

# 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정기준에 대한 평가

## Assessment of Design Criteria for Bearing Capacity of Rock Socketed Drilled Shaft

백 규 호\*<sup>1</sup> Paik, Kyu-Ho

사 공 명\*<sup>2</sup> Sagong, Myung

### Abstract

The existing design criteria for the estimation of ultimate bearing capacity of drilled shaft socketed into rock masses are mainly obtained from the ultimate pile load capacities, which are determined by inconsistent failure criteria. Therefore, these design criteria generally produce different predictions even for drilled shaft in the same condition. In this paper, the accuracies of the existing design criteria are investigated to develop an optimized design process for drilled shaft socketed into rock masses. Reasonable and consistent ultimate capacities of drilled shafts socketed into rock masses, necessary for the check of accuracies of predictions, are determined by applying a specific failure criterion to a total of 11 pile load test results. A comparison between the predicted and the measured load capacities shows that ultimate base load capacities calculated from Zhang and Einstein's equation and NAVFAC are close to the measured values. Rosenberg and Journeaux's equation produces satisfactory prediction for ultimate side load capacity.

### 요 지

암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정을 위하여 제안된 기존의 설계기준과 경험식들의 대부분은 재하시험의 결과에 일관되지 않은 파괴기준을 적용해서 얻어진 극한지지력에 근거해서 얻어졌다. 그 결과 이들 산정식들은 동일한 조건에 설치된 말뚝에 대해서도 서로 다른 예측치를 제공하게 된다. 본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력을 합리적으로 산정할 수 있는 최적의 지지력산정식을 결정하기 위하여 기존의 지지력산정식들에 대하여 정확도를 조사하였다. 이를 위해서 11개의 재하시험 결과에 동일한 파괴기준을 적용함으로써 말뚝의 극한선단지지력과 극한주면마찰력을 결정하였으며, 이들은 기존 산정식으로부터 계산된 예측치의 정확도 조사에 이용되었다. 예측치와 측정치를 비교한 결과 Zhang과 Einstein의 제안식과 NAVFAC의 설계기준에 의해 계산된 극한선단지지력이 실측치에 가장 근접한 것으로 나타났다. 그리고 극한주면마찰력의 경우에는 Rosenberg와 Journeaux의 제안식이 만족스러운 예측치를 제공하였다.

**Keywords :** Design criterion, Drilled shaft, Rock socket, Side load capacity, Base load capacity

### 1. 서 론

초고층빌딩이나 장대교량과 같이 중량이 상당히 큰

구조물의 경우에는 지지력이 큰 기초의 시공이 필수적이며, 이를 위해서 일반적으로 말뚝의 선단을 암반에 근입시키는 암반 근입 현장타설말뚝이 사용된다. 특히

\*1 정회원, 관동대학교 공과대학 토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg., Kwandong Univ., pkh@kwandong.ac.kr)

\*2 정회원, 포항산업과학연구원 강구조연구소 토목구조연구팀 선임연구원 (Member, Associate Researcher, Civil Engrg. Research Team, Steel Structure Research Lab, Research Institute of Industrial Science & Technology)

최근들어 각종 구조물이 대형화되고 각종 환경기준의 강화로 기성말뚝의 항타시공이 제한되면서 현장타설말뚝의 사용빈도가 지속적으로 증가하는 추세에 있다. 이처럼 암반에 근입된 현장타설말뚝의 시공이 많이 이루어지고 있음에도 불구하고 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정을 위해서 많은 지반기술자들은 다양한 형태로 제안된 외국의 각종 설계기준이나 연구결과를 그대로 사용하고 있다. 뿐만 아니라, 국내에서 제정된 각종 설계기준 또한 외국의 설계기준 중 일부를 그대로 인용하고 있는 실정이다. 그러나 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정을 위해서 이제까지 제안된 많은 설계기준과 제안식들은 동일 조건의 말뚝에 대해서도 서로 다른 결과를 제공하고 있는 것이 현실이다 (Zhang과 Einstein 1998, Ng 등 2001, 조천환 등 2002).

이처럼 많은 제안식들이 동일한 지반조건과 말뚝조건에 대해서 서로 다른 결과를 제공하는 것은 이들 제안식들의 대부분이 재하시험에서 얻어진 다수의 극한지지력 값들에 근거하여 경험적으로 제안되었으나, 제안식의 도출에 이용된 이들 극한지지력 값들이 서로 다른 파괴기준(예를 들면 Davisson의 기준, 재하시험 마지막 단계에서의 하중 혹은 말뚝 직경의 10% 침하에 해당하는 하중 등)에 의하여 결정되었기 때문이다. 즉, 암반에 근입된 현장타설말뚝은 일반적으로 지지력이 매우 크기 때문에 일반적인 재하시험 방법으로는 말뚝을 극한상태까지 도달시키는 것이 불가능하게 되며, 그 결과 재하시험의 상당수는 탄성범위 내에서 시험이 끝나게 된다. 그래서 대부분의 경우 재하시험의 최종단계에서 말뚝의 선단과 주면에 전달되는 하중을 말뚝의 극한선단 지지력과 극한주면마찰력으로 결정하고 있으나, 이러한 형태의 재하시험 결과는 동일한 암반조건에 대해서도 재하시험이 종료되는 하중단계에 따라 극한지지력이 달라지는 결과를 초래한다. 이처럼 일관되지 않은 파괴기준을 재하시험의 결과에 적용해서 얻어진 극한선단 지지력과 극한주면마찰력들을 데이터베이스(database)로 해서 도출된 지지력산정식은 실제 지지력과는 다른 예측치를 제공하게 되며, 기존 지지력산정식의 대부분이 이 범주에 속한다. 따라서 말뚝의 지지력을 합리적이고 일관되게 산정할 수 있는 지지력산정식을 도출하기 위해서는 재하시험의 결과에 동일한 파괴기준을 적용함으로써 얻어진 다수의 극한지지력 값들이 필요하다. 그러나 이처럼 재하시험의 결과에 일관된 파괴기준을 적용해서 결정된 극한지지력 값을 다수 확보하는 것이

현실적으로 쉽지 않다.

따라서 본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력을 합리적으로 산정할 수 있는 최적의 지지력산정식을 결정하기 위하여 기존의 지지력산정식들에 대하여 정확도를 조사하였다. 이를 위하여 각종 설계기준이나 제안식으로부터 계산된 예측치들을 다양한 조건에서 측정된 재하시험 결과들과 비교하였다. 이때 예측치와 실측치의 비교를 위하여 재하시험이 극한상태까지 진행된 11개의 말뚝재하시험 결과들을 각종 문헌을 통해서 수집하였으며, 이들 재하시험 결과에 동일한 파괴기준을 적용하여 각 말뚝의 극한선단지지력과 극한주면마찰력을 결정하였다.

## 2. 지지력 산정을 위한 각종 설계기준

### 2.1 주면마찰력

FHWA(1999)에서는 암석의 일축압축강도( $q_u$ )가  $51 \text{ kg/cm}^2$  이하일 때와 이상일 때로 구분하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 단위 극한주면마찰력을 산정하고 있다.  $q_u < 51 \text{ kg/cm}^2$ 인 경우 말뚝의 표면이 미끈하면 식 (1)을, 그리고 말뚝의 표면이 거칠면 식 (2)를 적용하도록 하고 있다.

$$f_s = \alpha q_u (f_{aa}/f_a) \quad (1)$$

$$f_s = \frac{q_u}{2} (f_{aa}/f_a) K_f \quad (2)$$

여기서  $\alpha$ 는  $q_u$ 와 말뚝의 표면에 작용하는 수평응력에 의해 결정되는 계수이고,  $f_{aa}/f_a$ 는 마찰력 감소계수로 무결암(intact rock)의 탄성계수에 대한 암반의 탄성계수비와 암반의 절리상태에 의해 결정되는 값이다. 또한  $K_f$ 는 말뚝의 근입깊이와 암반에 대한 말뚝의 탄성계수비에 의해 계산되는 값으로, 1.0을 상한치로 하고 있다.

그리고  $q_u > 51 \text{ kg/cm}^2$ 인 경우에는 주면마찰력 산정을 위해 두 가지 방법을 제시하고 있다. 첫 번째 방법에서 말뚝의 표면에 인위적으로 돌기를 성형하지 않을 때는 식 (3)과 같은 Horvath와 Kenny(1979)의 제안식을, 그리고 말뚝의 표면에 인위적으로 돌기를 성형할 때는 식 (4)와 같은 Horvath 등(1983)의 제안식을 사용하도록 하고 있다.

$$f_s = 0.65 p_a \left( \frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5} \leq 0.65 p_a \left( \frac{f'_c}{p_a} \right)^{0.5} \quad (3)$$

$$f_s = 0.8q_u \left[ \frac{\Delta r}{r} \left( \frac{L'}{L} \right) \right]^{0.45} \quad (4)$$

여기서  $p_a$ 는 대기압(1.03 kg/cm<sup>2</sup>)이고  $f'_c$ 는 현장타설 말뚝에 사용된 콘크리트의 28일 강도이며,  $r$ 과  $L$ 은 각각 암반 근입부 말뚝의 반경과 길이, 그리고  $\Delta r$ 과  $L'$ 은 각각 공벽에 만들어진 돌기의 높이와 돌기간 간격을 나타낸다. 두 번째 방법은 Carter와 Kulhawy(1988)가 제안한 식 (5)를 이용하는 것이다.

$$f_s = \mu p_a \sqrt{\frac{q_u}{p_a}} \quad (5)$$

여기서  $\mu$ 는 거칠기 계수로 말뚝의 표면이 미끈한 경우에는 0.63, 거친 경우에는 1.9, 그리고 평균치로 1.42를 제시하고 있다.

AASHTO(1996)의 설계기준에서는 식 (6)을 이용해서 암반에 근입된 말뚝의 극한주면마찰력  $Q_s$ 를 계산하도록 하고 있다. 이때 말뚝의 단위 극한주면마찰력  $f_s$ 는 암반이나 말뚝에 사용되는 콘크리트의 일축압축강도 중 작은 값을 사용해서 제안된 도표로부터 구하게 된다.

$$Q_s = \pi BD(0.144f_s) \quad (6)$$

여기서 B는 말뚝의 직경이고, D는 암반에 근입된 말뚝의 근입깊이이다.

이 기준은 국내의 도로교설계기준(대한토목학회, 2001)에서도 채택하고 있는 것으로, RQD>63.6%인 암반에만 적용하도록 제한하고 있다. 따라서 불연속면의 간격이 좁거나 파쇄정도가 높은 암반에 근입된 말뚝의 지지력 산정에는 적용할 수 없다는 단점을 갖고 있다.

CFEM(Canadian Foundation Engineering Manual)(Canadian Geotechnical Society, 1992)에서는 말뚝의 표면이 거칠지 않은 경우에 대해서만 식 (5)를 이용해서 단위 극한주면마찰력을 계산하도록 하고 있다. 그리고 말뚝에 사용된 콘크리트의 일축압축강도( $f'_c$ )가 암석의 일축압축강도보다 작은 경우에는 식 (7)을 이용해서 말뚝의 단위 극한주면마찰력을 계산하도록 하고 있다.

$$f_s = 0.05f'_c \quad (7)$$

한편, 구조물기초설계기준(한국지반공학회, 1997)에서 채택하고 있는 NAVFAC(1982)의 설계기준에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 단위 극한주면마찰력을 산정할 때 식 (8)과 같이 말뚝의 직경에 따라 다른 식을

적용하고 있다. 결국 동일한 암반조건에 대해서도 말뚝의 직경이 406.4 mm보다 큰 경우보다 작은 경우에 더 큰 단위 극한주면마찰력을 산정함으로써 말뚝의 크기 효과(scale effect)를 일부 반영하고 있다.

$$\text{직경} < 406.4 \text{ mm인 경우, } f_s(\text{psi}) = (3 \sim 4)(q_u)^{1/2} \quad (8a)$$

$$\text{직경} > 406.4 \text{ mm인 경우, } f_s(\text{psi}) = (2.3 \sim 3)(q_u)^{1/2} \quad (8b)$$

이들 설계기준 외에도 많은 연구자들이 재하시험의 결과에 근거하거나 이론적인 해석을 통해서 암반에 근입된 현장타설말뚝의 단위 극한주면마찰력과 무결암의 일축압축강도와와의 관계를 제안하였다. 이들 제안식들은 말뚝의 단위 극한주면마찰력과 암석의 일축압축강도간의 관계를 선형으로 설정한 것과 비선형으로 설정한 것으로 분류될 수 있으며, 기존 제안식의 대부분이 후자에 속한다. 이제까지 제안된 말뚝의 주면마찰력에 대한 지지력산정식을 정리하면 다음과 같다.

$$\text{Rosenberg Journeaux(1976) } f_s(\text{psi}) = 4.03(q_u)^{0.51} \quad (9)$$

$$\text{Gupton과 Logan(1984) } f_s = 0.2q_u \quad (10)$$

$$\text{Reynolds와 Kaderabek(1987) } f_s = 0.3q_u \quad (11)$$

$$\text{Reese와 O'Neill(1987) } f_s = 0.15q_u \quad (12)$$

$$\text{Rowe와 Armitage(1987) } f_s(\text{MPa}) = 0.45\sqrt{q_u} \quad (13a)$$

(미끈한 경우)

$$f_s(\text{MPa}) = 0.6\sqrt{q_u} \quad (13b)$$

(거친 경우)

## 2.2 선단지지력

FHWA(1999)에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력을 암반에 절리가 거의 존재하지 않는 경우와 절리가 발달한 경우로 구분해서 산정하고 있다. 먼저 암반에 절리가 발달하지 않은 경우에는 식 (14)를 이용해서 말뚝의 단위 극한선단지지력  $q_{bl}$ 을 산정하고 있다.

$$q_{bl} = \alpha q_u \quad (14)$$

여기서  $\alpha$ 는 말뚝의 근입깊이에 따른 계수로, 말뚝이 암반에 말뚝직경의 1.5배 이상 근입된 경우에는 2.5를 그리고 말뚝이 암반의 표면에 지지되는 경우에는 2.0을 사용한다. 그리고 절리가 발달된 암반에 말뚝이 근입된 경우에는 Zhang과 Einstein(1998)의 제안식인 식 (15)나 Carter와 Kulhawy(1988)의 제안식인 식 (16) 혹은 1985년

에 개정된 CFEM에서 제시하는 식 (17)을 이용해서 말뚝의 단위 극한선단지지력을 계산하도록 하고 있다.

$$q_{bL} (MPa) = 4.83(q_u)^{0.51} \quad (15)$$

$$q_{bL} = [s^{0.5} + (m s^{0.5} + s)^{0.5}] q_u \quad (16)$$

$$q_{bL} = 3K_{sp} d q_u \quad (17)$$

여기서  $s$ 와  $m$ 은 말뚝의 선단부에 존재하는 암반의 종류와 절리상태에 따라 결정되는 계수이며,  $K_{sp}$ 는 절리의 간격(spacing)과 틈새(aperture)에 의해 결정되는 지지력 계수이다. 그리고  $d$ 는 암반 근입부 말뚝의 직경과 근입 길이에 의해 결정되는 깊이계수로 최대치가 3.4이다.

국내 도로교설계기준(대한토목학회 2001)에서도 채택하고 있는 AASHTO(1996) 기준에서는 식 (18)에 의해서 암반에 근입된 현장타설말뚝의 극한선단지지력  $Q_{bL}$ 을 산정하고 있다. 이 식에서는 암반의 불연속면이 지지력에 미치는 영향을 고려하기 위하여 암의 종류와 절리 상태에 의해 결정되는 극한지지력 평가계수  $N_{ms}$ 를 사용하고 있다.

$$Q_{bL} = N_{ms} C_o A_b \quad (18)$$

여기서  $C_o$ 는 말뚝 선단아래 2B영역에서 채취된 무결암의 일축압축강도이며,  $A_b$ 는 암반에 근입된 말뚝의 선단 면적이다.

1992년에 개정된 CFEM에서는 식 (17)로부터 계산된 단위 극한선단지지력에 3.0의 안전율을 적용해서 말뚝의 단위 허용선단지지력을 산정하도록 제안하고 있다. 이때 깊이계수  $d$ 의 상한값은 3.0으로 하고 있다. 그리고 NAVFAC(1982)에서는 암을 5종류로 구분하고 각 암반에 대하여 제시된 단위 허용선단지지력을 이용하여 암에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력을 산정하고 있다.

한편 선단지지력에 대해서도 많은 지지력산정식들이 제안되었으며, 이들의 대부분은 각종 재하시험의 결과에 근거해서 도출된 것이다. 이들 산정식들은 말뚝의 단위 극한선단지지력과 무결암의 일축압축강도의 관계를 선형으로 설정한 것과 비선형으로 설정한 것으로 구분이 가능하며, FHWA(1999)와 CFEM, NAVFAC(1982)의 설계기준을 포함한 대부분의 지지력산정식들이 전자에 속한다. 그리고 Zhang과 Einstein(1998)의 제안식이 후자에 속하는 대표적인 지지력산정식이다. 현재까지 제안된 지지력산정식들 중에서 대표적인 것들

은 다음과 같다.

$$\text{Teng(1962)} \quad q_{bL} = (5 \sim 8) q_u \quad (19)$$

$$\text{Coates(1967)} \quad q_{bL} = 3 q_u \quad (20)$$

$$\text{Rowe와 Armitage(1987)} \quad q_{bL} = 2.7 q_u \quad (21)$$

$$\text{ARGEMA(1992)} \quad q_{bL} = 4.5 q_u \leq 10 \text{ MPa} \quad (22)$$

### 3. 말뚝재하시험의 결과에 대한 자료

#### 3.1 암반조건과 말뚝조건

암반에 근입된 현장타설말뚝에 대한 지지력산정식의 대부분은 많은 말뚝재하시험의 결과에 일관되지 않은 파괴기준을 적용함으로써 얻어진 극한지지력 값들에 근거하여 얻어졌다. 그 결과 어떤 종류의 극한지지력 값들이 데이터베이스로 사용되었느냐에 따라 매우 다양한 형태의 지지력산정식들이 제안되었으며, 이 식들은 동일한 암반조건과 말뚝조건에 대해서도 매우 다른 지지력 예측치를 제공하기도 한다. 결국 암반에 근입된 현장타설말뚝에 대하여 경제적이고 합리적인 설계를 행하기 위해서는 기존의 지지력산정식들 중에서 다양한 암반조건에 대하여 적절한 크기의 지지력을 제공할 수 있는 최적의 지지력산정식이 결정되어야 하며, 이를 위해서는 재하시험의 결과에 일정한 파괴기준을 적용함으로써 얻어진 다수의 극한지지력 값이 필요하게 된다. 따라서 본 연구에서는 각종 문헌을 통해 보고된 말뚝재하시험의 결과 중 말뚝의 하중전이분포가 측정되어 말뚝의 지지력을 선단지지력과 주변마찰력으로 분리할 수 있으면서 동시에 말뚝이 극한상태에 도달할 때까지 재하시험이 진행된 11개의 재하시험 결과를 수집하였다. 그리고 이들 재하시험의 결과에 일정한 파괴기준을 적용함으로써 6개의 극한선단지지력과 8개의 극한주변마찰력을 결정하였다.

이들 11개의 시험말뚝이 근입된 암반조건과 시공방법, 해당 말뚝의 하중지지 메카니즘 등이 표 1에 정리되었다. 표에 보이는 바와 같이 이암이나 셰일과 같은 점토질암의 경우에는 암의 강도가 삼축시험으로부터 측정되는 비배수 전단강도( $s_u$ )로 표시되었으며, 암의 강도가 큰 경우에는 무결암의 일축압축강도( $q_u$ )로 표시되었다. 말뚝 P2의 경우에 암의 강도정수가 두 개인 것은 말뚝의 선단이  $s_u = 3.54 \text{ kg/cm}^2$ 인 셰일을 관통하여  $s_u = 7.80 \text{ kg/cm}^2$ 인 셰일의 상단에 지지되었기 때문이

표 1. 각종 시험말뚝에 대한 암반조건과 하중지지 메카니즘

말뚝 번호	암반조건	RQD (%)	암의 강도정수 (kg/cm <sup>2</sup> )	시공방법	하중지지 메카니즘	참고문헌
P1	세일	-	$s_u = 3.54$	암반용 오거	주면+선단	(17)
P2	세일	-	$s_u = 3.54^{(1)}$ $s_u = 7.80^{(2)}$	암반용 오거	주면+선단	(17)
P3	OC상태의 신선한 이암	-	$s_u = 5.52$	암반용 오거	주면	(21)
P4	OC상태의 신선한 이암	-	$s_u = 5.52$	암반용 오거	주면	(21)
P5	OC상태의 신선한 이암	-	$s_u = 5.52$	암반용 오거	선단	(21)
P6	파쇄도가 높은 적당히 풍화된 화강섬록암	0-62	$q_u = 66.3$	RCD	주면+선단	(22)
P7	많이 풍화된 화강편마암	0	$q_u = 100$	암반용 오거	선단	(2)
P8	절리가 발달한 화강암	20-75	$q_u = 102.0$	암반용 오거	선단	(8)
P9	풍화된 화성암	68	$q_u = 408.0$	RCD	주면	(24)
P10	풍화된 화강암	3	$q_u = 61.2$	RCD	주면	(24)
P11	잘 경화된 석회암	-	$q_u = 122.4$	암반용 오거	주면	(12)

<sup>(1)</sup>말뚝 주면부 암반의  $s_u$ , <sup>(2)</sup>말뚝 선단부 암반의  $s_u$

다. 그리고 시공방법에서 말뚝 P6과 P9, P10은 RCD (reverse circulation drill)에 의해 굴착되었으며, 나머지 8개의 말뚝은 암반파쇄기가 장착된 오거(일명 개량 T4)에 의해 굴착공이 시공되었다. 따라서 표 1에 언급된 11개의 말뚝은 공벽에 의도적인 흠을 만들지 않고 오거 등을 이용해서 일반적인 방법으로 시공된 말뚝임을 알 수 있다.

또한 표에서 시험말뚝의 하중지지 메카니즘이 '주면' 혹은 '선단'으로 표시된 것은 각각 말뚝의 선단부

에 인위적인 공동을 만들어서 선단지지력을 제거시키거나 말뚝의 주면을 굴착공벽으로부터 격리시킴으로써 말뚝의 주면마찰력을 제거시킨 경우를 의미한다. 그리고 '주면+선단'으로 표시된 것은 말뚝의 주면마찰력과 선단지지력이 모두 발휘된 경우를 의미한다. 특히 말뚝 P7은 말뚝의 주면마찰력과 선단지지력이 모두 발휘되도록 시공되었으나 말뚝에 설치된 계측기의 상당수가 파손되어 주면마찰력의 측정치가 불확실하게 됨으로써 선단지지력에 대한 측정치만을 이용한 경우이다. 따라

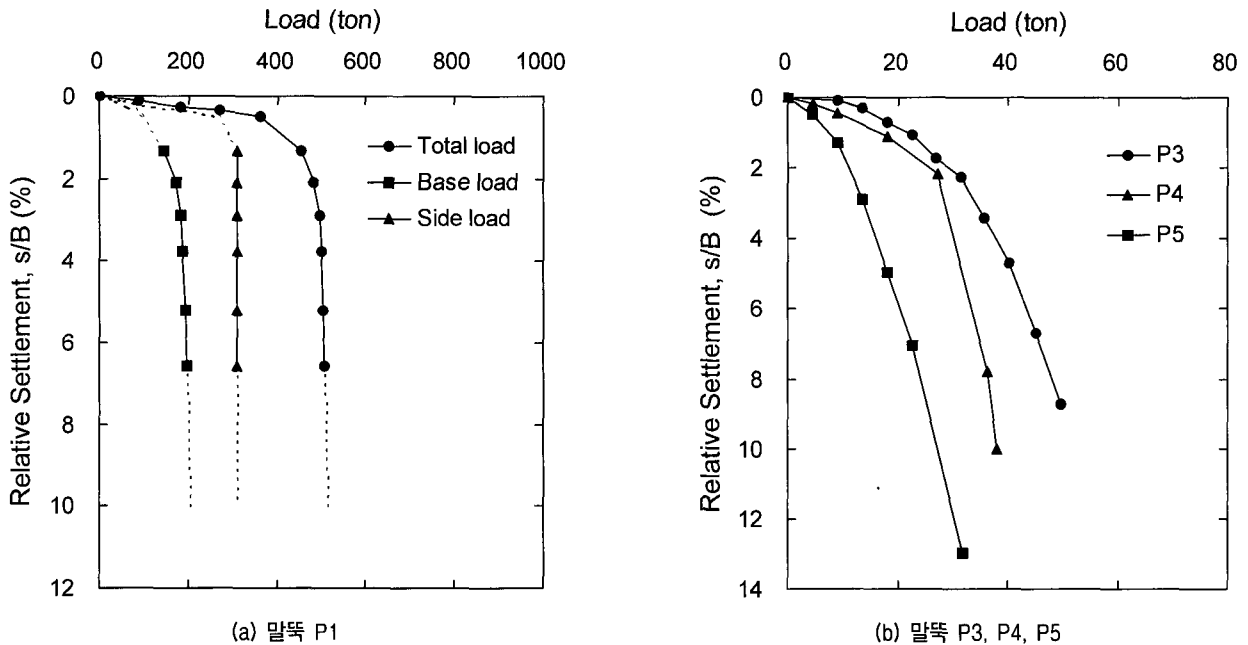
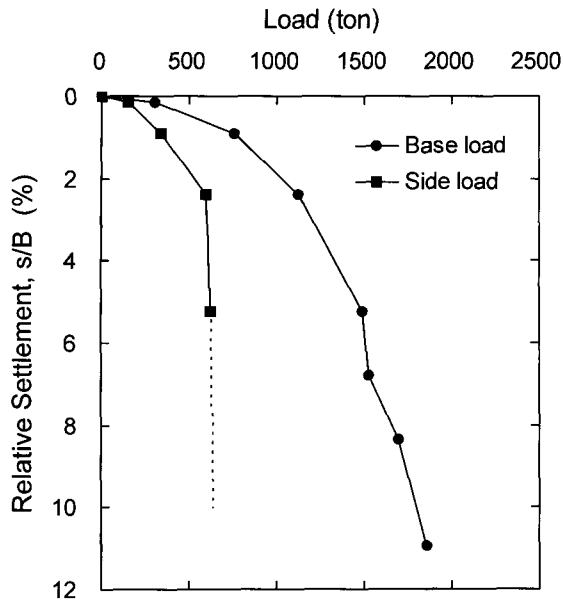
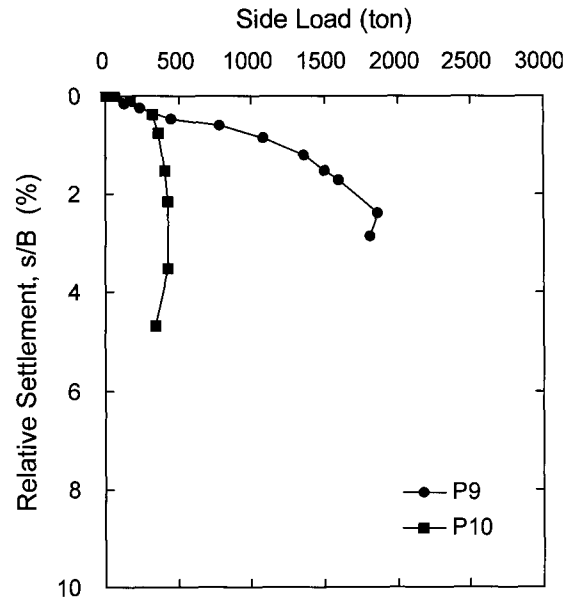


그림 1. 세일과 이암에 근입된 말뚝의 하중-침하량 곡선



(a) 말뚝 P6



(b) 말뚝 P9와 P10

그림 2. 섬록암과 화성암에 근입된 말뚝의 하중-침하량 곡선

서 말뚝의 주면마찰력이 측정된 경우가 8개(P1~P4, P6, P9~P11)이며, 선단지지력이 측정된 경우가 6개(P1, P2, P5~P8)이다.

본 연구에서 사용된 11개의 재하시험 결과 중 7개 말뚝에 대한 하중-침하량 곡선이 그림 1과 2에 보여졌다. 여기서 상대침하(relative settlement)는 말뚝 직경(B)에 대한 말뚝 두부에서의 침하량(s) 비로 정의되는 값이다.

### 3.2 극한지지력의 결정

재하시험에서 측정된 말뚝의 하중-침하량 곡선을 이용하여 말뚝의 극한지지력을 결정하는 방법은 여러 가지가 있다. 그 중에서 Davisson의 방법(1972)은 현장타설말뚝에 대하여 지지력을 과소평가하는 것으로 알려져 있으며(Briaud 등, 2000), 이 방법은 해석과정에서 말뚝의 탄성변위량을 이용하기 때문에 말뚝 본체의 탄성계수가 보고되지 않은 시험결과에는 적용하기도 어렵다. 그리고 하중-침하량 곡선을 포물선으로 가정하여 말뚝의 극한지지력을 구하는 Chin의 방법(1970)은 Davisson의 방법과는 반대로 말뚝의 극한지지력을 다소 과대평가하는 경향이 있다. 따라서 본 연구에서는 말뚝이 직경의 10% 만큼 침하했을 때 말뚝의 주면과 선단에 전달되는 하중을 말뚝의 극한주면마찰력과 극한선단지지력으로 간주하였다. 이러한 기준은 토사지반에 설치된 말뚝의 극한지지력을 결정할 때 일반적으로 사용하는 것으로

로 비교적 적절한 크기의 극한지지력을 제공하는 것으로 알려져 있다.

한편, 본 연구에 사용되는 11개의 시험말뚝에 대한 재하시험 결과로부터 각 말뚝의 극한지지력을 결정할 때 그림 2(b)에 보이는 말뚝 P9와 P10과 같이 말뚝의 주면마찰력이 최대치에 도달한 후 감소하는 경우에는 재하시험 중에 측정되는 주면마찰력의 최대치를 극한주면마찰력으로 간주하였다. 그리고 그림 3에 보이는 말뚝 P8과 같이 시공중 발생한 말뚝 선단부의 슬라임

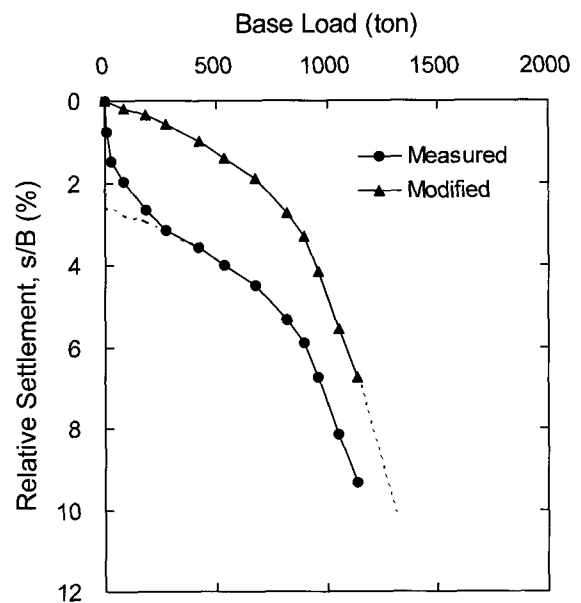


그림 3. 말뚝 P8에 대한 하중-침하량 곡선의 보정

표 2. 각 시험말뚝의 극한주면마찰력과 극한선단지지력

말뚝 번호	전체 말뚝길이 (m)	말뚝 직경 (m)	암반 근입길이 (m)	극한지지력 (ton)	
				주면마찰력	선단지지력
P1	8.8	0.762	5.49	311	204
P2	11.1	0.762	7.77	489	509
P3	2.7	0.305	1.52	51	-
P4	2.7	0.305	1.52	38	-
P5	2.7	0.305	1.52	-	27
P6	25.1	1.20	2.0	632	1796
P7	13.3	0.4	6.0	-	198
P8	20.4	1.52	1.2	-	1310 <sup>(1)</sup>
P9	35.6	1.02	2.0	1868	-
P10	25.1	1.32	2.1	427	-
P11	12.5	0.915	2.1	831	-

<sup>(1)</sup>말뚝 선단의 슬라임으로 인한 초기 침하량 보정

때문에 말뚝이 상당히 침하한 후에 선단지지력이 발현되는 경우에는 이러한 특별한 시공상황이 지지력에 미치는 영향을 배제하기 위하여 그림과 같이 말뚝의 선단지지력이 본격적으로 발휘되기 시작하는 상대침하량(말뚝 P8의 경우에는 약 2.6%)을 재하시험의 시작단계로 가정하고 말뚝의 극한선단지지력을 산정하였다. 이상과 같은 방법에 의해 결정된 11개의 시험말뚝에 대한 극한주면마찰력과 극한선단지지력이 표 2에 정리되었다.

#### 4. 각종 설계기준에 의한 예측치와 측정치의 비교

##### 4.1 주면마찰력

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력에 대한 기존 지지력산정식의 정확도를 검증하기 위하여 앞에서 언급된 11개의 시험말뚝중 주면마찰력이 측정된 8개의 재하시험 결과에 FHWA(1999)를 포함한 4개의 설계기준과 각종 제안식들을 적용하였다. 이 과정에서 FHWA(1999)의 설계기준 중 암의 일축압축강도가  $q_u < 51 \text{ kg/cm}^2$ 인 경우에 적용할 수 있는 식 (1)과 (2)를 이용하기 위해서는 암의 일축압축강도 이외에 암의 절리상태 및 시공조건과 관련된 다양한 값들이 필요하다. 그리고  $q_u > 51 \text{ kg/cm}^2$ 이고 말뚝의 표면이 거친 경우에 적용할 수 있는 식 (4)는 지지력의 산정을 위해서 공벽에 만들어진 돌기의 높이와 간격을 필요로 한다. 그러나 이와 같은 세부적인 사항들은 11개의 재하시험 결과가 보고된 문헌을 통해서 알 수 없기 때문에 이들 지지력산정식들은 조사대상에서 제외하였다. 또한 주면마찰력이 측정된 8개의

시험말뚝 중 7개가  $RQD < 63.6\%$ 인 암반에 근입되어 있기 때문에  $RQD > 63.5\%$ 인 조건에서만 사용할 수 있는 AASHTO(1996) 기준도 검증 대상에서 제외하였다.

표 3은 총 8개의 시험말뚝에 대하여 앞에서 소개한 4개의 설계기준과 7개의 제안식으로부터 계산된 극한주면마찰력을 정리한 것이다. 이 표에서 상한치는 암반에 근입된 말뚝의 표면이 거친 경우의 주면마찰력을 의미하며, 하한치는 말뚝의 표면이 미끈한 경우의 주면마찰력을 나타낸다. 이들 지지력산정식의 결과들을 비교한 결과 Rowe와 Armitage(1987)의 제안식 중 하한치와 상한치에 대한 결과들은 각각 Carter와 Kulhawy(1988)의 제안식 중 평균치 및 상한치에 대한 값들과 동일하였다. 그러나 식 (5)와 식 (13)에 보이는 바와 같이 이들 두 개의 제안식은 서로 다른 형태를 하고 있다. 이것은 두 제안식이 실질적으로는 동일한 식임에도 불구하고 이들 제안식에서 사용하는 단위가 다르므로 해서 제안식의 형태가 서로 다르게 표현된 것으로 밝혀졌다. 또한 Harvoth와 Kenny(1979)의 제안식은 Carter와 Kulhawy(1988)가 제안한 산정식의 하한치와 거의 비슷한 결과를 주는 것으로 나타났다.

암반에 근입된 현장타설말뚝의 극한주면마찰력에 대한 기존의 설계기준과 제안식들의 정확도를 검증하기 위하여 각종 설계기준이나 제안식으로부터 산정된 예측치를 측정치와 비교하였으며, 그 결과가 측정치에 대한 예측치의 비로 표 4에 표시되었다. 표 4를 살펴보면 비록 비교의 대상이 되는 측정치의 개수가 8개로 충분치는 않지만 Rosenberg와 Journeaux(1976)의 제안식이 가장 측정치에 근접하는 결과를 제공하고 있음을 알 수

표 3. 각종 설계기준에 의한 극한주면마찰력의 예측치

설계기준 혹은 제안식	극한주면마찰력 (ton)							
	P1	P2	P3	P4	P6	P9	P10	P11
측정치	311	489	51	38	632	1868	427	831
FHWA(1999) 방법 1-하한치 [식(3)]	-	-	-	-	405	855	450	441
FHWA(1999) 방법 2 [식(5)]	-	-	-	-	Carter와 Kulhawy(1988)의 결과와 동일			
CFEM(1993)-하한치, 최적값	Carter와 Kulhawy(1988)의 결과 중 각각 하한치, 평균치와 동일							
NAVFAC(1982)-하한치	213	302	39	39	374	789	415	407
-상한치	278	394	51	51	488	1029	542	531
Rosenberg와 Journeaux(1976)	391	554	55	55	702	1508	779	769
Harvoth와 Kenny(1979)	232	328	32	32	407	858	451	442
Gupton과 Logan(1984)	186	264	32	32	993	5227	1065	1477
Reynolds와 Kaderabek(1987)	279	395	48	48	1499	7841	1598	2216
Reese와 O'Neill(1988)	140	198	24	24	750	3920	799	1108
Rowe와 Armitage(1987)-상·하한치	Carter와 Kulhawy(1988)의 결과 중 각각 상한치, 평균치와 동일							
Carter와 Kulhawy(1988)-하한치	224	317	31	31	393	829	436	428
-상한치	675	956	94	94	1185	2499	1315	1289
-평균치	504	715	70	70	886	1868	983	964

표 4. 극한주면마찰력의 측정치에 대한 각종 설계기준에 의한 예측치의 비

설계기준 혹은 제안식	측정치에 대한 예측치의 비							
	P1	P2	P3	P4	P6	P9	P10	P11
FHWA(1999) 방법 1-하한치 [식(3)]	-	-	-	-	0.64	0.46	1.05	0.53
FHWA(1999) 방법 2 [식(5)]	-	-	-	-	Carter와 Kulhawy(1988)의 결과와 동일			
CFEM(1993)-하한치, 최적값	Carter와 Kulhawy(1988)의 결과 중 각각 하한치, 평균치와 동일							
NAVFAC(1982)-하한치	0.69	0.59	0.75	1.01	0.59	0.42	0.97	0.49
-상한치	0.89	0.77	1.01	1.35	0.77	0.55	1.27	0.64
Rosenberg와 Journeaux(1976)	1.26	1.09	1.07	1.43	1.11	0.81	1.82	0.92
Harvoth와 Kenny(1979)	0.74	0.64	0.63	0.85	0.64	0.46	1.06	0.53
Gupton과 Logan(1984)	0.60	0.52	0.63	0.85	1.58	2.80	2.50	1.78
Reynolds와 Kaderabek(1987)	0.92	0.78	0.95	1.27	2.37	4.20	3.74	2.67
Reese와 O'Neill(1988)	0.45	0.39	0.47	0.64	1.19	2.10	1.87	1.33
Rowe와 Armitage(1987)-상·하한치	Carter와 Kulhawy(1988)의 결과 중 각각 상한치, 평균치와 동일							
Carter와 Kulhawy(1988)-하한치	0.72	0.62	0.61	0.82	0.62	0.44	1.02	0.51
-상한치	2.17	1.88	1.83	2.46	1.88	1.34	3.08	1.55
-평균치	1.62	1.40	1.37	1.84	1.40	1.00	2.30	1.16

있다.

이러한 결과는 표 4에서 비교적 실측치에 근접하는 결과를 제공하는 것으로 보이는 NAVFAC(1982)과 Carter와 Kulhawy(1988), Rosenberg와 Journeaux(1976)의 제안식에 대하여 암의 일축압축강도와 말뚝의 단위 극한주면마찰력의 관계를 나타낸 그림 4에서도 볼 수 있다. 그림에서 Carter와 Kulhawy(1988)의 제안식은 C & K로, 그리고 Rosenberg와 Journeaux(1976)의 제안식은 R & J로 표기되었다. 그림에 보이는 바와 같이 C & K의 상한치와 평균치에 대한 제안식은 주면마찰력을 과대평가하며, NAVFAC(1982)의 상한치와 C & K의 하한치

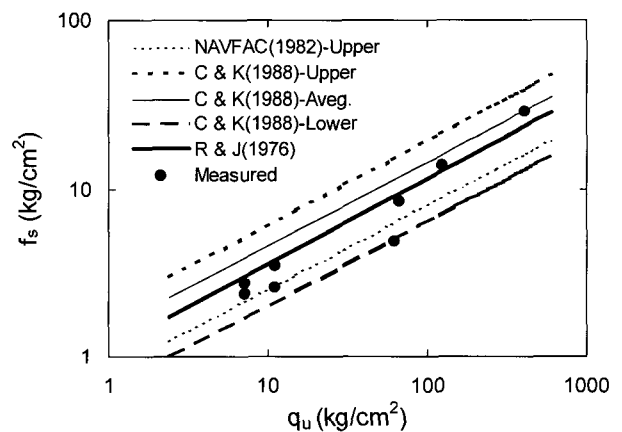


그림 4. 암석의 일축압축강도와 단위 극한주면마찰력의 관계



에 대한 제안식은 말뚝의 주면마찰력을 어느정도 과소 평가하는 것을 알 수 있다. 따라서 말뚝의 극한주면마찰력을 말뚝의 침하량이 말뚝직경의 10%일 때의 하중으로 정의하고 마찰력에 연화현상이 발생하는 경우에는 주면마찰력의 최대치로 정의할 때 암반에 근입된 현장 타설말뚝의 극한주면마찰력은 Rosenberg와 Journeaux (1976)의 제안식에 의해 적절히 산정될 수 있는 것으로 나타났다.

#### 4.2 선단지지력

주면마찰력의 경우와 마찬가지로 선단지지력에 대해서도 기존 지지력산정식의 정확도를 검증하기 위하여 선단지지력이 측정된 6개의 재하시험 결과에 기존의 설계기준과 각종 제안식들을 적용하였다. 이때 FHWA (1999)의 설계기준에서 암반에 절리가 발달한 경우에 적용할 수 있는 세개의 산정식중 식 (16)과 (17)은 지지력의 산정을 위하여 말뚝이 근입된 암반의 절리 간격과 틈새에 대한 정량적인 값들을 필요로 한다. 그리고 CFEM과 AASHTO(1996)의 설계기준 또한 말뚝이 근입된 암반의 절리간격과 암반의 풍화도, RQD 등을 이용해서 말뚝의 선단지지력을 산정한다. 그러나 재하시험의 결과가 보고된 문헌중 일부를 제외한 대부분의 경우에는 암반의 절리간격과 RQD 등의 자료들을 보고하고 있지 않기 때문에 FHWA(1999)의 설계기준중 식 (16)과 (17), 그리고 CFEM과 AASHTO(1996)의 설계기준은 정확도를 조사하는 대상에서 제외하였다.

따라서 FHWA(1999)와 NAVFAC(1982)의 설계기준과 5개의 제안식을 이용하여 6개의 시험말뚝에 대한 극한선단지지력을 계산하였으며, 그 결과를 표 5에 정리하였다. 또한 기존의 설계기준과 각종 제안식들에 대한 정확도를 판단하기 위하여 이들 제안식으로부터 계산된 극한선단지지력에 대한 예측치를 측정치와 비교하였으며, 이들 두 값의 비를 표 6에 정리하였다. 표 5와 6에 근거할 때 FHWA(1999)의 설계기준중 식 (14)는 말뚝이 점토질암에 근입된 경우(P1, P2, P5)에 있어서 지지력을 상당히 작게 예측하였으며, Teng(1962)의 제안식은 지지력을 전반적으로 과대평가하는 것으로 나타났다. 그리고 Teng(1962)의 제안식중 하한치의 경우에도 동일한 암반조건에 대하여 각종 설계기준과 제안식으로부터 계산된 지지력 간에는 최대 3.2배의 차이가 발생하였다. 이와 같은 계산결과들을 전체적으로 살펴볼 때 Zhang과

표 5. 각종 설계기준에 의한 극한선단지지력의 예측치

설계기준 혹은 제안식	극한선단지지력 (ton)					
	P1	P2	P5	P6	P7	P8
측정치	204	509	27	1796	198	1310
FHWA(1999) [식(14)]	81	142	20	1874	314	2083
NAVFAC(1982)	178	178	29	1766	196	1276
Teng(1962) - 하한치	162	355	40	3747	628	4165
- 상한치	258	569	65	5996	1005	6664
Coates(1967)	97	213	24	2248	377	2499
Rowe와 Armitage(1987)	87	192	22	2024	339	2249
ARGEMA(1992)	145	320	36	3373	565	3749
Zhang과 Einstein(1998)	187	279	37	1447	198	1302

표 6. 극한선단지지력에 대한 측정치와 예측치의 비교

설계기준 혹은 제안식	측정치에 대한 예측치의 비					
	P1	P2	P5	P6	P7	P8
FHWA(1999) [식(14)]	0.40	0.29	0.74	1.04	1.59	1.59
NAVFAC(1982)	0.87	0.36	1.05	0.98	0.99	0.97
Teng(1962) - 하한치	0.79	0.73	1.48	2.09	3.18	3.18
- 상한치	1.27	1.16	2.37	3.34	5.09	5.09
Coates(1967)	0.47	0.44	0.89	1.25	1.91	1.91
Rowe와 Armitage(1987)	0.44	0.39	0.80	1.13	1.72	1.72
ARGEMA	0.71	0.65	1.33	1.88	2.86	2.86
Zhang과 Einstein(1998)	0.91	0.57	1.38	0.81	1.00	0.99

Einstein(1998)의 제안식과 NAVFAC(1982)의 설계기준은 암반에 근입된 현장타설말뚝의 극한선단지지력에 대하여 만족스러운 예측치를 제공하는 것을 알 수 있다.

이러한 결과는 표 6에서 비교적 실측치에 근접한 결과를 주는 것으로 보이는 몇몇 제안식들에 대하여 암의 일축압축강도와 말뚝의 단위 극한선단지지력의 관계를 나타낸 그림 5에서도 볼 수 있다. 그림에서 Rowe와 Armitage(1987)의 제안식은 R & A로, 그리고 Zhang과 Einstein(1998)의 제안식은 Z & E로 표기되었다. 비록 지지력산정식의 정확도 검증을 위한 비교의 대상이 6개에 불과하지만 측정된 선단지지력은 무결암의 일축압축강도와 비선형의 관계에 있음을 알 수 있으며, Z & E가 이러한 경향을 잘 나타내고 있음을 그림 5에서 알 수 있다. 반면, FHWA(1999)의 식 (14)와 Coates(1967)의 제안식 및 Rowe와 Armitage(1987)의 제안식처럼 말뚝의 선단지지력과 무결암의 일축압축강도를 선형의 관계로 설정하는 지지력산정식은 암의 강도가 커질수록 말뚝의 선단지지력을 과대평가하는 경향을 보였다.

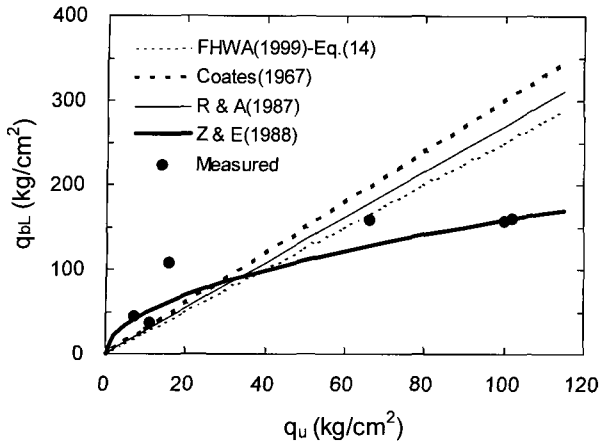


그림 5. 암석의 일축압축강도와 단위 극한선단지지력의 관계

### 4.3 전체지지력

암반에 근입된 현장타설말뚝의 극한주면마찰력에 대하여 만족스러운 예측치를 제공하는 것으로 나타난 Rosenberg와 Journeaux(1976)의 제안식, 그리고 극한선단 지지력에 대하여 만족스러운 결과를 제공하는 NAVFAC(1982)의 설계기준과 Zhang과 Einstein(1998)의 제안식을 이용하여 전체지지력이 측정된 3개의 말뚝(P1, P2, P6)에 대하여 극한전체지지력을 산정하였다. 이때 극한선단지지력은 NAVFAC(1982)의 설계기준과 Zhang과 Einstein(1998)의 제안식 모두를 이용하여 계산되었으며, 이들 두 가지 극한선단지지력을 이용하여 두 종류의 극한전체지지력이 계산되었다.

표 7은 각각의 제안식으로부터 계산된 극한주면마찰력과 극한선단지지력을 합해서 얻어진 극한전체지지력을 측정치와 함께 비교한 것이다. 여기서 극한선단지지력이 NAVFAC(1982)의 설계기준에 의해 산정된 경우에는 NAVFAC으로, 그리고 Zhang과 Einstein(1998)의 제안식에 의해 산정된 경우에는 Z & E로 표시되었다. 표에 보이는 바와 같이 세 개의 말뚝 모두에 대하여 Rosenberg와 Journeaux(1976)의 제안식으로부터 계산된 극한주면마찰력과 NAVFAC(1982)의 설계기준이나 Zhang과 Einstein(1998)의 제안식으로부터 계산한 극한선단지

지력을 이용해서 계산된 두 종류의 극한전체지지력은 측정치와 큰 차이를 보이지 않았다.

### 5. 결론

현재까지 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력을 산정하기 위하여 다양한 형태의 지지력산정식들이 제안되었다. 그러나 이 산정식들의 대부분은 말뚝재하시험의 결과에 각기 다른 파괴기준을 적용해서 얻어진 말뚝의 극한지지력 값들에 근거하여 도출된 것으로, 동일한 지반조건과 말뚝조건에 대해서도 서로 다른 지지력 예측치들을 제공하고 있다. 따라서 본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝에 대한 기존의 지지력산정식 중 최적의 산정식을 결정하기 위하여 기존의 각종 설계기준과 제안식들에 대하여 정확도를 평가하였다.

이처럼 지지력산정식들의 정확도를 평가하기 위해서는 다양한 조건에 설치된 말뚝의 재하시험 결과에 일관된 파괴기준을 적용함으로써 얻어진 극한지지력 값들이 필요하게 된다. 이를 위해서 각종 문헌에 보고된 재하시험 결과 중 말뚝의 지지력을 주면마찰력과 선단지지력으로 분리해서 측정하는 동시에 말뚝이 극한상태까지 재하된 총 11개의 재하시험 결과를 수집하여 재분석하였다. 이때 각 말뚝의 극한지지력은 말뚝의 침하량이 말뚝 직경의 10%에 도달했을 때의 하중으로 정의하였다.

현재까지 제안된 각종 설계기준과 제안식들을 이용해서 말뚝의 극한주면마찰력과 극한선단지지력을 계산한 후 이들 예측치를 측정치와 비교한 결과 말뚝의 주면에 의도적으로 돌기를 성형하지 않고 오거나 RCD 등을 이용해서 일반적인 방법으로 말뚝을 시공한 경우에 Rosenberg와 Journeaux(1976)의 제안식이 실측치에 가장 근접한 극한주면마찰력을 제공하는 것으로 밝혀졌다. 그리고 극한선단지지력의 경우에는 NAVFAC(1982)의 설계기준과 Zhang과 Einstein(1998)의 제안식이 만족스런 예측치를 제공하였다. 또한 이들 3개의 산정식을

표 7. 극한전체지지력에 대한 측정치와 예측치의 비교

말뚝 번호	측정치 (ton)	예측치 (ton)		예측치/측정치	
		R&J+NAVFAC	R&J+Z&E	R&J+NAVFAC	R&J+Z&E
P1	515	569	578	1.10	1.12
P2	998	732	833	0.73	0.83
P6	2428	2468	2149	1.02	0.89

이용해서 계산된 말뚝의 극한전체지지력 또한 측정치에 매우 근접하는 것으로 나타났다.

한편, 과거에 수행된 일반적인 재하시험 방법으로는 암반에 근입된 현장타설말뚝이 극한상태에 도달될 때까지 재하시험을 수행하는 것이 쉽지 않기 때문에 본 연구에서 기존 지지력산정식들의 정확도 검증을 위하여 사용된 측정치의 개수가 충분하지 않았다. 그러나 최근들어 Osterberg-Cell 등을 이용한 새로운 재하시험 방법들이 등장함에 따라 향후 보다 정확하고 많은 수의 재하시험 결과들이 보고될 것으로 생각되며, 이러한 시험결과들이 기존 지지력산정식의 정확도 검증에 추가로 사용된다면 보다 정확한 검증 결과가 얻어질 것으로 사료된다.

## 감사의 글

본 연구는 2002년도 대림산업주식회사의 연구비 지원에 의해 이루어진 것으로, 이에 감사드립니다.

## 참고 문헌

1. 대한토목학회(2001), 도로교설계기준(하부구조편).
2. 전경수(2000), "풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석", 서울대학교 박사학위 논문, 180pp.
3. 조천환, 이명환, 유한규(2002), "암반에 근입된 현장타설말뚝의 마찰력 설계법 비교", 한국지반공학회 2002 봄학술발표회 논문집, pp.365-372.
4. 한국지반공학회(1997), 구조물기초설계기준.
5. AASHTO.(1996), *Standard specifications for highway bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
6. ARGEMA(1992), *Design guides for offshore structures: offshore pile design*, Association de Recherche en Geotechnique Marine, Editions Technip, Paris, France.
7. Briaud, J. L., Ballouz, M., and Nasr, G.(2000), "Static capacity prediction by dynamic methods for three bored piles", *J. of Geotech. and Geoenviron. Eng.*, Vol.126, No.7, pp.640-649.
8. Burke, C. E.(2001), "Drilled shafts in the Virginia piedmont", *Proc., Specialty Conf. on Found. and Ground Improvement*, Blacksburg, pp.175-189.
9. Canadian Geotechnical Society(1985), *Canadian geotechnical foundation manual*, 2nd Ed., Toronto, Canada.
10. Canadian Geotechnical Society(1992), *Canadian geotechnical foundation manual*, 3rd Ed., Toronto, Canada.
11. Carter, J. P. and Kulhawy, F. H.(1988), "Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock", *Final report, project 1493-4 EPRI EL-5918*, Geotechnical Group, Cornell University, Ithaca, NY, August.
12. Castelli, R. J., and Fan, K.(2002), "O-Cell test results for drilled shafts in Marl and limestone", *Proc., Int. Deep Found. Congress 2002: An Int. Perspective on Theory, Design, Construction, and*

*Performance*, Orlando, pp.807-823.

13. Coates, D. F.(1967), *Rock mechanics principles*, Monograph 874, Dept. of Energy, Mines and Resources, Mines Branch, Queen's printer, Ottawa, Canada.
14. Chin, F. V.(1970), "Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure", *Proc. 2nd Southeast Asian Conf on Soil eng.*, pp.81-90.
15. Davison, M. T.(1972), "High capacity piles", *Proc. ASCE Lecture Series, Innovations in Found. Constr.*, ASCE, New York.
16. FHWA.(1999), *Drilled shafts: construction procedure and design methods. Design manual*, U.S. Dept. of Transp., Federal Highway Administration, McLean, VA.
17. Geoke, P. M., and Hustad, P. A.(1979), "Instrumented drilled shafts in clay-shale", *Proc., Symp. on Deep Found.*, ASCE National Convention, Reston, VA, pp.149-164.
18. Gupton, C., and Logan, T.(1984), "Design guidelines for drilled shafts in weak rocks of South Florida", *Proc., South Florida Annual ASCE Meeting*, ASCE.
19. Horvath, R. G., and Kenney, T. C.(1979), "Shaft resistance of rock-socketed drilled piers", *Proc., Symp. on Deep Foundation*, ASCE, Atlanta, October, pp.182-214.
20. Horvath, R. G., Kenney, T. C., and Kozicki, P.(1983), "Methods of improving the performance of drilled piers in weak rock", *Canadian Geotech. J.*, Vol.20, pp.758-772.
21. Jubenville, M. D., and Hepworth, R. C.(1987), "Drilled pier foundations in shale-Denver, Colorado area", *Drilled piers and caissons, Proc., Session at the ASCE National Convention*, ASCE, Reston, VA., pp. 66-81.
22. Littlechild, B. D., Hill, S. J., Plumbridge, G. D., and Lee, C. L.(2000), "Load Capacity of foundations on rock", *Proc., Sessions of Geo-Denver 2000: New Technology and Design Developments in Deep Foundations*, Denver, pp.141-157.
23. NAVFAC.(1982), *Foundations and earth structures, Design manual 7.2*, Dept. of the Navy Naval Facilities eng. Command.
24. Ng, C. W. W., Rigby, D. B., Li, J. H. M., Yau, T. L. Y., and Tang, W. H.(2001), "Side shear of large diameter drilled shafts in weathered geomaterials", *Proc., Specialty Conf. on Found. and Ground Improvement*, Blacksburg, pp.758-772.
25. Reese, L. C., and O'Neill, M. W.(1987), "Drilled shafts: Construction procedures and design methods", *Design Manual, U.S. Dept. of Transp.*, Federal Highway Administration, McLean, VA.
26. Reynolds, R. T., and Kaderabek, T. J.(1987), "Miami limestone foundation design and construction", *ASCE Publication*, New York, 245p.
27. Rosenberg, P., and Journeaux, N. L.(1976), "Friction and bearing tests on bedrock for high capacity socket design", *Can. Geotech. J.*, Ottawa, Canada, Vol.13, No.3, pp.324-333.
28. Rowe, R. K., and Armitage, H. H.(1987), "A design method for drilled piers in soft rock", *Can. Geotech. J.*, Ottawa, Canada, Vol.24, No.1, pp.126-142.
29. Teng, W. C.(1962), *Foundation design*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
30. Zhang, L., and Einstein, H. H.(1998), "End bearing capacity of drilled shafts in rock", *J. of Geotech. and Geoenviron. eng.*, ASCE, Vol.124, No.7, pp.574-584.

(접수일자 2003. 1. 8, 심사완료일 2003. 7. 8)