

# 하중저항계수 설계법(LRFD)을 위한 말뚝 지지력 공식 저항계수 산정 Resistance Factors of Load and Resistance Factor Design Method for Pile Foundations

- 김명모, Myoung Mo Kim
- 서울대학교 건설환경공학부 교수
- Professor, Dept. of Civil & Environmental Engineering, Seoul National University

## 1. 서론

최근, 범세계적으로 구조와 지반공학 분야에서 설계시 허용응력설계법(Allowable Stress Design)으로부터 한계상태설계법(Limit State Design)으로 전환하려는 노력이 전개되어 왔다. 그 결과, 지반공학분야에서 한계상태설계법의 적용은 세계적인 추세이며, 국내에서도 하중저항계수설계법으로 전환하려는 작업이 진행 중에 있다. 허용응력설계법은 하중과 지반의 불확실성을 고려하지 못하고 획일적인 안전율을 적용함으로써 경제적이고 효율적인 설계가 불가능하다는 단점을 가지고 있다. 이에 반해 한계상태설계법은 신뢰도해석을 바탕으로 파괴확률을 정량화하여 상부구조물과 하부구조물을 일관된 신뢰도 수준으로 설계할 수 있는 장점을 가지고 있다. 또한, 한계상태설계법은 북미지역에서 사용되는 Factored resistance(저항력 감소)방법과 유럽에서 사용되는 Factored strength(강도 감소)방법으로 다르게 발전되었다. 본 연구에서는 두 방법의 차이점과 장단점에 대해 분석하였으며 이중 하중저항계수설계법인 Factored resistance 방법을 이용하여 일반적으로 국내에 많이 분포되어 있는 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수를 산정하였다.

## 2. 한계상태설계법

한계상태란 구조물 또는 구성의 부재가 더 이상 의도된 기능을 수행 할 수 없는 조건으로 정의된다. 한계상태 설계법은 일반적으로 극한 한계 상태(ULS)와 사용성 한계 상태(SLS)로 크게 분류된다. 극한 한계 상태는 구조물의 전체 또는 부분적인 붕괴 등이며, 사용성 한계 상태는 예상되어진 하중조건에서 구조물의 기능에 영향을 미치는 변형, 균열, 그리고 부등침하의 발생 등이 포함된다. 극한 한계 상태는 사용성 한계 상태보다 발생확률이 크다(Duncan et al, 1989). 한계 상태 설계에서는 다음의 기준을 만족해야 한다.

### 극한 한계 상태 (ULS) :

감소된 저항력(Factored resistance)  $\geq$  할증하중(Factored load)

### 사용성 한계 상태 (SLS) :

변위(Deformation)  $\leq$  허용변위(Tolerable deformation to remain serviceable)

이 방법은 탄성이론과 재료강도를 이용하여 구조물의 의도된 기능을 수행하기 위한 설계 방법으로 허용응력 설계법의 진화된 형태이다. 그러나 부분안전율을 사용하는 한계상태 설계법의 개념은 미국과 유럽에서 서로 다르게 발전되었다. 강도 감소 방법은 유럽식 방법의 기초를 형성한 반면 저항력 감소 방법은 미국식 방법의 기본이 되었다. 아래서는 두 가지 방법의 차이점 및 장단점에 대해 분석하였다.

그림 1은 유럽과 북미의 방법을 비교하고 있다. 두 가지 방법 모두, 감소된 저항력은 할증하중보다 같거나 또는 커야한다. 두 가지 방법의 주요한 개념적 차이점은 한계상태 기준에서의 저항력을 구하는 데 있다. 하중에 대해서는 두 가지 방법이 동일하다.

유럽적인 강도 감소 방법에서, 부분안전계수는 전체지지력에 기여하는 강도 변수에 직접적으로 적용된다. 이 방법은 부분안전계수가 감소된 저항력 계산을 하기 위해 내부마찰각과 점착력의 각각의 흙의 강도 물성들에게 적용되었던 덴마크 시방서 또는 Brinch Hansen의 방법을 토대로 발전되어 왔다. 즉, 강도 정수는 강도 감소를 위하여 부분안전계수  $f_c$ 와  $f_\phi$ 에 의해 나누어진다. 이렇게 감소한 강도 정수들을 이용하여 기초의 지지력 공식과 같은 지반공학적 모델에 적용하여 저항력을 계산한다. 이 때, 감소된 저항력( $R_d$ )의 값은 할증하중( $S_d$ )보다 같거나 커야 한다(그림 1).

반면, 북미적인 저항력 감소 방법은 WSD에서 극한 저항력을 계산하는 것과 동일하게 지반공학적 모델에 실제의 강도 정수를 이용한다. 이러한 방법으로 계산된 극한 저항력( $R_n$ )은 감소된 저항력을 얻기 위하여 저항계수( $\phi$ )가 곱하여진다. 즉, 감소된 저항력은  $\phi R_n$ 이 되고  $\phi R_n$ 은 할증하중( $\alpha S_n$ )보다 같거나 커야 한다(그림 1).

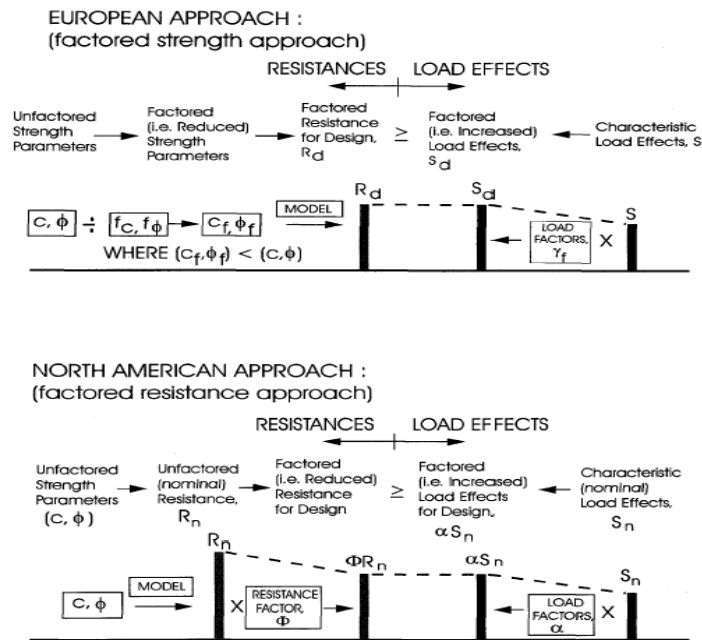


그림 1. 한계상태 설계법에서 유럽식 방법과 미국식 방법의 비교 (Ovesen and Orr, 1991)

강도 감소 방법은 강도의 불확실성을 직접적으로 포함하는 부분안전계수들을 사용하기 때문에 설계시 다양한 종류의 흙에 대해 믿을만한 강도의 산정이 가능하며, 따라서 동일한 정도의 신뢰성을 갖는 설계가 가능하다(Meyerhof 1993, 1995). 그러나 이 방법의 큰 단점은 감소된 저항력의 계산에 있어서 고려해야 할 다른 불확실성들을 고려하지 못하는 데 있다. 구조 재료의 제작 과정에 있어서는 충분한 품질 관리가 이루어지고 설계 계산식들이 특정 이론이나 특정 접근 방법을 기본으로 하고 있기 때문에, 구조 설계에서는 부분안전계수들의 사용이 큰 문제를 야기하지 않는 반면, 흙의 강도정수에 대하여 부분안전계수  $f_\phi$ 와  $f_c$ 를 사용하는 설계는 많은 지반공학자들에 의해 문제점이 제기되어 왔다(Bolton 1981, 1993; Semple 1981; Fleming 1989, 1992; Gutierrez et al. 1993; Gudehus 1998). 그 이유는 흙이 갖고 있는 고유 성질의 다양성, 흙의 강도를 측정하는 다양한 방법들, 저항력을(확대 기초의 연직지지력, 말뚝의 수직 수평 저항력) 계산하는 다양한 이론들, 지반공학적 설계에 사용되는 많은 경험적/반경험적 방법들, 과잉간극수압 발생 및 응력-변형을 거동으로 인한 흙의 강도 변화, 그리고 설계 방정식 또는 해석적 모델에서 가정한 여러 조건들의 영향등과 같이 저항에 영향을 주는 수많은 인자들 때문이다.

반면, 저항력 감소 방법의 가장 큰 장점은 적용상의 간편성과 지반공학자들이 사용하기에 친숙하다는 것과 추가적인 정보를 이용하여 하중과 저항계수의 지속적인 수정이 가능하다는 것이다. 재료 강도, 형상, 이론적 모델 등에 대한 잠재적인 많은 불확실성들을 고려하기 위해 하나의 계수만을 사용하지만, 저항계수를 산정하기 위해서는 상당한 양의 자료가 필요하며 확률설계 방법에 대한 이해와 연구가 선행되어야 한다. 또한, 자료의 정확성이 저항계수 산정에 많은 영향을 미친다. 개념상으로 저항 계수  $\phi$ 는 모든 불확실성에 대한 영향을 하나의 계수로 표현하는 WSD에서의 전체 안전율과 유사하고, 저항력 감소 방법은 논리적으로 WSD의 확장선 상에 있다. 따라서, 지반공학 분야에서 WSD에서 LSD로의 자연스러운 전환을 위해서는 저항력 감소 방법이 적절한 것으로 판단된다.

다음 절부터는 저항력 감소 방법인 하중저항계수설계법을 이용하여 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수를 산정하였다.

### 3. 통계적 변수 측정

#### 3.1 재하시험에 의한 측정지지력

본 연구에서는 대학, 연구소 그리고 회사 등 여러 기관의 협조를 받아 풍화암에 근입된 총 19개 현장의 84본에 대한 지반조사 및 재하시험 자료를 수집하였다. 그러나 본 연구에 이용할 수 있는 자료는 극한하중이 확인되었거나 암의 설계물성값이 얻어진 5개 현장의 21본 말뚝뿐이었다. 수집된 자료의 말뚝 지름은 0.2-1.5m이고, 암반 근입 깊이는 0.2-9m이다. 재하시험 방법은 ASTM D 1143의 시험법에 의거하여 완속재하와 반복재하를 혼합하여 적용하였다. 연구에 이용된 21본의 말뚝에 대한 선단과 주면의 암반 물성값을 표 1에 정리하였다.

표 1. 암반 물성값

현장	말뚝 No.	암 풍화 상태 <sup>1)</sup>	$q_u$ (MPa)		$E_m$ <sup>2)</sup> (MPa)		$E_{ur}$ <sup>3)</sup> (MPa)		RQD (%)		RMR	
			주면	선단	주면	선단	주면	선단	주면	선단	주면	선단
WR-1 (D=0.4m)	1	MW	56.7		548.4	-	2810	-	23	0	25	
	2	MW	84.7		-	887.2	-	2280	37		33	
	3	MW	55.5		-	169.5	-	650	45	55	38	
	4	MW	55.5		-	169.5	-	650			33	
	5	MW	57		-	-	-	860	31	49	33	
WR-2 (D=1.5m)	6	MW	78.7		150.7		336		20		25	
WR-3 (D=1.0m)	7	HW	47.8 <sup>4)</sup>		203.5	195.5	905		0		22	
	8	HW			-	170.2	-	973.5				
	9	HW			834.5	583.5	2752	1931.6	42	40	42	
	10	MW			931.5		2748		50	52	45	
	11	MW			12.3		20.2	-	-	-	-	0
WR-4 (D=0.4m)	12	HW	36.1	15.6	111	61.9	619	162.1				
	13	CW	17.3	15.7	57.8	56.7	191	162.5				
	14	CW	15.7				163					
	15	CW	30.4	12.0	-	-	-	-				
	16	HW	11.7	12.2	-	-	-	-				
WR-5 (D=0.4, 0.2m)	17	HW	5		271.9		-		0		-	
	18	CW										
	19	CW										
	20	CW										
21	CW											

<sup>1)</sup> MW = Moderately Weathered, HW=Highly Weathered, CW=Completely Weathered

<sup>2)</sup> initial loading modulus from a pressuremeter test

<sup>3)</sup> unloading and reloading modulus from a pressuremeter test

<sup>4)</sup> The only data available in the site

재하시험의 하중-침하량 곡선으로부터 지지력을 결정하는 방법은 여러 연구자들에 의해 다양한 방법들이 제안되어 왔다. 본 연구에서는 실무에서 널리 이용되는 방법들 중 Davisson 방법(Davisson, 1972), 25.4mm 방법(Terzaghi 와 Peck, 1967), 0.1D 방법(Terzaghi, 1942), FHWA 5% 기준(O'Neill and Reese, 1999), 그리고 ASCE 방법(ASCE, 1997) 등 총 5가지 방법을 이용하여 재하시험 하중-침하량 곡선으로부터 지지력을 산정하였다. 각 방법들에 의해 산정된 극한지지력을 표 2에 정리하였다. 또한, 하중-침하 곡선으로부터 극한지지력이 확인되지 않는 경우에는 쌍곡선 함수를 이용하여 외삽한 값을 적용하였다.

표 2. 재하시험 결과로부터 산정한 측정지지력

현장	말뚝 No.	지름(mm)	근입깊이(m)	극한지지력 (kN)				
				Davisson	FHWA 5%	25.4mm	0.1D	ASCE
WR-1	1	0.4	0.36	850	860*	870*	900*	790*
	2	0.4	0.2	900	1500	1700	2450	900
	3	0.4	0.48	1200	1500	1750	1530*	1250
	4	0.4	0.76	2600	2900	3200	3090*	2650
	5	0.4	1.08	2440*	2530*	2600*	2690*	2460*
WR-2	6	1.5	5	42930*	41610*	27580*	47840*	36430*
WR-3	7	1	2.3	24640*	24140*	16700	31490*	17310*
	8	1	2.15	18800	19380*	12000	26640*	10500
	9	1	2	16520*	17130*	13000	21090*	12500
	10	1	1.9	25900*	25390*	18500	32010*	19160*
	11	1	1.7	37480*	33490*	21330*	47430*	25540
WR-4	12	0.4	6	2100	2300	2550	2660	2100
	13	0.4	3	1650	2000	2150	2450	1650
	14	0.4	3	600	950	1050	1450	600
	15	0.4	3	750	1000	1100	1250	750
	16	0.4	6	2200	2500	2950	3800	2250
	17	0.4	9	3030*	2900	3100*	3630*	3070*
WR-5	18	0.4	1.75	540	900	980	1180	570
	19	0.4	1.45	390	710	850	1240	410
	20	0.2	1.75	120	190	500	340	160
	21	0.2	1.75	550	740	970	890	720

\*: 쌍곡선 함수를 이용하여 외삽한 값

각 방법들로부터 산정된 지지력값 중 가장 보편성 있는 값을 결정하기 위해 통계분석을 수행하였다. 우선, 5가지 방법으로 산정된 지지력의 평균값에 대하여 각 방법으로 측정된 지지력의 비( $K_{sx}$ )의 평균과 표준편차 그리고 적용 가능한 재하시험의 자료 수를 표 3에 정리하였다.

표 3. 각 방법에 대한  $K_{sx}$

해석방법	유효말뚝본수	$K_{sx}$ 평균	$K_{sx}$ 표준편차	비고
Davisson	21	1.24	0.35	
25.4mm	21	1.02	0.26	
0.1D	21	0.78	0.11	과대평가
FHWA 5%	21	1.01	0.10	
ASCE	21	1.30	0.23	

Davisson 방법(1972),  $\Delta=25.4\text{mm}$  방법(1967), FHWA 5% 방법(1999) 그리고 ASCE 방법(1997)의  $K_{sx}$  값은 1보다 커 보수적인 결과를 나타내었다. 이중  $\Delta=25.4\text{mm}$  방법(1967)과 FHWA 5% 방법(1999)은 전침하량의 절대값만으로 말뚝의 설계하중을 결정하므로 말뚝의 길이와 재료특성으로부터 결정되는 탄성압축량 값의 영향을 고려할 수 없는 문제점 때문에 분석에서 제외하였다. 나머지 2가지 방법 중에서 Davisson 방법이 ASCE 방법에 비해  $K_{sx}$  값의 평균값이 1.0에 가깝고 현재 전세계적으로 가장 보편적으로 적용되는 방법임을 고려하여 본 연구에서는 Davisson 방법(1972)을 재하시험 극한지지력 산정 기준으로 결정하였다.

### 3.2 지지력 공식에 의한 예측지지력

앞반에 언급된 현장타설말뚝에 대하여 국내외에서 널리 적용하고 있는 지지력 공식들 중 Carter와 Kulhawy 방법(1988), AASHTO 방법(1996), 그리고 FHWA 방법(1999)의 3가지 공식을 이용하여 극한 지지력을 예측하였다. 각 방법의 간략한 설명을 표 4에 정리하였다.

표 4. 지지력 공식 정리

설계방법	지지력 구성	공식	비고
Carter & Kulhawy (1988)	선단	$q_{\max} = [s^{0.5} + (m \cdot s^{0.5} + s)^{0.5}] q_u$	$q_u$ : uniaxial compressive strength of rock $m, s$ : mass properties
	주면	$f_{\max} = 1.42 p_a \left( \frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5}$	$P_a$ : atmospheric pressure
AASHTO (1996)	선단	$Q_{TR} = N_{ms} C_o A_t$	$N_{ms}$ : coefficient for estimation of the ultimate bearing capacity $C_o$ : uniaxial compressive strength of intact rock $A_t$ : area of shaft tip
	주면	$Q_{SR} = \pi B_r D_r (0.144 q_{SR})$	$B_r$ : diameter of rock socket $D_r$ : length of rock socket $q_{SR}$ : rock socket unit side resistance
FHWA (1999)	선단	$q_{\max} = 3K_{sp} \Theta q_u$	$K_{sp}$ : bearing capacity factor based on vertical joint spacing and quality $\Theta$ : depth factor = $1 + 0.4(D_s/B) \leq 3.4$
	주면	$f_{\max} = 0.65 p_a \left( \frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5} \leq 0.65 p_a \left( \frac{f_c}{p_a} \right)^{0.5}$	$P_a$ : atmospheric pressure $f_c$ : compressive cylinder strength of the concrete

앞서 언급된 지지력 공식으로부터 계산된 극한지지력 값과 예측지지력에 대한 측정지지력의 비로 정의되는 편향계수( $\lambda_R$ )를 표 5에 정리하였다.

표 5. 예측지지력과 편향계수

분류	말뚝 No.	재하시험(kN)	지지력공식 (kN)					
			C&K (1988)		AASHTO (1996)		FHWA (1999)	
			Davisson	전체지지력	Dav./전체	전체지지력	Dav./전체	전체지지력
WR-1	1	850	N.A <sup>1)</sup>	N.A	640	1.33	N.A.	N.A
	2	900	1040	0.87	920	0.98	5170	0.17
	3	1200	910	1.32	640	1.88	3560	0.34
	4	2600	1320	1.85	710	3.44	3870	0.63
	5	2440	1450	1.79	690	3.77	4050	0.64
WR-2	6	42930	25480	1.68	14090	3.05	65330	0.66
WR-3	7	24640	7080	3.48	4050	6.08 <sup>2)</sup>	18300	1.35
	8	18800	4380	3.77	3960	4.17	17900	0.92
	9	16520	4580	4.10	4000	4.70	18060	1.04
	10	25900	6600	3.92	3930	6.59 <sup>2)</sup>	17930	1.44
	11	37480	6610	5.67	17850	2.10	17940	2.09 <sup>2)</sup>
WR-4	12	2100	N.A	N.A	970	2.16	N.A.	N.A
	13	1650	N.A	N.A	750	2.20	N.A.	N.A
	14	600	N.A	N.A	750	0.80	N.A.	N.A
	15	750	N.A	N.A	750	1.00	N.A.	N.A
	16	2200	N.A	N.A	1070	2.83	N.A.	N.A
	17	3030	N.A	N.A	900	2.44	N.A.	N.A
WR-5	18	540	N.A	N.A	180	0.67	N.A	N.A
	19	390	N.A	N.A	630	0.86	N.A	N.A
	20	120	N.A	N.A	180	3.06	N.A	N.A
	21	550	N.A	N.A	610	0.64	N.A	N.A

<sup>1)</sup> 암이 완전 풍화되었거나 RQD 값이 0

<sup>2)</sup> 편향계수의 값이 평균±2표준편차의 범위를 벗어나 통계분석에서 제외

### 3.3 저항의 편향계수

저항에 대한 통계변수를 파악하기 위하여 각 지지력 공식에 대한 편향계수의 평균과 표준편차 그리고 변동계수를 표 6에 정리하였다.

표 6. 각 지지력 공식에 대한 통계분석 결과

설계방법	본 수	평균 ( $\lambda_R$ )	표준편차 (S.D.)	변동계수 ( $COV_R$ )
Carter & Kulhawy (1988)	10	2.84	1.55	0.55
AASHTO (1996)	19	2.22	1.26	0.57
FHWA (1999)	9	0.80	0.43	0.54

편향계수 분포의 평균은 예측지지력에 대한 측정지지력의 비로 정의되므로 측정지지력에 대한 예측지지력의 과대 또는 과소예측 여부를 알 수가 있다. 표 6에서 보는 것처럼 Carter & Kulhawy (1988) 방법과 AASHTO (1996) 방법은 편향계수의 범위가 2-3 범위 내에 있어 과소예측하는 반면 FHWA (1999) 방법은 1보다 작게 산정되어 과대 예측하는 결과를 보였다.

## 4. 목표신뢰도지수

### 4.1 허용응력설계법의 신뢰도 지수

현재 국내에서 사용중인 허용응력설계법에 대한 신뢰도수준을 파악하기 위하여, 실무에서 적용되고 있는 전체 안전율의 신뢰도 지수를 검토하였다. 신뢰도 지수는 전체안전율( $FS$ ), 하중비( $Q_D/Q_L$ ), 하중통계적 변수 그리고 저항 통계적 변수의 함수로서 신뢰성 해석 기법 중 Level II 방법인 MVFOSM과 AFOSM 방법으로 산정하였다. 이 중 하중 통계적 변수는 미국 AASHTO LRFD 교량설계기준(2004)에서 제안하고 있는 교량구조물의 Strength I 경우에 대한 값을 사용하였고, 저항 통계적 변수는 편향계수분포에 근거하여 선정된 값을 사용하였다. 또한 하중비는 국내 교량 경간장의 가장 보편적인 값인 30m를 적용하여 하중비 1.72를 적용하였다. 본 연구에서는 하중과 저항은 각각 독립적이며 대수정규분포를 따른다고 가정하였다.

실무에서 적용되고 있는 안전율의 일반적인 범위는 2~3이므로, 안전율 2.0, 2.5, 3.0에 대한 신뢰성 분석을 수행하였으며 그 결과는 그림 2와 같다. 그림 2에서 보는 것처럼 계산되어진 신뢰도지수는 지지력공식에 따라 다르며 이는 같은 안전율을 사용함에도 불구하고 설계방법에 따라 신뢰도 수준의 차이가 있음을 알 수가 있다. 따라서 각 방법에 대한 저항계수를 다르게 산정해야 함을 확인하였다. 또한 허용응력설계법의 전체안전율이 증가할수록 신뢰도 지수도 증가하는 것을 알 수가 있다. 신뢰도지수 분석 결과 Carter & Kulhawy (1988), AASHTO (1996) 그리고 FHWA (1999)방법 순으로 신뢰도지수가 크게 나타나는 것을 확인하였다. 이는 Carter & Kulhawy (1988) 방법의 저항 편향계수 평균이 2.84로서 다른 지지력 공식에 비해 보수적이며 변동계수 작기 때문이다. 현행 허용응력 설계법에 대한 신뢰도지수의 범위는 Carter & Kulhawy (1988), AASHTO (1996) 그리고 FHWA (1999)방법의 경우 각각 2.8~3.7, 2.3~3.1, 0.52~1.3의 범위에 분포한다. 또한, 두 방법(MVFOSM과 AFOSM)간 차이는 최소 2%에서 최대 6.2%로서 AFOSM 방법의 결과가 더 크게 나타났다.

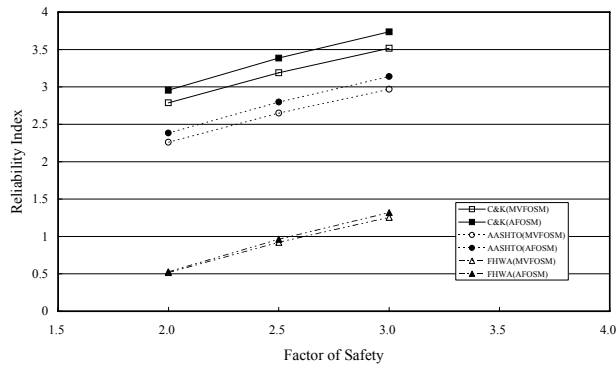


그림 2. MVFOSM과 AFOSM 방법에 의해 계산된 신뢰도지수와 안전율의 관계



## 4.2 목표 신뢰도 지수의 결정

목표 신뢰도수준은 여러 가지 요인들로 인한 불확실성 뿐만 아니라 현재 설계 방법, 구조물의 파괴확률 요구 수준, 경제 및 사회적 요인 등 다양한 원인에 의해 그 값을 결정하기가 어려우며 대상 구조물의 현재 신뢰성 수준을 고려하여 합리적인 값을 결정해야 한다.

Meyerhof (1970)는 항타말뚝에 대하여 파괴확률이  $1 \times 10^{-3}$  과  $1 \times 10^{-4}$  에 해당하는 목표 신뢰도 지수 3과 3.6의 값을 제안하였으며, Wu, et al. (1990)는 무리말뚝에 대하여 파괴확률  $5 \times 10^{-5}$ 에 해당하는 대략 4의 값을 제안하였다. 또한 Tang, et al.(1990)은 해안구조물의 깊은기초에 대하여 파괴확률  $1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^{-3}$ 에 해당하는 1.4~3.0의 값을 제안하였으며, Barker et al. (1991)는 현장타설말뚝의 경우 목표신뢰도지수를 2.5~3.0으로 제안하였다. 최근, NCHRP Report 507(2004)에서는 말뚝 캡 당 5개 이상의 말뚝에 대해서는 redundant 말뚝으로 정의하여 2.33의 목표신뢰도 지수를 제안하였으며, 그 이하의 말뚝에 대해서는 nonredundant 말뚝으로 정의하여 3.0의 값을 제안하였다. 문헌연구를 통한 신뢰도지수의 범위는 최소 1.4에서 최대 4.0의 값을 가진다.

따라서, 현행 허용응력설계법에 대한 신뢰도 수준과 문헌연구 결과를 종합하여 본 연구에서는 목표신뢰도지수의 범위를 파괴확률  $6.2 \times 10^{-3} \sim 2.3 \times 10^{-4}$ 에 해당하는 2.5~3.5로 결정하였고 이를 저항계수 산정에 적용하였다.

## 5. 저항계수의 결정

MVFOSM과 AFOSM 방법을 이용하여 결정한 목표 신뢰도지수 2.5, 3.0, 그리고 3.5에 대한 저항계수를 산정하고 그 결과를 표 7에 정리하였다. 표에서 보는 것처럼, 신뢰도 지수가 커질수록 저항계수가 더욱 작아짐을 알 수가 있다. 또한, 산정된 저항계수의 범위는 일반적으로 0.1~0.9의 범위에 분포하였다. 이 중에서, 신뢰도지수가 가장 높은 Carter & Kulhawy (1988) 방법의 저항계수가 가장 컸으며 신뢰도지수가 가장 낮은 FHWA (1999) 방법의 저항계수가 가장 작았다. 그 이유는 표 6의 저항의 편향계수에 대한 평균에서 보는 것처럼, Carter & Kulhawy (1988)와 AASHTO (1996) 방법은 실제 지지력을 과소예측한 반면 FHWA (1999) 방법은 과대 예측하였기 때문이다. 또한, 두 방법간의 차이는 8%~12% 사이에 분포하며 신뢰성분석 결과와 동일하게 AFOSM 방법이 더 크게 산정되었다.

AASHTO LRFD 교량 설계기준(2007)에서 제시하고 있는 현장타설말뚝의 저항계수가 목표 신뢰도지수 3.0에 대해서 0.40~0.60 인 점을 고려해볼 때 본 연구에서 산정된 국내 현장타설말뚝의 저항계수는 약간 큰 편이다. 또한, 신뢰성 분석 및 저항계수 산정에 적용된 재하시험 자료의 수가 충분하지 않았던 점을 고려하여 객관성 있는 저항계수를 산정하기 위해 앞으로 더 많은 데이터 축적이 필요할 것으로 판단된다.

표 7. 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수

지지력구성	설계방법	분석방법	저항계수			비고
			$\beta_T=2.5$	$\beta_T=3.0$	$\beta_T=3.5$	
전체지지력	Carter & Kulhawy (1988)	AFOSM	0.91	0.70	0.54	
		MVFOSM	0.84	0.64	0.48	
	AASHTO (1996)	AFOSM	0.67	0.51	0.39	
		MVFOSM	0.62	0.47	0.35	
	FHWA (1999)	AFOSM	0.26	0.20	0.16	
		MVFOSM	0.24	0.18	0.14	

## 6. 결론

본 연구에서는 한계상태설계법의 설명과 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수를 산정하기 위하여 총 21개의 현장시험 결과를 이용하여 신뢰성 분석을 수행하였다. 본 연구결과 다음의 결론을 도출하였다.

1. 국내 현재 기초구조물 설계시 사용하고 있는 허용응력설계법은 하중과 지반의 불확실성을 합리적으로 고려하지 못하고 획일적인 안전율을 적용함으로써 경제적이고 효율적인 설계가 불가능하다. 이를 해결하기 위해 설계과정에 지반 저항력, 기초의 재료강도, 작용하중, 설계모델 등과 관련된 다양한 설계변수들의 불확실성을 도입함으로써, 필요한 안전도를 확보하는 새로운 개념의 한계상태 설계법을 도입하는 것이 바람직하다.
2. 현행 기초설계기준인 허용응력설계법의 전체안전율 2.0, 2.5, 3.0에 대한 신뢰도 지수를 AFOSM 및 MVFOSM 방법에 의해 검토하였으며, 분석결과, 신뢰도 지수는 0.52~3.7의 범위를 가지는 것으로 나타났다.
3. 현행 허용응력설계법의 신뢰성분석 결과와 기존의 연구결과를 종합하여 결정한 목표 신뢰도 지수 2.5, 3.0 그리고 3.5에 대한 저항계수는 0.1~0.9의 범위를 가지는 것으로 산정되었다.
4. 본 연구의 신뢰성 분석에 이용된 재하시험 데이터의 수가 충분하지 않으므로 앞으로 더 많은 데이터를 축적하여 현장에서 적용할 수 있는 객관성 있는 저항계수를 산정하여야 할 것이다.

## 감사의 글

본 연구는 건설교통부 2005 건설기술기반구축 연구과제 “LRFD 기초구조물 설계를 위한 저항계수 결정 연구” 및 서울대학교 SIR BK21 (안전하고 지속가능한 사회기반건설)사업단의 연구비 지원에 의해 수행되었으며 이에 감사드립니다.

## 참고문헌

1. 윤홍준, 정성준, 김명모 (2007), “풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 저항계수 산정”, *한국지반공학회논문집*, 제23권 8호, pp.107-116.
2. AASHTO (1996), *Standard Specifications for Highway Bridges : 16th Edition* (1996), AASHTO, Washington, DC.
3. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C, 2004 AASHTO LRFD Bridge Design Specification. 3rd edition
4. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C, 2007 AASHTO LRFD Bridge Design Specification. 4rd edition
5. Barker, R.R., J.M. Duncan, K.B. Rojiani, P.S.K. Ooi, C.K. Tan, and S.G. Kim, 1991a, "Manuals for the Design of Bridge Foundations," NCHRP Report 343, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

6. Bolton, M.D. (1981), Limit state design in Geotechnical engineering. *Ground Engineering*, 14(6) : 39-46
7. Bolton, M.D. (1993), What are partial factors for? *In Proceedings of the International Symposium on Limit States Design in Geotechnical Engineering. Copenhagen*, May 26-28. Sponsored by the Danish Geotechnical Society, Vol 3, pp. 565-583.
8. 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.
9. Davisson, M. (1972), "High Capacity Piles", *In Proceedings, Soil Mechanics Lecture Series on Innovation in Foundation Construction*, ASCE, Illinois Section, Chicago, IL, pp.81-112
10. Duncan, J.M., Tan, C.K., Barker, R.M., and Rojiani, K.B. (1989), Load and resistance factor design of bridge structures. *In Proceedings of the Symposium on Limit States Design in Foundation Engineering*, Canadian Geotechnical Society-Southern Ontario Section, Toronto, May 26-27, pp.47-63.
11. Fleming, W.G.K. (1989), Limit State in soil mechanics and the use of partial factors. *Ground Engineering*, 22(7) : 34-35
12. Fleming, W.G.K. (1992), Limit states and partial factors in foundation design. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 92 : 185-191
13. Gutierrez, M., Lacasse, S., and Hoeg, K. (1993), Sand instability and implications for limit state design. *In Proceedings of the International Symposium on Limit States Design in Geotechnical Engineering. Copenhagen*, May 26-28. Sponsored by the Danish Geotechnical Society, Vol 1, pp. 121-130.
14. Gudehus, G. (1998), Limit state design of structural parts at and in the ground. *Ground Eng.*, October, 42-45
15. Meyerhof, G. (1970). "Safety Factors in Soil Mechanics", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 7, No. 4, pp. 349-555.
16. Meyerhof, G.G. (1993), Development of geotechnical limit state design. *In Proceedings of the International Symposium on Limit States Design in Geotechnical Engineering. Copenhagen*, May 26-28. Sponsored by the Danish Geotechnical Society, Vol 1, pp. 1-12.
17. Meyerhof, G.G. (1995), Development of geotechnical limit state design. *Canadian Geotechnical Journal*, 32: 128-136
18. National Cooperative Highway Research Program REPORT 507 (2004). Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations, TRB, Washington, D.C.
19. O'Neill, M. M., and Reese, L. C. *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*. Publication No. FHWA-IF-99-025, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1999
20. Ovesen, N.K., and Orr, T. (1991), Limit states design-the European perspective. *Proceedings of Geotechnical Engineering Congress 1991*, American Society of Civil Engineers, Special Publication No. 27, Vol. II, pp. 1341-1352.
21. Semple, R.M. (1981), Partial coefficient design in geotechnics. *Ground Engineering*, 14(6) : 47-48
22. Standard Guidelines for the Design and Installation of Pile Foundations (1997), ASCE 20-96

(1997), American Society of Civil Engineers.

23. Terzaghi, K. (1942), Discussion of the Progress Report of the Committee on the Bearing Value of Pile Foundations, *Proceedings, ASCE*, Vol. 68, pp.311-323
24. Terzaghi, K., and Peck, R.B. (1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice*. Wiley.
25. Tang, W. Woodford, D., and Pelletier, J. (1990). "Performance Reliability of Offshore Piles", *Proceedings of the 22nd Annual Offshore Technology Conference*. May 7-10, Houston, TX, Paper No. OTC 6379, Offshore Technology Conference, Richardson, TX, Vol. 3, pp. 299-308.
26. Wu, T., Tang, W., Sangrey, D., and Baecher, G., (1989). "Reliability of Offshore Foundations-State of the Art", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, No. 2, pp. 157-178.