

GSI를 이용한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력 산정

Estimation of the Shaft Resistance of Rock-Socketed Drilled Shafts using Geological Strength Index

조찬환* · 이혁진**

Cho, Chun Whan · Lee, Hyuk Jin

Abstract

It is common to use the unconfined compressive strength (UCS) of intact rock to estimate the shaft resistance of rock socketed drilled shaft. Therefore the most design manuals give a guide to use the UCS of rock core to estimate the shaft resistance of rock-socketed drilled shaft. Recently, however the design manuals for highway bridge (KSCE, 2001) and of AASHTO (2000) were revised to use the UCS of rock mass with RQD instead of the UCS of rock core so that the estimated resistance could be representative of field conditions. Questions have been raised in application of the new guide to the domestic main bed rock types. The intrinsic drawbacks in terms of RQD were comprised in the questions, too. As the results, in 2002 the new guide in the design manual for highway bridge (KSCE, 2001) were again revised to use the UCS of rock core to estimate the shaft resistance of rock-socketed drilled shafts. In this paper, various methods which can estimate the UCS of rock mass from intact rock core were reviewed. It seems that among those, the Hoek-Brown method is very reliable and practical for the estimation of the UCS of rock mass from rock cores. As the results, using the Hoek-Brown failure criterion a modified guide for the estimation of the shaft resistance of rock-socketed drilled shafts was suggested in this paper. Through a case study it is shown that the suggested method gives a good agreement with the measured data.

Keywords : GSI, shaft resistance, rock socketed drilled shaft, unconfined compressive strength, hoek-brown failure criterion

요 지

대부분의 설계지침서에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력을 산출하기 위하여 암석의 일축압축강도를 사용한다. 그러나 최근에 도로교 설계기준 해설(대한토목학회, 2001)과 AASHTO 설계지침서(2000)에서는 현장조건을 보다 잘 반영할 수 있도록 RQD를 적용하여 산출한 암반의 일축압축강도를 사용하도록 개정되었다. 그런데 RQD를 이용하여 암반의 일축압축강도를 산정하는 식을 국내의 주요 기반암에 적용하는 데에 문제가 제기되었고, 여기에는 RQD 자체의 문제점, 즉 지하수, 절리면 상태 등을 반영하지 못한다는 점도 포함되었다. 결국 도로교 설계기준 해설(2001)은 암석의 일축압축강도를 이용하여 주면저항력을 산정하는 방법으로 다시 개정되었다(한국도로공사, 2002). 본 연구에서는 암석의 일축압축강도와 현장 암반의 일축압축강도를 연관시키는 수단으로 제시되어 있는 기존의 여러 방법을 비교·검토하였으며, 이 가운데 신뢰도가 있는 것으로 평가되고 있는 Hoek-Brown 파괴 규준을 이용하여 암반의 일축압축강도 추정식을 제시하였다. 또한 이를 이용하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력 예측 방법을 제안하였다. 제안된 방법은 현장타설말뚝의 재하시험 데이터를 이용하여 기존의 여러 방법으로 구한 주면저항력과 비교한 결과 신뢰도가 있음을 알 수 있었다.

핵심용어 : GSI, 주면저항력, 암반에 근입된 현장타설말뚝, 일축압축강도, Hoek-Brown 파괴 규준

1. 서 론

현장타설말뚝은 중량 구조물로부터의 큰 하중을 안정된 지지 지반에 전달하는 역할을 하기 때문에 암반에 근입되는 경우가 대부분이다. 많은 경우 선단부 슬라이딩 처리 등의 불확실성 때문에 암반에 근입된 현장타설말뚝에서는 주면저항력은 보다 중요한 요소가 된다. 결국, 말뚝과 주변 암반과의 하중전이 거동에 대한 이해는 합리적이고 경제적인 설계를

위해서는 매우 중요하다.

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력 산정 방법을 제시하고 있는 FHWA(1999), AASHTO(2000), NAVFAC(1986), 캐나다 지반공학회(Canadian Geotechnical Society, 1992), 홍콩 GEO(Geotechnical Engineering Office, 1996) 등의 설계 지침서에서는 암석의 일축압축강도를 이용하는 경험적인 방법을 채택하고 있다. 이를 식으로 표현하면 식 (1)과 같다.

*정회원 · 삼성물산(주) 건설부문 T.A.팀 전문위원 · 공학박사(E-mail : chunwhan.cho@samsung.com)

**정회원 · 홍익대학교 대학원 토목공학과 박사과정(E-mail : 7bears@hanmail.net)

$$\tau_{sm} = \alpha\sigma_c^\beta \quad (1)$$

여기서, τ_{sm} 은 현장타설말뚝의 주면저항력, α 는 부착력 계수(adhesion factor)이고, β 는 콘크리트나 암석 중 약한 재료의 일축압축강도이며, α 와 β 는 경험상수이다.

국내의 구조물 기초 설계기준 해설집(2003)과 도로교 설계기준 해설(2001)에서는 각각 NAVFAC(1986) 및 AASHTO(2000)의 설계 방법을 인용하였다. 여기서 AASHTO(2000)의 주면저항력 산정법은 Gardner(1987)의 연구결과를 준용한 것이다. 즉, 도로교 설계기준 해설(2001)에서는 식 (2)~(4)에서와 같이 암석의 일축압축강도(α')와 RQD를 이용한 압축강도비(α)를 사용하여 암반의 일축압축강도(σ_{cm})를 추정하고, 이 값을 이용하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력을 산정하는 방법을 채택하였다.

$$\sigma_{cm} = \alpha' \sigma_c \quad (2)$$

$$\alpha' = 0.0231(RQD) - 1.32 \geq 0.15 \quad (3)$$

$$\tau_{sm} = C \cdot \sigma_{cm} \quad (4)$$

여기서, C 는 Horvath 등(1983)의 도표(그림 3 참조)를 이용하여 산정된다.

암석의 일축압축강도만을 사용하는 기존의 방법은 간단한 실내 시험을 통하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력을 쉽게 추정할 수 있다는 장점을 가지고 있다. 그러나 암석의 일축압축강도만을 사용하는 것은 실제 암반의 상태를 고려할 수 없기 때문에 상기의 식과 같이 RQD를 이용하여 암반의 일축압축강도를 산출한 후 이를 주면저항력의 산정에 활용하는 것은 하나의 대안이 될 수 있을 것이다.

상기와 같이 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력을 산정하는데 있어서 암반의 일축압축강도를 이용하는 경험법이 암석의 일축압축강도를 이용하는 경험법보다 합리적이라면 이에 대한 국내 적용성을 검토할 필요가 있다고 사료된다. 한편, AASHTO (2000)에서 채택한 암석의 일축압축강도를 암반의 일축압축강도로 환산하는 방법은 식 (3)에서와 같이 RQD가 64 이하일 경우, 압축강도비(α)를 0.15의 일정한 값으로 사용하도록 하고 있는데, 일반적으로 국내에서는 RQD가 64보다 낮은 범위에 해당하는 연암이나 풍화암에 현장타설말뚝이 근입되기 때문에 이 식의 적용이 곤란하다(조천환 등, 2002). 암반의 일축압축강도를 구하는 방법에는 여러 방법이 있는데, 특히 근래에는 Hoek and Brown(1997)에 의해(geological strength index)가 제안되어 이러한 목적은 물론 실무의 여러 부문에서 많이 활용되고 있다.

본 연구에서는 국내 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력 산정을 위한 방법으로 사용되는 기존의 여러 방법을 비교, 검토하였다. 이를 통하여 암반의 강도를 가장 신뢰도 있게 추정할 수 있다고 사료되는 Hoek-Brown 파괴 기준과 이와 관련된 국내 암석에 대한 파괴 정수를 이용하여 암반의 일축압축강도를 추정할 수 있는 식을 제시하였다. 최종적으로 이를 이용하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력을 추정할 수 있는 방법을 제시하였으며 현장시험자료를 이용하여 이를 검증해 보았다.

2. 암반의 일축압축강도 추정 방법

2.1 RQD를 이용하는 방법

Gardner(1987)는 암석의 일축압축강도(σ_c)를 이용하여 암반의 일축압축강도(σ_{cm})를 추정하기 위한 방법으로 식 (2) 및 (3)을 제시하였다.

FHWA(1999)는 Carter and Kulhawy(1987)의 방법을 일부 수정하여 암의 절리가 심한 경우, 암석에 대한 주면저항력(τ_{ca})과 암반에 대한 주면저항력(τ_{sm})의 비인 감소 계수(τ_{sm}/τ_{ca})를 구한 후 이를 암석에 대한 주면저항력에 곱하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력을 산정하는 방법을 제시하였다.

2.2 RMR(Rock Mass Rating)을 이용하는 방법

Laubscher(1984)는 RMR을 이용하여 암반의 일축압축강도를 결정하는 방법을 제안하였다. 이 방법은 기준암반강도(Basic Rock Mass Strength; BRMS)를 구한 후 여기에 풍화정도, 절리의 방향성, 발파효과 등 감소계수를 반영시킴으로써 설계암반강도(Design Rock Mass Strength; DRMS)를 구하는 방식이다.

Stille 등(1982)은 스웨덴에서의 암반에 대하여 FEM을 이용한 역해석 기법에 기초하여 RMR과 암반의 일축압축강도 사이의 직접적인 상관성을 제시하였다. 그 결과가 표 1에 제시되어 있다.

표 1. RMR과 암반의 일축압축강도 사이의 관계(Stille 등, 1982)

RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
σ_{cm} (MPa)	30	12	5	2.5	0.5

Yudhbir(1983)는 다음과 같은 암반 파괴 기준을 제시하였다.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = A + B \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^\alpha \quad (5)$$

여기서, $\alpha=0.75$ 이고, A(무결암에 대해서 A=1)는 RMR의 함수로서 식 (6)을 이용하여 구할 수 있으며, B는 암종에 따라 결정되는 정수이다.

$$A = \exp(0.0765RMR - 7.65) \quad (6)$$

Yudhbir(1983)의 방법으로 암반의 일축압축강도를 추정하는 방법은 식 (5)에 및 식 (6)을 대입함으로써 식 (7)과 같이 표현될 수 있다.

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = \exp(0.0765RMR - 7.65) \quad (7)$$

2.3 Hoek-Brown 파괴 기준을 이용하는 방법

2.3.1 Hoek-Brown 파괴 기준

일반화된 Hoek-Brown 파괴기준(generalized Hoek & Brown failure criterion)은 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (8)$$

여기서, σ_1 과 σ_3 는 파괴시 최대, 최소 유효 주응력이다. m_b , s 및 a 는 재료 상수로서, 무결암에 대해서는 $m_b=m_i$, $s=1$, $a=0.5$ 이다.

암중에 따른 대표적인 m_i 의 값들은 Marinos and Hoek (2001)가 제시하고 있다. m_b 는 재료 상수 m_i , 그리고 GSI 및 D 의 함수로 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (9)$$

s 와 a 는 다음과 같이 표현되는 상수이다.

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (10)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (11)$$

식 (10)에서 D 는 교란계수(disturbance factor)로서 발파 손상 및 응력 이완에 의한 교란의 정도에 따라 결정되는 계수이다. 이 값은 현장 암반에서 교란되지 않았을 때의 값인 0에서부터, 매우 교란된 암반에 대해서는 1의 값을 적용한다 (Hoek 등, 2002).

일축압축강도는 식 (8)에서 σ_3 의 값을 0으로 취함으로써 암반의 일축압축강도 σ_{cm} 은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \cdot s^a \quad (12)$$

Hoek and Brown(1997)은 Mohr-Coulomb 상관성으로부터 전체암반강도(global rock mass strength)의 개념을 다음과 같이 표현하였다.

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \theta'}{1 - \sin \theta'} \quad (13)$$

식 (13)은 응력 범위가 $\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma_c/4$ 일 때 전체암반강도는 식 (14)와 같이 표현할 수 있다.

$$\sigma'_{cm} = \sigma_c \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (14)$$

2.3.2 GSI (Geological Strength Index)

단순한 지질학적 관찰을 통하여 암반의 강도정수를 예측할 수 있는 암반 분류에 대한 논의가 오래전부터 심도있게 이루어졌다. 1974에 Bieniawski의 RMR(Rock Mass Rating)이 제시되었고, 이 방법은 암반역학계에서 널리 사용되었으며, 지질학적 자료의 입력 수단으로 주로 채택되었다. 그러나, Hoek(1994), Hoek 등(1995)은 Bieniawski의 RMR에 대한 대안으로 GSI 의 개념을 새로 도입하였다. 이는 RMR의 경우 불량한 암반($RMR < 25$)에 대해서는 적용하는 것이 어려워, RMR, m , s 사이의 상관성이 매우 낮은 RMR범위에서는 더 이상 선형이 아니라는 사실이 명백해졌기 때문이다. 또한, 이것은 기본적인 지질학적 관찰을 더욱 중시하고, 관측 횟수를 줄일 수 있는 체계가 필요하다는 인식 하에서 만들어지게 되었다.

그림 1에 GSI 결정을 위한 방법이 제시되어 있으며, 제시된 GSI 는 암반분류법의 하나인 RMR과 밀접한 관계가 있다. GSI 와 RMR 사이에는 식 (15) 및 (16)과 같은 관계식이

있는 것으로 알려져 있다(Hoek 등, 1995).

$$GSI = RMR_{76} \quad (\text{단, } RMR_{76} > 18 \text{인 경우}) \quad (15)$$

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (\text{단, } RMR_{89} > 18 \text{인 경우}) \quad (16)$$

여기서, RMR_{76} 는 Bieniawski가 1976년에 제시한 RMR 방법에 의해 산출된 값이며, RMR_{89} 는 1989년에 제시한 방법에 의하여 산출된 값이다. RMR_{89} 에서는 지하수 평가치를 15, 절리 방향에 대한 보정치는 0을 적용하여야 한다. 지하수 평가는 유효응력 계산에서 포함되기 때문에 중첩을 피하기 위하여 완전 건조상태에 해당하는 지하수 평가치인 15를 적용하고, 절리 방향성에 대해서는 뚜렷한 절리가 없거나 절리가 등방성에 해당하는 경우에만 Hoek-Brown의 파괴 기준이 적용되므로 0으로 설정하여야 한다.

2.4 암반의 일축압축강도 추정 방법들의 비교·분석

전술한 바와 같이 암반의 일축압축강도를 추정할 수 있는 방법을 크게 분류하면, (1) RQD를 이용하는 방법, (2) RMR을 이용하는 방법, (3) R를 이용하는 방법이 있다.

RQD를 이용하는 방법은 현장에서 암석 시편을 채취하여 일축압축강도를 구하고, 현장의 불연속면 특성을 반영하기 위하여 RQD값을 사용하고 있다. 즉, 암반 불연속면 사이에 존재하는 암석의 일축압축강도와 절리면의 간격을 고려하는 방법으로 RQD를 이용하고 있는 것이다.

실제 암반의 강도 특성은 RQD에서 고려되는 요소 외에도 절리면의 상태나 지하수의 조건, 절리면의 방향성 등 다른 요소들도 중요한 역할을 하게 된다. Gardner(1987)의 방법은 RQD가 64 이하인 경우에는 암반과 암석의 일축압축강도비를 0.15의 고정값으로 제시하고 있으며, 이것은 불량한 경질 암반(hard rock) 계통의 일축압축강도를 과대평가할 수 있다.

RMR을 이용하는 방법은 RQD 산정값 자체의 물리적 의미 외에 기 언급한 상기 요소들에 대한 문제점을 어느 정도 해소시킬 수 있는 개선된 방법이라고 할 수 있다. 그러나 Laubscher(1984)의 방법은 RMR을 이용하여 산출한 기준암반강도에 감소계수를 곱하는 과정에서 고려되는 풍화, 발파 효과 등을 객관적으로 수량화하는 것에 대한 구체적인 언급이 없다는 문제점을 내포하고 있다.

Stille(1982)의 연구 결과(표 1 참조)는 RMR만을 이용하여 암반의 일축압축강도를 추정하는 방법으로 일반적인 암반조건에서 참고치로서 사용되는 것이 적절할 것으로 판단된다. 그러나 RMR의 분류만으로 암반의 일축압축강도를 산정하는 방법은 연구 대상지역이 국지적이고 암종이 균등한 경우 적용이 가능할 것으로 사료되므로, 이의 국내 적용성에 대해서는 충분한 검토가 필요하다고 판단된다.

Yuhdir(1983)의 파괴 기준식은 Hoek-Brown 파괴기준식과 비슷한 형태를 가지고 있으며 상기의 방법 중 가장 실제적인 방법으로 생각된다. 그러나 Bieniawski(1989)가 언급한 바와 같이 계수 A에 대한 검증이 이루어져야 한다는 문제점이 있다.

특히, RMR을 이용한 방법들은 Hoek(1994) 등의 지적처럼 불량한 암반($RMR < 25$)의 경우 RMR 산정이 어렵고 신뢰성이 낮다는데 문제가 있다.

이러한 문제점들을 개선하기 위한 방편으로 제시된 Hoek-

절리를 가진 암에 대한 GSI (Hoek and Marinos, 2000)		표면 상태	표면 상태 불량해짐	표면 상태 불량해짐	표면 상태 불량해짐
구조		표면 상태 불량해짐	표면 상태 불량해짐	표면 상태 불량해짐	표면 상태 불량해짐
	Fresh or Massive - 무결함 시면 또는 간격이 큰 불연속면을 가진 단단한 현장 암	90		N/A	N/A
	BLOCKY - 3개의 직각된 불연속면에 의해 생성된 직육면체 블록으로 구성된 매우 잘 결합된 불교란 암반	80			
	VERY BLOCKY - 4개 이상의 불연속면에 의해 생성된 다각 블록을 가진 결합되었으나 부분적으로 교란된 암반	70			
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - 많은 불연속면에 의해 형성된 각진 블록을 가진 습곡된 암반, 층리 또는 연리의 지속성	60	50		
	DISINTEGRATED - 불안정하게 결합된, 최근 암면과 각진 암면이 혼합된 매우 상하게 깨진 암반		40	30	
	총상/전단 얇은 총상 또는 얇은 전단면의 짧은 각각으로 인한 불연속성의 결여.				20
		N/A	N/A		10

그림 1. 대표적인 암반에 대한 일반적인(Marinos and Hoek, 2000)

Brown 파괴 규준은 1980년 처음 발표된 이후 많은 수정을 거치게 된다. 특히 매우 불량한 암반에 대하여 파괴규준을 연관시키는 도구로써 Bieniawski의 RMR 방법은 더 이상 적당하지 않다는 인식을 하게 되었다. 따라서 Hoek 등(1992), Hoek(1994) 및 Hoek 등(1995)에 의해서 GSI의 개념이 도입되게 되었으며, GSI는 Hoek 등(1998), Marinos and Hoek(2000, 2001)에 의해서 불량한 암반에까지 적용할 수 있게 되었다. 또한, 구속압(σ_3)의 변화에 따라 도출되는 Mohr-Coulomb의 강도 정수(c , θ)의 값도 달라지게 되므로, 이들 논문에서는 구속압(σ_3)의 범위를 공중별로 분리하여 강도정수 값을 제시하였으며, 교란 계수(disturbance factor, D)를 제시하여 시공 과정에서 암반 강도정수의 감소 효과를 고려할 수 있게 하였다(Hoek 등, 2002).

전술한 바와 같이 여러 불충분한 점을 개선시키며 발전되어 온 Hoek-Brown 파괴 규준은 세계적으로 가장 많이 사용되고 있으며, 많은 검증을 통하여 규준 자체의 불합리한 점을 상당부분 해소하였다. 또한, 이의 국내 적용을 위한 연구도 많이 진행되어 현재까지는 암반의 강도 특성을 표현할 수 있는 가장 적절한 방법이라고 사료된다.

3. 주면저항력 추정식의 제안

본 장에서는 암반의 일축압축강도를 추정할 수 있는 식을 제시하였으며, 이 식을 이용하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력을 산정하는 식을 제안하였다.

3.1 암반의 일축압축강도 추정식

전 절에서는 암석의 일축압축강도와 암반의 일축압축강도를 관련시키는 방법으로서 Hoek-Brown 파괴 규준의 적합성을 언급한 바 있다. 따라서 본 절에서는 암반의 일축압축강

도를 추정하기 위하여 Hoek-Brown의 파괴 규준에서 제시한 식 (12) 및 식 (14)를 사용하였다. 여기서 필요한 변수는 a , s , m_b , σ_c 이다.

식 (9)~(11)에서와 같이, α 는 만의 함수이며, s 는 GSI와 D 의 함수이고, m_b 는 m_i , GSI 및 D 의 함수이다. 따라서, Hoek-Brown의 파괴 규준에서 결정되어야 할 변수는 m_i , GSI 및 D 그리고 σ_c 이다.

이들 변수 중 GSI 및 D 는 그림 1과 참고 자료(Hoek 등, 2002)를 통하여 결정이 가능하다. 는 암석 시료의 삼축압축 시험으로 부터 산출하거나 기존 자료에 근거하여 추정할 수 있다. 또한, σ_c 는 암석 시료의 일축압축시험에 의해서 산출할 수 있다.

m_i 추정에 관한 대표적인 국내 연구를 살펴보면, 장명환과 양형식(1999)이 삼축시험결과로부터 국내 암중에 대한 Hoek-Brown의 파괴조건계수를 구한 자료가 있다(표 2 참조). 표 2의 결과를 Marinos and Hoek(2001)의 결과와 비교해보면, 국내 암종의 m_i 는 국외에서 제시한 일반적인 m 와 큰 차이가 있음을 알 수 있다. 한편, 양형식(1992)은 국내 암석에 대한 파괴조건계수(m_i)로 사암은 3.6, 셰일은 15.0, 석회암은 15.1, 화강암은 18.6, 대리암은 11.3으로 제안하였다.

그림 2는 식 (14) 및 (16)을 이용하여 무결암의 일축압축강도와 암반의 일축압축강도의 비(σ_{cm}/σ_c)를 GSI의 함수로

표 2. 암의 종류와 재료 상수 m_i (장명환과 양형식, 1999)

그룹	A	B	C	D	E
Rock Type	백운석 석회암 대리석	실트암 셰일 점판암	사암 규암	안산암 화강암 유문암	반려암 편마암 화강암 석영질 섬록암
m_i^*	9.08±5.12	8.43±5.66	13.74±9.71	15.85±7.22	17.98±9.24

*국내 무결암에 대한 삼축시험자료 분석값

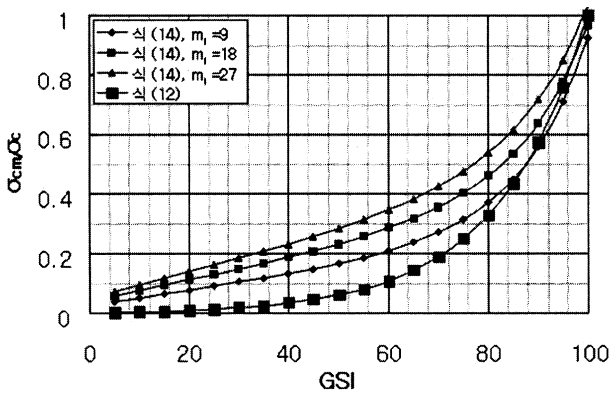


그림 2. 국내 화강암 및 편마암의 에 따른 암반의 일축압축강도/암석의 일축압축강도비의 변화

도시한 것이다. 여기서 m_i 는 장명환과 양형식(1999)이 제안한 국내 화강암 및 편마암의 평균값인 18.0과 최소값 9.0 및 최대값 27.0에 대하여 도시하였다. 또한, 교란 계수(D)는 기계굴착이므로 0으로 가정하였다. 즉, $m_i=9, 18, 27$ 에 대하여 $D=0$ 으로 취하고, GSI 값을 변화시켜 가면서 각각의 GSI 값에 해당하는 암석에 대한 암반의 일축압축강도비(σ_{cm}/σ_c)를 산출하였다. 이들에 대한 계산은 RocLab(Rocscience Inc., 2002)을 사용하였다.

그림 2의 곡선들을 회귀 분석한 결과는 식 (17) 및 (18)과 같다. 여기서 회귀분석은 식 (12) 및 (14)를 기본으로 하여 최적곡선식을 도출하는 방법으로 실시하였다.

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = 0.0020 \exp[0.0642 GSI] \quad (17)$$

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_c} = (0.0023 m_i + 0.0183) \times \exp[(-0.0003 m_i + 0.0319) GSI] \quad (18)$$

그림 2에서와 같이, 암석의 일축압축강도에 대한 암반의 일축압축강도비(σ_{cm}/σ_c)는 GSI 가 대략 50인 지점을 기점으로 GSI 가 증가함에 따라서 급격하게 증가하는 양상을 나타낸다. 또한, 다른 모든 조건이 동일한 경우, m_i 가 증가함에 따라 일축압축강도비(σ_{cm}/σ_c)도 증가하는 것으로 나타났다.

Hoek-Brown 파괴 규준에 대한 연구 논문에서는 식 (12)와 (14)의 적용 범위가 명시되어 있지 않다. 그러나 파괴 전과파괴 과정에 대한 내용을 고려해 볼 때, 식 (12)의 적용은 실제 암반면에서 파괴가 개시되는 국부적인 지점에서의 파괴 강도를 의미하는 것이며, 식 (14)는 이러한 국부적인 파괴가 진행성으로 전개되어 전체 암반의 파괴에 이르는 응력을 정의하는 것이다(Hoek, 1994).

그림 2의 결과를 살펴보면, 전체 암반 강도 개념을 이용한 식 (14)에 의한 강도가 일반 암반 강도 개념을 이용한 식 (16)에 의한 강도보다 작게 도출되는 것을 알 수 있다. 이것은 앞서 언급한 국부적인 파괴 강도와 전반적인 파괴 강도 차이로 설명될 수 있다. 따라서, 식 (18)을 적용하여 암반의 일축압축강도를 정의하는 것이 보다 합리적이고 실질적인 것으로 판단되므로 본 논문에서는 식 (18)을 적용하여 암반의 일축압축강도를 산정하였다.

3.2 주면저항력 산정법

AASHTO(2000) 및 도로교 설계기준 해설(2001)에서 암반

에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력을 산정하기 위하여 제시되어 있는 방법은 식 (2)~(4)와 같다. 본 논문에서는 암반의 일축압축강도를 구하기 위한 방법으로 식 (18)을 제안하였다. 따라서 식 (18)을 식 (4)에 대입하면 당초의 목적대로 암반의 강도를 이용하여 암반 근입부의 주면저항력을 구하는 식을 구할 수 있다. 이를 정리하면 식 (19)와 같다.

$$\begin{aligned} \tau_{sm} &= C \cdot \sigma_{cm} \\ &= (C \cdot (0.0023 m_i + 0.0183)) \cdot \exp[(-0.0003 m_i + 0.0319) GSI] \cdot \sigma_c \end{aligned} \quad (19)$$

식 (19)에서와 같이 주면저항력을 구하기 위해서는 암석의 일축압축강도(σ_c) 및 m_i 를 산출하여야 하며, 그리고 현장 암반에 대한 GSI 의 산정이 필요하다. 현장 암석에 대한 일축압축강도 추정은 반드시 필요한 과정이며, m_i 값은 현장 암석에 대한 삼축압축시험 자료가 없는 경우, 표 2의 값을 사용할 수 있다. 또한, GSI 는 현장에서 그림 1을 이용하여 산정할 수 있다. 이러한 값들(σ_c, m_i, GSI)이 정해지면, 식 (19)나 그림 2를 이용하여 암반의 일축압축강도를 구한 후 그림 3으로부터 주면저항력을 구할 수 있다. 그림 3에서 밴드 형태로 존재하는 구간이 각각의 해당 일축압축강도에서 근입부 말뚝의 주면저항력값에 해당한다. 위의 선은 상한값을, 하부선은 하한값을 나타낸다.

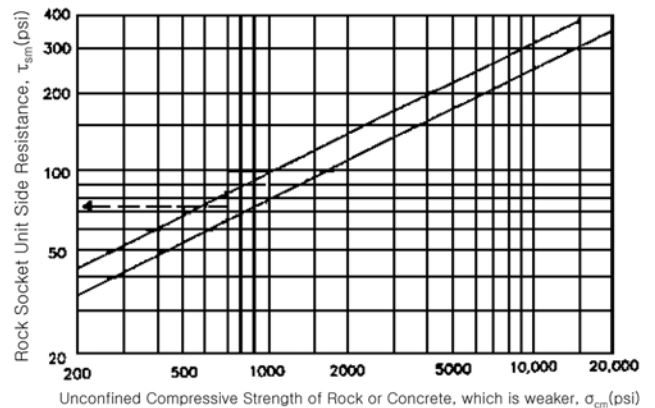


그림 3. 암반에 근입된 현장 타설말뚝의 평균 주면저항력 예측을 위한 도표(AASHTO, 2000; 대한토목학회, 2001 after Horvarth et al, 1983)

4. 재하시험 자료를 이용한 제안식의 비교 · 평가

본 논문에서 제안된 식과 기존의 제안식들을 비교하기 위해 풍화암(화강편마암)에 근입된 현장타설말뚝 지지거동에 관한 연구를 실시한 전경수(2000)의 재하시험자료를 이용하였다. 현장의 대표적인 지반 조사 결과를 요약하면 표 3과 같다.

시험말뚝(직경 400mm)은 오거(auger)와 암반파쇄기(개방형 T4)를 이용하여 굴착한 후 콘크리트를 타설하였다. 굴착공에 타설된 콘크리트 시료의 일축압축강도는 428kgf/cm²으로 보고되었다.

원 연구에서는 총 8본이 시공되었지만, 본 논문에서는 8본에 대한 정재하시험 결과를 말뚝별 근입 깊이에 따라 시공 후 최종 평균한 암반의 평균 허용주면저항력 값을 사용하였다. 허용 주면저항력의 평균값은 0.86kgf/cm²이며, 평균 안전율을 2.5로 적용하면 극한 주면저항력은 2.15kgf/cm²가

된다(전경수, 2000).

여기에서는 상기의 시험자료와 기존의 설계기준 및 본 논문에서 제안하는 방법으로 암반부의 주면저항력을 계산하여 비교·평가해 보았다.

표 3. 지반 조사 결과 요약(전경수, 2000)

구분		NX 보링 및 시험 결과	비고
토사 (0 ~ 8.7m)	토층	매립토층, 퇴적토층	토사층
	N값	2/30 ~ 6/30	
암반 (8.7m 이하)	N값	50/5 ~ 50/2	편마암층 (풍화암)
	RQD (%)	0	
	평균UCS(kgf/cm ²)	157.69	
	RMR	7	

전술한 바와 같이 도로교 설계기준(2001)은 AASHTO 지침서(2000)의 방법을 이용하여 암반의 일축압축강도를 추정 한 후 그림 3에 따라 주면저항력을 산정하도록 제안하고 있다. 이후 2002년에는 암반부의 지지력부분만 개정되었다. 개정된 도로교 설계기준(2001)에서는 캐나다 지반공학회 지침서(Canadian Geotechnical Society, 1992)의 방법을 이용하여 암반 근입부의 주면저항력을 계산하도록 제안하였다.

구조물 기초 설계기준 해설집(2003)에서는 NAVFAC의 방법을 준용하고 있으며, Horvath와 Kenny(1979)가 제안한 식을 이용하여 암반부의 주면저항력을 산정하도록 하고 있다.

본 연구에서 제안한 방법인 식 (19)를 이용하면 주면저항력을 산정할 수 있다. 재하시험자료에서 현장 암반에 대한 GSI값의 자료가 제시되어 있지는 않지만, RMR=7이라는 사실과 식 (13)으로 유추하여 보았을 때, 실제 암반은 상태가 매우 불량한 것으로 추정된다. 따라서 암반 상태가 가장 불량한 경우에 해당하는 GSI=5~10의 값으로 계산하였다. 암반 파쇄기에 의한 기계 굴착의 경우는 교란계수를 0으로 보았다. 또한, m는 표 2에서 평균값인 18.0을 채택하였다. 이렇게 산출된 암반의 일축압축강도와 그림 3을 이용하여 주면저항력을 산출하였다.

표 4에는 상기에서 언급한 방법으로 암반부의 지지력을 계산하여 재하시험결과와 비교해 보았다. 표 4에서 오차율은 정재하시험을 기준한 값((시험값 - 계산값)/시험값×100(%))이다.

표 4에서 알 수 있는 바와 같이, 국내외 설계 기준에서 제시된 방법을 이용하여 풍화된 암반에 근입된 현장타설말

표 4. 여러 가지 방법으로 산출한 주면저항력 마찰력의 비교

제시된 방법	산정된 주면저항력 (kgf/cm ²)	오차율 (%)
도로교 설계기준 해설 (2001)	3.52	-63.72
구조물기초설계기준해설집(2003)	7.66 ($\tau_{sm}=2.3\sigma_c^{1/2}$ 일 때)	-256.28
	9.99 ($\tau_{sm}=3.0\sigma_c^{1/2}$ 일 때)	-364.65
캐나다 지반공학회 지침서 (1992) (도로교설계기준 개정)	18.09 (b=1.42일 때)	-741.40
	8.03 (b=0.63일 때)	-273.49
본 연구 제안식 (식 (19))	2.20 (GSI=5)	-0.23
	2.50 (GSI=10)	-16.28
정재하시험 결과 (전경수, 2000)	2.15	-

뚝의 주면저항력을 산정해보면, 모든 기준으로 산출된 지지력이 정재하시험 결과에 의해 구해진 주면저항력보다 크게 예측되고 있음을 알 수 있다. 이는 기존 제시법을 이용하더라도 암반에 근입된 현장타설말뚝 설계시 주면저항력을 과대평가할 수 있다는 것을 의미한다. 특히, 캐나다 지반공학회 지침서(Canadian Geotechnical Society, 1992)의 방법에서는 b=1.42를 사용할 경우, 가장 큰 오차율이 발생함을 알 수 있다. 제한된 자료이지만 본 논문에서 제시한 지지력 추정법은 비교적 신뢰도가 있음을 보여주고 있다.

5. 결 론

본 논문에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력 산정을 위하여 사용되는 암반의 일축압축강도를 추정할 수 있는 식을 제시하였으며, 이를 이용하여 주면저항력을 산정하는 방법을 제안하였다. 이에 대한 결론을 요약하면 다음과 같다.

1. 암반의 일축압축강도를 추정하기 위하여 제시된 기존 방법을 비교·검토한 결과, 현재로서 암반의 일축압축강도를 추정할 수 있는 가장 신뢰도 있는 방법은 Hoek-Brown 파괴 기준이라 판단된다. 또한 암반의 일축압축강도식을 얻기 위하여 Hoek-Brown 파괴 기준을 적용할 경우, 전체 암반강도 개념으로 제안된 식을 사용하는 것이 타당한 것으로 판단되어, 이를 이용한 암반의 일축압축강도를 구하는 간편한 방법을 제시하였다.

2. 상기 제시된 방법을 이용하여 기존의 방식대로 암반부의 주면저항력을 계산하는 방법을 제안하였다. 이에 대한 검증을 위하여 풍화된 암반에 근입된 현장타설말뚝의 정재하시험 결과를 이용하여 기존 지지력 추정 방법과 비교한 결과, 제한된 자료이지만 본 연구에서 제시한 방법으로 예측한 주면저항력이 정재하시험 결과와 유사한 것으로 나타났다.

3. 본 연구의 결과는 향후 보다 많은 적용성 검토를 통하여, 제시된 산정식의 검증이 필요할 것으로 판단된다.

참고문헌

- 대한토목학회(2001) 도로교 설계기준 해설(하부구조편).
- 양형식(1992) 국내 주요암석의 파괴조건계수, 한국지반공학회지, 한국지반공학회, Vol. 29, pp. 91~102.
- 장명환, 양형식(1999) 암반구조물의 수치해석을 위한 입력자료의 비교분석, 터널과 지하공간, 한국암반공학회지, 한국암반공학회, Vol. 9, pp. 221~229.
- 전경수(2000) 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석, 박사학위논문. 서울대학교
- 조천환, 이명환, 조영훈, 유한규, 박연상(2002) 암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계 현황, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계 세미나, pp. 29~52.
- 한국도로공사(1995) 도로공사 표준 시방서.
- 한국도로공사(2002) 암반에 근입된 현장타설말뚝 설계기준 수립.
- 한국지반공학회(2003) 구조물 기초 설계기준 해설집.
- AASHTO (2000) Standards Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Bieniawski, Z. T. (1974) Estimating the strength of rock materials, J. S. Afr. Inst. Min. Metall. Vol. 74, No. 8, pp. 312~320.
- Bieniawski Z. T. (1976) Rock mass classification in rock engineer-

- ing. In Exploration for rock Engineering, *Proc. of the Symp.* (ed. Z. T. Bieniawski), Vol. 1, pp. 97~106.
- Bieniawski, Z. T. (1989) *Engineering Rock Mass Classification*, John Wiley & Sons, New York, USA.
- Canadian Geotechnical Society (1992) *Foundation Engineering Manual(3rd. ed.)*, BiTech Publishers, Vancouver, Canada.
- Carter, J. P. and Kulhawy, F. H. (1987) *Analysis and Design of drilled shaft foundations socketed into rock*, 1493-4, Cornell University, Ithaca, New York.
- FHWA (1999) *Drilled Shafts : Construction Procedures and Design Methods*, National Highway Institute.
- GEO (1996) *Pile Design and Construction*, Geotechnical Engineering Office, Hongkong.
- Hoek, E. (1994) Strength of rock and rock masses, *ISRM News Journal*, Vol. 2, No. 2, p. 4~16.
- Hoek, E. and Brown E.T. (1997) Practical estimates of rock mass strength. *Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*. Vol. 34, No. 8, p. 1165~1186.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C.T., and Corkum, B. (2002) Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. *Proc. North American Rock Mechanics Society meeting*, Toronto, July.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., and Bawden, W.F. (1995) *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam: Balkema.
- Hoek, E., Marinos, P., and Benissi, M. (1998) Applicability of the Geological Strength Index(GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. *Bull. Engg. Geol. Env.* Vol. 57, No. 2, pp. 151~160.
- Hoek, E., Wood, D., and Shah, S. (1992) A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. *Proc. rock. characterization, symp. Int. Soc. Rock Mech.: Eurock '92*, (J.Hudson ed.). pp. 209~213.
- Horvath, R.G., Kenney, T.C., and Kozicki, P. (1983) Methods of Improving the Performance of Drilled Piers in Weak Rock, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, pp. 758~772.
- Laubscher, D. H. (1984) Design Aspects and Effectiveness of Support Systems in Different Mining Conditions, *Trans. Inst. Min. Metall.* Vol. 93, pp. A70~A81.
- Marinos, P.G. and Hoek, E. (2000) GSI: A Geological friendly tool for rock mass strength estimation, *Proceedings of the International Conference on Geotechnical & Geological Engineering(GeoEng 2000)* Technomic Publishing Co. Inc., pp. 1422~1440, Melbourne, Australia.
- Marinos, P.G. and Hoek, E. (2001) Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch, *Bull. Engg. Geol. Env.* Vol. 60, pp. 85~92.
- NAVFAC (1986) *Foundations and Earth Structures. Design Manual*. Department of Navy, Naval Facilities Engineering Command.
- Rocscience Inc. (2002) *RocLab User's Guide*.
- Stille, H., T. Groth, and A. Fredriksson (1982) *FEM Analysis of Rock Mechanics Problems by JOBFEM*, Swedish Rock Engineering Research Foundation Publication, No. 307, pp. 1~8.
- Yudhbir (1983) An empirical failure criterion for rock masses, *Proc. 5th Int. Cong. Rock Mechanics*, ISRM, Melbourne, pp. 97~133.

(접수일: 2005.9.21/심사일: 2005.11.8/심사완료일: 2005.11.8)