

## 국내외 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정 기준

### Design Method of Rock Socketed Drilled Shafts in Domestic and Foreign

남문석<sup>1)</sup>, Moon S. Nam, 전경수<sup>2)</sup>, Kyung-Su Jeon

<sup>1)</sup> 한국도로공사 도로교통연구원 책임연구원, Senior Researcher, Expressway & Transportation Research Institute, Korea Expressway Corporation

<sup>2)</sup> 한국도로공사 도로교통연구원 차장, Senior Manager, Expressway & Transportation Research Institute, Korea Expressway Corporation

**SYNOPSIS** : Several domestic and foreign design methods for rock socketed drilled shafts were introduced in this study. In order to verify these design methods, the results of field pile load tests were compared with predicted capacities using them. Based on this study, AASHTO(1996) and FHWA(1999) design methods tend to underestimate, and CFEM(2006) and NAVFAC(1982) tend to overestimate. The difference between the predicted and measured values was caused by reflecting different rock socket geometry and also different rock properties in each design method.

**Keywords** : rock socketed drilled shafts, design, skin friction, end bearing

## 1. 서론

상부 구조물이 점차 대형화되고 시공장비 및 시공기술의 발전으로 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 사용이 국내외로 급증하고 있는 실정이다. 이러한 현장타설말뚝의 설계에 있어 전통적으로 이용되어 왔던 일축압축강도를 이용한 경험적 설계방법이 아직까지도 사용되고 있다. 이러한 경험치에 근거한 강도정수는 많은 불확실성을 내포하고 있으므로 비경제적인 설계 가능성이 높다고 할 수 있다. 또한, 암석의 일축압축강도는 현장의 암반조건과 크게 다를 수 있으므로 실제와는 차이가 큰 결과를 나타낼 수도 있다. 또한, 국내에 적용되는 현장타설말뚝의 설계법은 외국의 기준을 많이 준용하고 있고, 이러한 외국의 설계기준은 국내의 주요 함종인 화성암인 화강암이나 변성암인 편마암과는 다른 퇴적암에 대한 것으로 이것을 국내의 암반에 그대로 적용시키기에는 많은 문제가 있을 수 있다. 본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계법에 대하여 살펴보고, 실제 현장재하시험 결과에 각 설계법을 적용하여 그 결과를 비교 분석하고자 한다.

## 2. 국내외 설계기준

### 2.1 국내 설계기준

국내에는 다양한 설계기준이 있지만 주로 활용되는 것은 구조물기초설계기준 해설(한국지반공학회, 2003)과 도로교설계기준 해설(대한토목학회, 2008)이라고 생각된다. 도로교설계기준 해설과 구조물기초설계기준 해설은 주로 외국의 설계기준을 인용하였고 이를 정리하면 표 1과 같다. 표 1과 같이 국내

의 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정은 암석의 일축압축강도를 이용하는 전통적인 방법을 따르고 있다.

구조물기초설계기준에서는 현재까지 암반 위에 설치되는 현장타설말뚝의 설계를 위하여 확립된 기준은 없는 실정이므로 표 1에서 제안된 경험식을 이용하여 극한지지력을 산정한다. 한편, 도로교설계기준에서는 AASHTO(1996) 방법을 준용하였는데, 일반적으로 암반 소켓부의 총 침하량이 약 10mm가 될 때까지는 암반 근입부의 주면 마찰력에 의해서만 지지하다가 이 변위에서 극한 주면마찰력이 발휘되며 암반과 콘크리트 사이에서 미끄러짐이 발생한다고 하여 부가적인 하중이 말뚝선단에 전이된다고 하여 지지력을 산정한다.

표 1. 암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계기준 요약

| 구조물기초설계기준 해설 (2003)   | 도로교설계기준 해설 (2008)   |
|---|---|
| <p><b>극한 선단지지력(<math>q_B</math>)</b></p> <p>Coates(1967) : <math>q_B=3q_u</math> (MPa)<br/> Teng(1962) : <math>q_B = (5\sim 8)q_u</math> (MPa)<br/> Rowe and Armitage(1987) : <math>q_B=2.7q_u</math> (MPa)<br/> ARGEMA(1992) : <math>q_B = 4.5q_u \leq 10</math> (MPa)<br/> Zhang &amp; Einstein(1998) : <math>q_B=4.83q_u^{0.51}</math> (MPa)</p> <p><b>극한 주면마찰력(<math>f_s</math>)</b></p> <p>Williams et al(1980) : <math>f_s = 10.18q_u^{0.367}</math> (MPa)<br/> Rowe and Armitage(1987)<br/> - 매끈한 소켓 : <math>f_s = 14.89\sqrt{q_u}</math> (MPa)<br/> - 거친 소켓 : <math>f_s = 19.92\sqrt{q_u}</math> (MPa)<br/> Horvath and Kenney(1979) : <math>f_s = 6.88\sqrt{q_u}</math> (MPa)<br/> Carter and Kulhawy(1988) : <math>f_s = 6.47\sqrt{q_u}</math> (MPa)<br/> Reynolds and Kaderabek(1987) : <math>f_s = 0.3q_u</math> (MPa)<br/> Gupton and Logan(1984) : <math>f_s = 0.2q_u</math> (MPa)<br/> Reese and O'Neil(1987) : <math>f_s = 0.15q_u</math> (MPa)<br/> Rosengerg and Journaeaux(1976) : <math>f_s = 11.94q_u^{0.51}</math> (MPa)<br/> NAVFAC DM-7.2(1982) :<br/> - 직경 &gt; 406mm 경우 : <math>f_s = (6\sim 7.9)(f_w')^{\frac{1}{2}}</math> (kPa)<br/> - 직경 &lt; 406mm 경우 : <math>f_s = (7.9\sim 10.5)(f_w')^{\frac{1}{2}}</math> (kPa)<br/> 여기서, <math>f_w'</math> : 암반과 콘크리트의 일축압축강도 중 작은 값(kPa)</p> | <p><b>극한 선단지지력(<math>Q_{BR}</math>)</b></p> $Q_{BR} = N_{ms} \cdot q_u \cdot A_B$ <p>여기서, <math>N_{ms}</math> : 암석의 극한 지지력 평가계수<br/> <math>q_u</math> : 말뚝선단 아래 <math>2D_B</math> 이내에서 채취된 암석코어에 대한 일축압축강도<br/> <math>A_B</math> : 선단부 면적(<math>m^2</math>)</p> <p><b>극한 주면마찰력(<math>Q_{SR}</math>)</b></p> $Q_{SR} = \pi D_r L_r (6.9q_{SR})$ <p>여기서, <math>D_r</math> : 소켓부의 직경<br/> <math>L_r</math> : 소켓부의 길이<br/> <math>q_{SR}</math> : 소켓과 암반 접촉면에서의 극한주면마찰응력</p> |

## 2.2 국외 설계기준

### 2.2.1 FHWA(1999)

FHWA(1999)에서는 토사와 암반의 중간에 있는 지반을 IGM으로 구분하였고, IGM과 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정식들을 각각에 대하여 제시하였다. 여기서 IGM은 점성과 비점성 IGM으로

구분되는지고 점성 IGM의 경우는 일축압축강도가 0.5MPa에서 5.0MPa의 값을 가진 지반이고, 비점성 IGM의 경우는 N치가 50/0.3m이상의 경우의 지반에 해당한다. 국내에서는 IGM 지반을 단단한 사질토지반, 굳은 점토지반, 자갈지반, 풍화대지반(풍화토지반, 풍화암지반)등으로 볼 수 있으나, 외국에서 분류하고 있는 IGM과는 판이하게 다른 특성을 가지고 있으므로 국외 IGM에 사용하는 공식을 그대로 국내 중간지반에 적용하는 것은 곤란할 것으로 판단된다.

### (1) 선단지지력

FHWA(1999)에서 제시한 선단지지력에 대한 지지력 산정식은 점성 및 비점성 IGM과 암반으로 구분하여 제시하였는데, 이에 따른 지지력 식은 다음과 같다.

#### 암반 또는 점성 IGM

$$- RQD \approx 100 : q_B = 2.5q_u \quad (D_s > 1.5B) \quad (1)$$

$$- RQD = 70 \sim 100 \text{ 및 수평절리가 우세할 경우} : q_B = 4.83 [q_u]^{0.51} \quad (2)$$

- 절리가 발달한 경우 :

$$q_B = [s^{0.5} + (ms^{0.5} + s)^{0.5}] q_u, \text{ 또는} \quad (3)$$

$$q_B = 3K_{sp} \Theta q_u \quad (4)$$

여기서,  $s$ 와  $m$  : 암반의 종류와 절리에 따른 계수

$K_{sp}$  : 절리의 간격과 틈에 의해서 결정되는 지지력 계수

$\Theta$  : 암반 근입부의 직경과 근입깊이에 따른 깊이 계수

#### 비점성 IGM

$$q_B = 0.59 [N_{60} (p_a / \sigma_v')]^{0.8} \sigma_v' \quad (5)$$

### (2) 주면마찰력

FHWA(1999)에서 제시한 주면마찰력에 대한 지지력 산정식은 점성 및 비점성 IGM과 암반으로 구분하여 제시하였고 또한, 공벽 거칠기가 거칠고 매끈한 경우에 따라서 각각 제안하였다. 각 조건에 따른 지지력 식은 다음과 같다.

#### 점성 IGM

$$f_s = \alpha q_u (f_{aa} / f_a) \quad (\text{매끈한 경우}) \quad (6)$$

$$f_s = \frac{q_u}{2} (f_{aa} / f_a) K_f \quad (\text{거친 경우}) \quad (7)$$

여기서,  $\alpha$  :  $q_u$ 와 말뚝에 작용하는 수평응력에 대한 계수,  
 $f_{aa}/f_a$  : 마찰력 감소계수  
 $K_f$  : 말뚝의 근입깊이와 암반에 대한 탄성계수비

### 비접성 IGM

$$f_s = \sigma_v' K_0 \tan \phi' \quad (8)$$

여기서,  $\phi' = \tan^{-1} \left\{ \left[ \frac{N_{60}}{12.3 + 20.3(\sigma_v'/p_a)} \right]^{0.34} \right.$   
 $K_0 = (1 - sig\phi') \left[ \frac{0.2p_a N_{60}}{\sigma_v'} \right]^{sig\phi'}$

### 암 반

$$f_s = 0.65p_a [q_u/p_a]^{0.5} \leq 0.65p_a [f'_c/p_a]^{0.5} \quad (\text{매끈한 경우}) \quad (9)$$

여기서,  $p_a$  : 대기압 = 101 kPa  
 $f'_c$  : 콘크리트 28일 압축강도

$$f_s = 0.8 \left[ \frac{\Delta\gamma}{\gamma} \left( \frac{L'}{L} \right) \right]^{0.45} q_u \quad (\text{단 } q_u \leq 0.75f'_c) \quad (\text{거친 경우}) \quad (10)$$

여기서,  $\gamma$ 과  $L$  : 암반근입부 반경 및 길이  
 $\Delta\gamma$ 과  $L'$  : 공벽에 만들어진 돌기의 높이와 돌기간 간격

$$f_s = \mu p_a [q_u/p_a]^{0.5} \quad (11)$$

여기서,  $\mu$  : 거칠기 계수(거친 경우 = 1.9, 중간 거칠기 = 1.42, 매끈한 경우 = 0.63)

## **2.2.2 AASHTO LRFD(2007)**

AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials, 2007)에서 2007년에 발간된 하중저항계수설계법(Load Resistance Factor Design, LRFD) 교량설계기준에 제시된 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정식은 국내에 많이 사용되었던 1996년의 AASHTO 기준과 달리 FHWA(1999)의 지지력 산정식이 대부분 준용되어 개편되었으며, 이에 대한 산정식은 다음과 같다.

IGM의 주면마찰력과 선단지지력 : FHWA(1999) IGM에 대한 지지력 산정식 준용

### 암반의 주면 마찰력

$$f_s = 0.65\alpha_{EP} p_a [q_u/p_a]^{0.5} \leq 7.8p_a [f'_c/p_a]^{0.5} \quad (12)$$

### 암반의 선단지지력

- RQD ≃ 100 :  $q_B = 2.5q_u$  ( $D_s > 1.5B$ ) (13)

- 절리가 발달한 경우 :  $q_B = [s^{0.5} + (ms^{0.5} + s)^{0.5}]q_u$  (14)

### **2.2.3 Canadian Foundation Engineering Manual(2006)**

최근에 개정된 Canadian Foundation Engineering Manual(CFEM, 2006)에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝에 대하여 3가지의 설계개념을 제시하였다. 마찰지지말뚝, 선단지지말뚝 그리고 마찰 및 선단 지지 말뚝으로 구분하고 있으며 세 번째의 경우는 반드시 재하시험 등의 확인과정을 통하여 검증하도록 제안하고 있다. 이에 대한 지지력 산정식은 다음과 같다.

### 암반의 선단지지력

$$q_B = 3K_{sp}\Theta q_u \quad (15)$$

### 암반의 주면 마찰력

$$f_s = bp_a [q_u/p_a]^{0.5} \quad (\text{매끈한 경우, 단 } f'_c \leq q_u \text{ 인 경우는 } f_s = 0.05f'_c \text{ 를 사용}) \quad (16)$$

여기서,  $b$  : 경험 계수(한계상태설계 경우 = 1.41, 허용응력설계의 경우 = 0.63 ~0.94)

$$f_s = 1.9p_a [q_u/p_a]^{0.5} \quad (\text{거친 경우}) \quad (17)$$

여기서, 식 (16)은 돌기의 깊이와 폭이 10mm이상이고 간격이 50~200mm 사이인 경우에 해당

마찰 및 선단 지지 말뚝의 경우는 각각의 선단지지력과 주면마찰력을 더하는데, 여기서 Pells & Turner(1979)가 다음과 같이 제안한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력 분담율(선단지지력/전체 지지력)을 이용한 방법을 이용하여 각각의 지지력을 검토하여야 한다.

$$f_s = \frac{(1-n)Q}{L_s b_s} \quad (18)$$

여기서,  $n$  : 전체 지지력에 대한 선단지지력의 비

$Q$  : 암반 근입 말뚝 상단에 작용하는 하중

$L_s$ 와  $b_s$  : 암반 근입 말뚝의 근입깊이와 직경

### **2.2.4 NAVFAC(1982)**

NAVFAC DM-7.2(Department of the Navy, 1982)에서는 일반적인 근입장 이상 암반에 근입된 현장타설말뚝은 선단지지력과 주면마찰력을 통해 지지된다고 하여 두 지지력의 합으로 산정하는 것을 제시하였다.

### 암반의 주면 마찰력

$$f_s = (6 \sim 7.9)(f_w')^{\frac{1}{2}} \quad (\text{kPa}) \quad (\text{직경} > 406\text{mm} \text{ 경우}) \quad (19)$$

$$f_s = (7.9 \sim 10.5)(f_w')^{\frac{1}{2}} \quad (\text{kPa}) \quad (\text{직경} < 406\text{mm} \text{ 경우}) \quad (20)$$

여기서,  $f_w'$  : 암반과 콘크리트의 일축압축강도 중 작은 값(kPa)

**암반의 선단지지력** : 암반의 분류에 따른 제시된 허용 선단지지력을 이용하여 산정

### 3. 설계기준 검증

총 12개 현장에서 시공된 현장타설말뚝에 대한 정재하시험 결과(전경수, 2007)와 국내의 설계기준에 의하여 예측된 지지력과 비교하기 위하여, 동일 현장자료를 이용하여 각 설계 기준에 따른 지지력을 예측하여 재하시험결과와 비교 분석하였다. 그 결과를 정리하면 표 2와 그림 1과 같다.

그림 1과 같이 국내 암반에 대하여 AASHTO(1996)와 FHWA(1999) 방법은 실제 지지력보다 과소하게 평가하는 경향이 있고, CFEM(2006)과 NAVFAC(1982) 방법은 지지력을 과대평가하는 경향을 보인다. 이는 암반의 특성은 각국마다 큰 차이를 보이고 있으며, 이렇게 다양한 암반특성이 고려된 외국의 제안식을 국내 지반에 그대로 적용함에서 기인한다. 그러므로 설계 시 설계위치와 유사한 공학적 특성을 가진 국내 암반에서 시행된 시험결과를 참조하는 것이 바람직하며, 가능하다면 공사초기에 반드시 재하시험을 통하여 지지력을 확인할 필요가 있다고 사료된다.

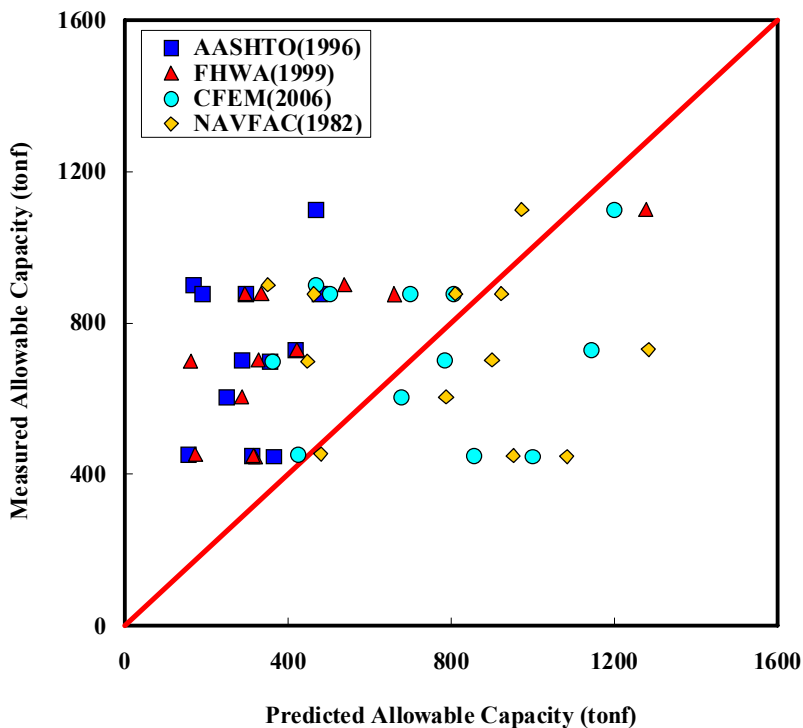


그림 1. 재하시험결과와 예측된 설계지지력과의 비교

표 2. 각 설계법에 의하여 예측된 설계지지력

| 현장명 | 직경/<br>(근입깊이)<br>(m) | 암반상태 |                                      | 재하시험<br>허용지지력*<br>(tonf) | 예측 허용지지력**                         |  |                |                  |
|-----|----------------------|------|--------------------------------------|--------------------------|------------------------------------|--|----------------|------------------|
|     |                      | 구 분  | 일축<br>압축강도<br>(kgf/cm <sup>2</sup> ) |                          | 도로교<br>설계기준(2003)/<br>AASHTO(1996) | FHWA(1999)/<br>AASHTO LRFD<br>(2007)   | CFEM<br>(2006) | NAVFAC<br>(1982) |
| A   | 1.0<br>(10.5D)       | 풍화암  | 150                                  | 447.0                    | 363.4                              | 320.0                                  | 998.8          | 1084.0           |
| B   | 1.0<br>(4.5D)        | 풍화암  | 150                                  | 454.5                    | 155.7                              | 172.6                                  | 423.8          | 480.6            |
| C   | 1.5<br>(3.2D)        | 풍화암  | 150                                  | 604.0                    | 249.2                              | 286.2                                  | 678.0          | 787.3            |
| D   | 1.2<br>(6.3D)        | 풍화암  | 150                                  | 450.0                    | 311.4                              | 315.4                                  | 854.3          | 952.8            |
| E   | 1.5<br>(3.8D)        | 풍화암  | 150                                  | 876.5                    | 295.9                              | 334.4                                  | 805.2          | 923.1            |
| F   | 1.5<br>(3.7D)        | 풍화암  | 150                                  | 702.5                    | 285.5                              | 327.3                                  | 784.0          | 900.5            |
| G   | 1.5<br>(1.7D)        | 풍화암  | 150                                  | 698.0                    | 354.1                              | 162.2                                  | 360.2          | 448.0            |
| I   | 1.5<br>(3.3D)        | 풍화암  | 150                                  | 876.5                    | 478.7                              | 294.4                                  | 699.2          | 810.0            |
| J   | 1.5<br>(5.4D)        | 풍화암  | 150                                  | 730.0                    | 419.4                              | 422.0                                  | 1144.2         | 1285.1           |
| K   | 1.5<br>(3.1D)        | 연암   | 500                                  | 1,100.0                  | 467.2                              | 1277.6                                 | 1199.2         | 973.2            |
| L   | 1.2<br>(1.6D)        | 연암   | 700                                  | 900.0                    | 167.9                              | 539.0                                  | 468.7          | 351.0            |
| M   | 1.5<br>(1.3D)        | 연암   | 500                                  | 876.0                    | 188.9                              | 659.9                                  | 502.9          | 463.5            |
| 비 고 |                      |      |                                      |                          | 표 1 사용                             | 풍화암: 식(5)와 (8) 적용<br>연 암: 식(3)과 (9) 적용 | 식(16) 적용       | 식(19) 적용         |

\* 정재하시험 결과의 허용지지력은 항복하중의 50%로 산정함.

\*\* 예측 허용지지력 산정시 안전율 3 적용함.

## 5. 결론

본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계법을 살펴보고, 실제 현장재하시험 결과와 각 설계법을 통하여 예측된 지지력과 비교 분석하였고 이에 대한 결론은 다음과 같다.

- (1) 총 12개 현장에서 시공된 현장타설말뚝에 대한 정재하시험 결과(전경수, 2007)와 국내의 설계기준에 의하여 예측된 지지력과 비교하기 위하여, 각 설계 기준에 따라 예측된 지지력과 재하시험결과를 비교 분석하였다.
- (2) 국내 암반에 적용된 AASHTO(1996)와 FHWA(1999) 방법은 실제 지지력보다 과소하게 평가하는 경

향이 있고, CFEM(2006)과 NAVFAC(1982) 방법은 지지력을 과대평가하는 경향을 보였다. 암반의 특성은 각국마다 큰 차이를 보이고 있으며, 이렇게 다양한 암반특성이 고려된 외국의 제안식을 국내 지반에 그대로 적용함에서 기인한다.

- (3) 설계 시 설계위치와 유사한 공학적 특성을 가진 국내 암반에서 시행된 시험결과를 참조하는 것이 바람직하며, 가능하다면 공사초기에 반드시 재시험을 통하여 지지력을 확인할 필요가 있다고 사료된다.

## 참고문헌

1. 대한토목학회(2008), 과 도로교설계기준 해설, 기문당
2. 전경수(2000), "풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동분석", 서울대학교 박사학위 논문
3. 한국지반공학회 (2003), 구조물기초설계기준 해설, 구미서관
4. AASHTO(1996), Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials.
5. AASHTO (2007), LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, 4th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials
6. Canadian Geotechnical Society(2006), Canadian Foundation Engineering Manual, 4th Edition, Canadian Geotechnical Society.
7. Department of The Naval Facilities Engineering Command(1982), Foundation and Earth Structures(Design Manual 7.2), NAVFAC.
8. O' Neill, M.W. and L.C. Reese(1999), Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Publication No. FHWA-IF-99-025, Federal Highway Administration.