활동파괴(Base failure)
- 경사하중이나 횡력에 대해 기초깊이가 부족하여 발생하는 기초활동(Sliding failure)

노(Overturning)

- 기초지반의 액상화(Ground liquefaction)

등이 있고, 사용성 한계상태는 기초에 과도한 침하가 발생하여 구조물이 고유의 기능을 수행하지 못하는 상태로서,

- 과도한 침하나 융기(Excessive settlement or swelling)
- 구조물 부재의 손상(Structural failure)

등이 있다.

하중-저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design)의 기본 설계조건은 식 (1)과 같이 표현된다.

$$\sum r_i Q_i \leq \sum \phi_i R_i \quad (1)$$

여기서,  $r_i$  = 하중계수(Load factor),

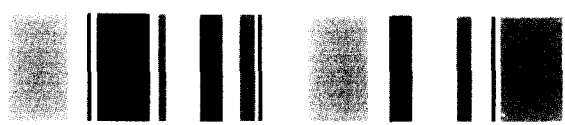
$Q_i$  = 공칭하중(Nominal load),

$\phi_i$  = 저항계수(Resistance factor),

$R_i$  = 공칭저항(Nominal resistance)

을 나타낸다.

공칭저항은 설계자들에 의해 선정되는 대상 구조물의 저항능력, 예를 들어 설계대상이 콘크리트 재료라면 콘크리트의 강도가 되고, 만약 기초라면 기초의 지지력이 한 예가 될 것이다.



## II. LRFD 시방서를 이용한 기초설계법

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. 보통 하중계수는 1.0 보다 크고 저항계수는 1.0 보다 작으며 이들을 부분안전계수(Partial Safety Factors)라 한다.

### 3. LRFD 시방서에 제시된 부분 안전계수

- 부분안전계수 비교를 위해 검토된 LRFD code는
- AASHTO LRFD bridge design specifications (AASHTO 1998)
  - Building code requirements for structural concrete(ACI 1999)
  - LRFD specification for structural steel

buildings(AISC 1994)

- Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms(API 1993)
- Ontario highway bridge design code(MOT 1991)
- National building code of Canada(NRC 1995)
- Eurocode 1(ECS 1994)
- Code of practice for foundation engineering (DGI 1985) 등 총 8개 시방서이다.

#### 3.1 하중계수(Load factors)

표 1은 검토된 시방서들로부터 하중-저항계수설계법 설계시 극한한계상태에서의 각 하중종류별 하중계수들을 정리한 것이다. 한 하중에 대해서 서로 다른 하중계수들이 적용되는 경우는 상한과 하한값

표 1. 하중계수(극한 한계상태)

하중종류	미국				캐나다		유럽	
	AASHTO(1998)	ACI(1999)	AISC(1994)	API(1993)	MOT(1991)	NRC(1995)	DGI(1985)	ECS(1995)
사하중	1.25-1.95 (0.65-0.9)	1.4 (0.9)	1.2-1.4 (1.9)	1.1-1.3 (1.9)	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	1.1-1.5 (1.8)	1.1-1.5 (1.8)	1.15-1.4	1.5	1.3	1.3-1.5
풍하중	1.4	1.3	1.2-1.35	1.2-1.35	1.3	1.1	1.3	1.3-1.5
지진하중	1.0	1.4	1.9	0.9	1.3	1.0	1.0	1.0

주 : 괄호안의 하중계수는 하중조합조건에서 하중의 저항으로 작용하는 경우에 해당

표 2. 하중계수(사용성 한계상태)

하중종류	미국			캐나다		유럽	
	AASHTO(1998)	ACI(1999)	AISC(1994)	MOT(1991)	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

으로 나타내었다.

표 2는 사용성 한계상태에 대한 각 시방서에서의 하중계수를 나타낸 것이다. 극한한계상태에서와 달리 사용성 한계상태에 대해서는 1.0의 하중계수를 사용하는 것이 일반적이며 저항계수는 사용하지 않는다. 사용성 한계상태에 대해서는 1.0의 하중계수

### 3.2 하중조합 (Load combinations)

중력하중조합에서의 하중계수는 표 3과 같다.

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.

$$Q = (\gamma_1)_D + 0.7[(\gamma_1)_L + (\gamma_1)_W] \quad (2)$$

위 식은 활하중과 풍화중을 동시에 고려하는 경우 각 하중에 대하여 70%의 하중효과만 설계에 반영하는 것을 의미한다. 그리고 이러한 하중조합계수는 순간하중의 수에 따라 다른 값을 취한다.

표 3. 중력하중조합에서의 하중계수

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

반면 교량설계시방서(AASHTO나 MOT)에서는 여러 순간하중이 동시에 고려되는 경우에는 하중조합계수를 사용하는 대신 한 하중에 대해서 각 하중 조합별로 다른 크기의 하중계수가 사용된다. 예로써 AASHTO(1998)에서 활하중만 고려되는 경우 하중조합은,

$$Q = 1.25D + 1.75L \quad (3)$$

과 같은 반면, 활하중과 풍화중이 동시에 고려되는 경우에는,

$$Q = 1.25D + 1.35L + 0.4W \quad (4)$$

로 나타낸다.

### 3.3 저항계수 (깊은기초 지지력 중심으로)

LRFD 시방서에서의 저항계수를 각 공칭 지반강도 결정방법 및 말뚝재료에 대하여 정리하면 표 4~9와 같으며 해당 지역과 국가에 따라 다소 다른 저항계수를 적용하고 있다. 표 4에 있는 미국의 AASHTO LRFD bridge design specifications (AASHTO 1998)에서는 다양한 공칭 강도 결정방법과 지반종류에 대한 저항계수를 상세히 제시하고 있다. 그리고 표 5의 캐나다의 Ontario highway bridge design code(MOT 1991)는 강도에 대한 한계상태를 정의하고 축하중을 받는 말뚝 기초에 대한 저항계수를 제시하고 있다. 저항계수는 미국의 AASHTO와 비교할 때 다소 작은 값이고 MOT에서는 지반 한계상태를 세가지의 분류에서 취급하고 있다. 일반 재하시험에 대해서 저항계수는 0.5를 정하고 있으며 큰 수준의 재하시험에 대해서는 0.6을 적

## II. LRFD 시방서를 이용한 기초설계법

**표 4. AASHTO LRFD bridge design specifications (AASHTO 1998)의 저항 계수**

Method		저항계수	
Ultimate Bearing Resistance of single piles	Skin Friction (Clay)	$\alpha$ - method	0.7
		$\beta$ - method	0.5
		$\lambda$ - method	0.55
	End Bearing	Clay (skempton, 1951)	0.70
		Rock (Canadian Geotech. Society, 1985)	0.50
	Skin Friction & End Bearing (Sand)	SPT - method	0.45
		CPT - method	0.55
	Wave Equation Analysis		0.65
Load Test		0.80	
Block Failure Uplift Resistance of Single Piles	Clay	$\alpha$ - method	0.65
		$\beta$ - method	0.60
		$\lambda$ - method	0.40
		SPT - method	0.35
		CPT - method	0.45
		Load Test	0.80
Group Uplift Resistance	Sand	0.55	
	Clay	0.55	

**표 5. Ontario highway bridge design code (MOT 1991)의 저항계수**

Type	저항계수	
Type of Loading	Static analysis, compression	0.4
	Static analysis, tension	0.3
	Static test, compression	0.6
	Static test, tension	0.4
	Dynamic analysis, compression	0.4
	Dynamic test, compression field measurements and analysis	0.5
Type of Piles	Precast reinforced concrete	0.4
	Cast - in - place concrete	0.4
	Expanded - base concrete	0.4
	Prestressed concrete	0.4
	Steel H - section	0.5
	Unfilled steel pile	0.5
	Concrete = filled steel pipe	0.4

용하도록 추천하고 있다. 만약, 동재하시험이 사용된다면 일반해석에 대해서는 저항계수를 0.4로, 현장지반조사에서 얻은 지반상수들에 근거하는 해석에는 0.5를 적용하고 있다. 공식에 사용되는 지반물

성치는 0.5(점착력에 대하여)와 0.8(내부마찰에 대하여)의 계수가 적용된다.

표 6은 최근에 Florida DOT에 의하여 개발된 저항계수를 나타내고 있다. 파동방정식 해석에 대한

# 특집

표 6. 말뚝기초의 저항계수(Florida DOT)

기초형태	설계조건	설계 방법	저항계수
말뚝	압축력	SPT 97	0.65
		PDA (EOD)	0.65
		Wave equation analysis	0.35
		Static load testing	0.75
	인발력	SPT 97	0.55
			0.65
			1.00

표 7. 말뚝의 저항계수(Australia Road Code)

Methods	저항계수
· Routine proof load tested	0.8
· Load tested to failure	0.9
· Piles analyzed by dynamic formulae or wave equation method based on assumed driving system energy and soil parameters	0.4-0.5
· Piles subjected to closed-form dynamic solutions, e.g., Case method	0.5
· Piles subjected to closed-form dynamic solutions correlated against static load tests or dynamic measured field parameters in a wave equation analysis (e.g., CAPWAP)	0.6
· Piles subjected to dynamic load tests using measured field parameters in a wave equation analysis (e.g., CAPWAP)	0.8

\* A value of 0.4 should be used for cohesive soils and structures where permanent loads dominate. In noncohesive soils and for structure where transient loads dominate, values up to 0.5 may be used

저항계수가 SPT 97 값에 의한 경우와 비교할 때 오히려 작은 수치이나 Florida DOT는 표 4와 5의 설계과정을 따르고 있어 정적해석은 말뚝길이 평가에만 이용된다. 호주의 AUSTRROAD Code는 다양한 방법들에 걸쳐 저항계수의 범위가 크며 저항계수들은 표 7에 나타나 있다.

표 8은 한계상태설계 개념을 이용한 얇은 기초 설계 시 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 정

도가 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. 이때 설계 강도정수는 산정된 강도정수에 저항계수를 곱하

## II. LRFD 시방서를 이용한 기초설계법

표 8. 얇은 기초의 지지력에 대한 저항계수

	AASHTO(1989)		MOT(1991)와 NFC(1995)		DGK(1985)		ECS(1995)	
	지지력산정	저항계수	지지력산정	저항계수		저항계수		저항계수
모래지반	SPT이용 CPT이용	0.45(0.35) 0.55(0.45)						
점토지반	실내시험결과이용 CPT이용	0.60 0.50(0.50)	실내 및 현장 시험결과 이용	0.5	마찰각 ( $\tan \phi'$ )	1.25	마찰력 ( $\tan \phi'$ )	1.25
	현장베인시험결과 이용	0.60			점착력	1.75	점착력	1.4 - 1.6

주 : 괄호안의 저항계수는 SPT나 CPT결과로부터 추정된 전단강도를 이용하는 경우에 해당

는 것이 아니라 안전을처럼 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 미국·캐나다의 방법보다 설계 적용시 다소 복잡하다는 단점이 있다(Becker, 1996). 그럼에도 실제 유럽에서는 지반구조물의 설계에 부분안전계수를 사용한 한계상태설계법을 비교적 오래전부터(1960년대 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.

### 4. 신뢰성 지수를 이용한 부분 안전계수의 산정

신뢰성지수법(Reliability Index method)은 우연변수(Random Variable)의 확률 분포 함수를 단순화하기 위해서 Cornell(1969)에 의해 처음 제안되어 구조물의 신뢰성 설계에 가장 널리 사용되고 있다.

#### 4.1 부분안전계수의 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 R이라 표현하고 각각 로그-정규분포를 갖는 확률변수라고 가정하면, 구조물의 파괴는  $\ln R - \ln Q < 0$ 일때 (즉, 한계상태 도달 후) 발생하며, 파괴확률은 다음과 같이 표현할 수 있다.

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

# 특집

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

$$\bar{g} = \overline{\ln R} - \overline{\ln Q} = \ln(\bar{R}/\bar{Q}) \quad (6)$$

신뢰도 해석에서 파괴확률  $P_f$  대신 주어지 시스템의 안전에 대한 상대적인 판단척도로서 신뢰도지수  $\beta$ 가 일반적으로 사용되며 식 (6)과 (7)의 함수로써 다음과 같이 정의된다.

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

즉,  $\beta$ 는 그림 1에서 보듯이  $g$ 의 평균으로부터 파괴한계까지의 거리를 나타내는데 있어  $g$ 의 표준편차와의 곱으로 표현된다. 그림 1은 하중  $Q$ , 저항  $R$ , 파괴확률  $P_f$ , 신뢰도지수  $\beta$ 의 관계를 나타낸다.

## 4.2 하중계수의 산정

하중계수는 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있는데

$$\gamma_i = \lambda_Q \exp[\beta \alpha V_Q] \quad (9)$$

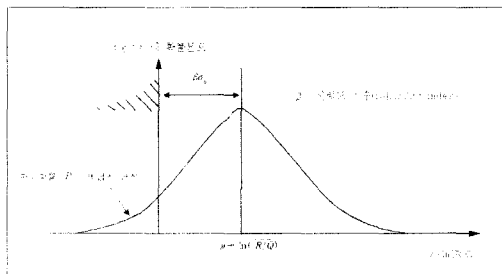


그림 1. 하중  $Q$ , 저항  $R$ , 파괴확률  $P_f$ , 신뢰도지수  $\beta$ 의 관계

여기서,  $\lambda_Q$  = 공칭 하중 편향계수(Nominal load bias factor)

$\beta$  = 신뢰도 지수(Reliability index)

$\alpha$  = 분리계수(Separation Coefficient)

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

신뢰도 지수( $\beta$ )는 신뢰성 해석에서 주어지 시스템의 안전에 대한 척도를 나타내는 개념이다. Ellingwood 등(1980)은 중력하중과 풍하중 및 지진 하중 작용시 목표 신뢰도지수(Target reliability index,  $\beta_T$ )를 각각 3.0, 2.5, 1.75를 제안하였다. 그러나 하중계수 계산에 필요한 여러 통계 변수들의 정확한 값은 실제측정이 매우 어려우며 여러 문헌에 발표된 자료도 표 9에 나타난 것처럼 조금씩 차이가 있다.

## 4.3 저항계수의 산정

저항계수를 산정하기 위하여 식 (1)을 이용하면

$$\psi R_n \geq \Sigma r_i Q_i \quad (10)$$

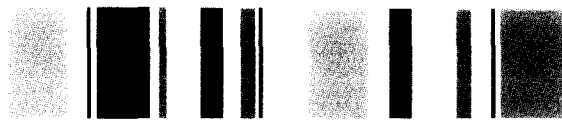
여기서  $R_n$  = 특정 기초의 예측값(Predicted Value for the specific analyzed pile)

표 9. 하중에 대한 편향계수( $\lambda_Q$ )와 변동계수( $V_Q$ )

하중종류	$\lambda_Q$	$V_Q$
사하중	1.03 - 1.05	0.08 - 0.15
활하중	1.0	0.25
풍하중	0.875	0.20
지진하중	0.3	0.7 <

주: 순간하중에 대한  $\lambda_Q$ 와  $V_Q$ 는 최대 50년 주기에 대한 값임.





## II. LRFD 시방서를 이용한 기초설계법

$$\psi \geq \frac{\sum r_i Q_i}{R_n} \quad (11)$$

그런데  $R_n = \bar{R} / \lambda_R$ 이므로

여기서,  $\lambda_R$  = 저항계수(Bias factor of resistance)

$\bar{R}$  = 평균 저항값

$$\psi \geq \frac{\lambda_R \sum r_i Q_i}{R} \quad (12)$$

그런데  $\bar{R}$  는

$$\bar{R} = \frac{\bar{R} \exp[\beta_T \sqrt{\ln[(1+V_R^2)(1+V_Q^2)}]}{\sqrt{(1+V_Q^2)/(1+V_R^2)}} \quad (13)$$

이므로

여기서,  $\beta_T$  = 목표 신뢰도지수(Target reliability index,)

식 (12)를 식 (11)에 대입하면 저항계수  $\psi$ 는

$$\psi = \frac{\lambda_R \sum r_i Q_i \sqrt{(1+V_Q^2)/(1+V_R^2)}}{Q \exp[\beta_T \sqrt{\ln[(1+V_R^2)(1+V_Q^2)}]} \quad \text{로}$$

나타난다.

사하중과 활하중만 작용하는 경우

$$\psi = \frac{\lambda_R (\lambda_D \frac{Q_{Dn}}{Q_{Ln}} + \lambda_L)}{(\lambda_D \frac{Q_{Dn}}{Q_{Ln}} + \lambda_L)(1+V_R^2)/(1+V_D^2+V_L^2)}$$

$$= \frac{\lambda_R (\lambda_D \frac{Q_{Dn}}{Q_{Ln}} + \lambda_L)}{\exp[\beta_T \sqrt{\ln[(1+V_R^2)(1+V_D^2+V_L^2)}]} \quad (14)$$

여기서,  $Q_{Dn}/Q_{Ln}$  = 공칭 사하중과 활하중

$\gamma_D, \gamma_L$  = 사하중과 활하중 계수

$V_D, V_L$  = 사하중과 활하중 변동계수

따라서 어떤 특정 형태의 기초의 저항 계수를 산정하려면

-  $V_R$  (저항의 변동계수)

-  $V_D, V_L$  (사하중, 활하중의 변동계수)

-  $Q_{Dn}/Q_{Ln}$  (공칭 사하중과 공칭 활하중 비)

-  $\gamma_D, \gamma_L$  (사하중 및 활하중 계수)

-  $\lambda_D, \lambda_L$  (사하중 및 활하중 편향계수)

-  $\beta_T$  (목표신뢰도 지수)

등에 대한 자료를 확보하여야 한다.

하중에 대한 변동계수나 편향계수에 비해 기초지지력에 대한 변동계수나 편향계수는 많이 알려져 있지 않으며, 또한 지반 설계의 특성상 내재된 불확실설이 상부 구조물 설계에 비해 상당히 크편이므로 실제  $V_R$  및  $\lambda_R$ 의 정확한 측정은 대단히 어렵다고 할 수 있다. 표 10은 지금까지 연구된  $V_R$ 의 값들을 정리하였다.

표 10. 다양한 지반설계요소에 대한 변동계수( $V_R$ )

지반설계요소	$V_R$
· 자연함수비, 액·소성한계, 단위중량, 간극비등	0.04-0.20
· SPT 표준관입치 N	0.15-0.50
· CPT 콘관입저항치 $q_c$	0.15-0.37
· 실내실험으로부터의 내부마찰각 $\psi$	0.05-0.25(0.13)
· CPT 결과로부터의 내부마찰각 $\psi$	0.15-0.25
· 비배수전단강도 얇은기초	0.12-0.85(0.34)
얇은 기초	
· 이론식	0.25-0.30
· SPT, CPT 결과와 지지력 상관성	0.5
깊은 기초	
· 이론식	0.17-0.41
· SPT, CPT 결과와 지지력 상관성	0.36-0.50
· 말뚝재하시험	0.08-0.30(0.25)

## 5. 결론

한계상태설계법은 허용응력설계법에 익숙해온 지반공학분야의 설계자들에게는 설계 개념이 신뢰성 해석에 의한 확률이론에 기초를 하고 있어 익숙하지는 않다. 그리고 실제 설계에 적용하기에도 복잡한 문제점을 안고 있다. 그러나 외국에서 연구된 내용들을 국내 기반 조건에 맞게 적용시키면서 국내 지반 설계에 대한 신뢰성 해석 방법을 확대시키고 실무적용사례를 통해 국내 적용 시방서를 작성한다면 국내에서도 한계 상태 설계법이 허용응력 설계법과 병행 사용될 수 있을 것으로 기대된다.

## 참고문헌

1. 윤길림, (2002), 한국지반공학회 저. 지반공학 시리즈4 (개정판) "깊은기초-9.4 한계상태설계법과 기초설계, 구미서관" pp. 594~617
2. 김명학, (2004), 대한토목학회 정기학술대회 전문학회 세미나-지반공학회, "Design of Drilled shafts using LRFD Method"
3. Soctt, B., Kim, B., and Salgado, R. (2003), "Assessment of Current Load Factors for Use in Geotechnical Load and Resistance Factor Design." J. Geotech Geoenviron Engrg., Vol.129, No. 4, pp. 287~295.
4. AASHTO (1994). LRFD Bridge Design Specifications, 1st Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C.,
5. AASHTO (1994). LRFD Bridge Design Specifications, 2nd Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C.,
6. ACI (1999), Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R 99). American Concrete Institute, Detroit.
7. AISC (1994). Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, 2nd ed. American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Illinois.
8. Allen, D. E. (1975). "Limit states design-probabilistic study." Can J. Civ. Engrg., 2, pp.36-49
9. API (1993). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms load and resistance factor design. American Petroleum Institute. Washington D.C.
10. Barket, R. M., Duncan, J. M., Rojjani, 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.
11. Becker, D. E. (1996), "Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium : Limit States Design for Foundations. Part II. Development for the National Building Code of Canada." Can. Gdotech J., 33, pp. 984 - 1007.
12. Cornell, C. A. (1969), "Structural safety specifications based on second-moment reliability." Symp. Int. Assn. Brid. and Struct. Engrg., London.