

Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 edition -

조천환*, 김대영*, 김홍택*

1. 서언

Hoek-Brown 파괴기준은 1980년에 처음 발표된 이후 계속 수정되어 온 이론으로 가장 실제적인 암반 파괴 모델로 인정되고 있으며, 다음과 같은 특징을 가지고 있다.

- (1) 이 기준은 기본적으로 수많은 실험 결과를 수집·해석하여 제시된 경험을 바탕으로 하였다.
- (2) 무결암(intact rock) 뿐만아니라 암반(rock mass)에도 적용할 수 있는 기준이다.
- (3) 이 기준은 기본적으로 주응력으로 표현된다. 즉, $\sigma_1 = \sigma_3 + k$ 형태를 갖는다.
- (4) Hoek-Brown 파괴기준의 주요 파라미터들을 이용하여 Mohr-Coulomb의 파라미터를 계산할 수 있는 방법들이 제시되어 있다.

Hoek과 Brown(1980 a, b)은 경암(hard rock)에서의 지하 굴착 설계를 위한 해석시 입력자료를 제공하기 위하여 Hoek-Brown 파괴기준을 제시하였다. Hoek-Brown 파괴기준은 Hoek(1968)의 무결암의 취성파괴에 대한 연구 결과와 Brown(1970)의 절리 암반 거동의 모델연구 결과들로부터 유도되었다. 이 파괴기준은 무결암의 물성치로부터 시작되었지만, 이후 암반에서 절리의 특성에 기초하여 무결암의 물성치의 감소를 고려할 수 있는 계수를 도입하였다. Hoek과 Brown(1988)은 지질학적 관찰과 파괴

기준을 연관시키기 위하여 이용 가능한 암반 분류 체계(rock mass classification schemes)중의 하나로 RMR(Bieniawski, 1976) 방법을 채택하였다.

Hoek-Brown 파괴기준은 다른 대안방법이 없는 관계로 곧바로 암반공학 분야에서 채택되었으며, 강도 감소 관계식을 유도하기 위하여 사용된 원래의 한계를 넘어서 널리 사용되게 되었다. 결과적으로 제안된 강도감소관계식들의 재검토가 필요하게 되었고, 때때로 동 기준이 이용되는 광범위한 실무 문제를 풀기위해 새로운 요소의 도입이 요구되곤 했다. 이러한 진보의 예로 암반에 있어 교란 및 비교란 개념의 도입(Hoek과 Brown, 1988), 그리고 매우 불량한 암반을 고려하기 위해 암반의 인장강도를 0으로 하기 위한 동기준의 수정(Hoek, Wood and Shah, 1992) 등을 들 수 있다.

초기 어려운 점 중의 하나는 원래의 Hoek-Brown 기준이 주응력 관계식으로 유도 된것에 비해 많은 실무적인 문제들(특히 사면안정문제)은 주응력의 개념보다는 전단응력과 수직응력개념으로 보다 편리하게 다루어진다는 것이었다.

Hoek(1990)는 다양한 실제 문제에서의 적용을 위하여 등가의 마찰각과 점착력의 유도에 대하여 연구하였다. 이러한 유도는 Bray에 의해 유도된 Mohr 포락선에 대한 접선에 기초를 두고 있다. Hoek(1994)는 Mohr의 포락곡선의 접선을 이용하여 결정항 점착력은 상한값을 주므로, 안정성계산에 있어 위험한 결과를 줄 수 있다고 보고하였다. 결국 선형의 Mohr-Coulomb 관계를 최소자승법으로 회귀 분석하

*1 정희원, 파일테크, 부사장, (cwcho@piletech.co.kr)

*2 정희원, 현대건설 기술연구소, 선임연구원, (dykim@hdec.co.kr)

*3 정희원, 홍익대학교 토목공학과, 교수

여 얻은 평균강도치가 보다 적절하다고 할 수 있다.

Hoek과 Brown(1997)은 개선점을 집약하여 이해하기 쉬운 파괴기준을 제시하기 위하여 노력하였으며, 이 기준의 실제적인 적용을 보여주는 많은 사례를 제시하였다. 따라서 파괴 기준에 대한 방정식은 계속 보완되었다. 한편 현장에서 지질학적 관찰, 특히 매우 불량한 암반에 대하여 파괴기준을 연관시키는 도구로써 Bieniawski(1989)의 RMR 방법은 더 이상 적당하지 않다는 인식이 일반화 되었다. 이렇게 하여 Hoek, Wood와 Shah(1992), Hoek(1994) 그리고 Hoek, Kaiser와 Bawden(1995)에 의해서 GSI(Geological Strength Index)의 개념이 도입되었다. 이후 GSI는 Hoek, Marinos와 Benissi(1998), Marinos와 Hoek(2000, 2001)에 의해서 불량한 암반에까지 적용할 수 있게 확장되었다.

GSI개념은 국내의 실무에서도 많은 활용이 예상되므로, 이와 관련된 최근의 진전을 살펴보고 필요한 자료를 제공하는 것은 의미 있는 일이라 생각된다.

따라서 본 고에서는 최근에 보완된 2002년 Hoek-Brown 파괴기준을 소개하고 관련된 자료를 수집 분

석하여 제시하였다. 본 고를 작성함에 있어 최근에 발표된 Hoek, Carranza and Corkum(2002)의 논문을 주로 참고하였으며 그 외에 많은 관련논문을 고찰하여 인용하였다.

2. 2002 Hoek Brown 파괴기준 개설

2.1 일반화된 Hoek-Brown 파괴기준

일반화된 Hoek-Brown 파괴기준은 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} + s \right)^a \quad (1)$$

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. σ'_{ci} 는 무결암의 일축압축강도로서 암석에 대한 현장 판별법 및 대표적인 값이 표 1에 제시되어 있다.

표 1. 현장에서의 일축압축강도 예측 (Marinos와 Hoek 2000)

등급*	강도 표현	일축압축강도 (MPa)	점하중지수 (MPa)	현장에서의 강도 예측법	예
R6	극히 강함	>250	>10	반복된 지질 해머의 타격에 의해 쪼아진다.	신선한 현무암, 백암, 휘록암, 편마암, 화강암, 규암
R5	매우 강함	100-250	4-10	깨기 위하여 많은 수의 타격을 요한다.	각섬석, 사암, 현무암, 반려암, 편마암, 화강섬록암, 감람암, 유문암, 응회암
R4	강함	50-100	2-4	깨기 위하여 한차례 이상의 타격을 요한다.	석회암, 대리석, 사암, 편암
R3	중간	25-50	1-2	포켓 나이프에 의해서 긁혀지지 않으며, 지질 해머로 한차례의 타격에 의해 깨진다.	콘크리트, 천매암, 편암, 사암
R2	약함	15-25	**	어렵게 포켓 타이프에 의해 긁히고, 지질 해머로 한 점에 강한 타격을 하였을 때 안쪽으로 약간 들어간다.	백암, 아암, 칼리, 이회토, 실트암, 셰일, 암염
R1	매우 약함	1-5	**	지질 해머의 한차례 타격으로 부서지고, 그 가루들은 포켓 나이프에 의해 긁힌다.	매우 풍화된 또는 변질된 암, 셰일
R0	극히 약함	0.25-1	**	엄지손톱으로 누르면 들어간다.	굳은 단층점토

* Brown(1981)의 분류에 따른 것.

** 일축압축강도가 25MPa 이하인 암에 대한 점하중 시험 결과는 매우 애매한 결과를 도출해 내기 쉽다.

m_b 는 재료 상수 m_i 의 줄어든 값으로 다음과 같이 표현할 수 있다. 암종에 따른 대표적인 m_i 의 값들이 표 2에 제시되어 있다.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right) \quad (2)$$

s 와는 다음과 같이 표현되는 상수이다(Hoek, Carranza and Corkum, 2002).

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right) \quad (3)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (4)$$

여기서, 주목하여야 할 점은 GSI값이 25인 지점에서 s 와 a 의 값이 연속적이지 못한 현상이 식 (3)과 (4)에서는 제거되었다는 점이다. 즉, 식 (3)과 (4)는 GSI값 전체 범위에 대하여 연속적인 형태를 띠게 되었다. 이전의 s 와 a (Hoek and Brown, 1997)는 GSI=25인 점을 중심으로 그 이상과 미만의 두 가지 경우에 각기 다른 s 와 a 를 계산할 수 있는 방법이 제시되었으며, 이 두 가지의 서로 다른 식을 이용하여 얻은 s 와 a 는 GSI=25인 지점에서 같은 값을 제시하지 못하였다.

D 는 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. GSI 및 D 의 값을 결정하는 방법에 대한 자세한 설명은 (1)과 (2)에

표 2. 암의 종류에 따른 암석의 m_i (Marinos and Hoek, 2001)

암종	분류	그룹	조 직			
			조립	중간	세립	매우세립
퇴적암	쇄설성		역암* 각력암*	사암 17±4	실트암 7±2 회색 현무암 (18±3)	이암 4±2 셰일 (6±2) 이회암 (7±2)
		비쇄설성	탄산염	결정질 석회암 (12±3)	반투명한(sparitic) 현무암 (10±2)	투명한(micritic) 현무암 (9±2)
	증발 잔류암			석고 8±2	경석고 12±2	
	유기질				백악 7±2	
변성암	비엽리		대리석 9±3	혼펠스 19±4 변성사암 19±3	규암 20±3	
	약간 엽리		미그마타이트(29±3)	각섬석 26±6	편마암 28±5	
	엽리 ^b			편암 12±3	천매암 (7±3)	점판암 7±4
화성암	심성암	밝다	화강암 32±3 화강섬록암 (29±3)	섬록암 25±5		
		어둡다	반려암 27±3 노라이트(Norite) 20±5	조립 현무암 (16±5)		
	관입암 (Hypabyssal)		반암 (20±5)		휘록암 (15±5)	감람암 (25±5)
	화산암	화산암(Lava)		유문암 (25±5) 안산암 25±5	석영 안산암 (25±3) 암염 (25±5)	
		화산계 (Pyroclastic)	집괴암 (19±3)	각력암 (19±5)	응회암 (13±5)	

괄호() 안의 값은 예측값을 의미한다.

*역암과 각력암은 결합체의 특성과 결합도에 따라 넓은 범위의 값을 갖는다. 이 값은 사암과 세립 퇴적물 사이의 값을 갖는다.

^b 무결암에 대한 이들 값은 층리나 엽리에 직각 방향으로 시험한다. 약면을 통해 파괴가 발생할 경우, m_i 는 매우 달라지게 된다.

서 언급한다.

암석의 일축압축강도는 식 (1)에서 σ'_3 의 값을 0으로 취함으로써 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad (5)$$

인장강도는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\sigma_t = -\frac{s \sigma_{ci}}{m_b} \quad (6)$$

식 (6)은 $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma'_t$ 로 놓고 구한 것이다. 이것은 2축 인장의 조건을 표시하는 것이다.

수직 응력과 전단 응력은 다음과 같이 Balmer(1952)의 방정식을 이용하여 주응력과 연관시킬 수 있다.

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (7)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \sqrt{\frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1}} \quad (8)$$

여기서,

$$d\sigma'_1/d\sigma'_3 = 1 + a m_b (m_b \sigma'_3 / \sigma'_{ci} / s)^{(a-1)} \quad (9)$$

(1) GSI(Geological Strength Index)

원래의 Hoek-Brown 방정식은 새로운 것도 유일한 것도 아니었다. 동일한 방정식이 1936년도에 이미 콘크리트의 파괴기준으로 제시되었다. Hoek과 Brown(1980)이 기여한 가장 큰 공로는 Bieniawski의 RMR을 통하여 관찰되는 지질학적 요소와 Hoek-Brown 방정식을 연관시켰다는 점이다 (Hoek, 2002).

필요한 파라미터 들은 간단한 지질학적 관찰을 통하여 예측할 수 있어야 하며, 그렇지 않을 경우 실용적인 가치가 없다는 사실을 Hoek-Brown 기준의 개

발 초기부터 인식하였다. 이러한 특별한 목적을 위한 암반 분류 체계의 개발이 논의되었으나, Bieniawski의 RMR이 이미 1974년에 제시되었고, 이는 암반공학분야에서 널리 사용되고 있었으므로, 지질학적 입력치에 대한 기본적인 수단으로 이 방법이 채택되었다. 이후 최근까지도 RMR 방법은 널리 사용되고 있다.

Bieniawski의 RMR은 매우 불량한 암반에 대해서는 적용하는 것이 어려우며, RMR과 m, s 사이의 상관성이 RMR이 매우 낮은 범위에서는 더 이상 선형이 아니라는 사실이 명백해졌다. 결국 기본적인 지질학적 관찰을 더욱 중시하고, 관측 횟수를 줄일 수 있는 체계가 필요하다는 인식 하에 GSI가 만들어지게 되었다. Hoek(1994) 그리고 Hoek, Kaiser와 Bawden(1995)는 RMR에 대한 대안으로 GSI의 개념을 새로 도입하였다. 표 3에 새로운 GSI 산출 방법을 소개하였다.

교란 암반과 불교란 암반이라는 개념은 사라지게 되고, 현장에 노출된 여러 가지 암반 종류를 가장 잘 묘사하는 GSI를 결정하는 것은 이제 사용자에게 남겨진 몫이 되었다. 원래 교란에 관련된 변수는 단순히 암반 분류표에서 하나의 열(row)을 낮은 부분의 파라미터를 사용하였다. 그러나 이것은 너무 임의적이며, 따라서 GSI를 도입함으로써 사용자에게 의해 교란에 영향을 미치는 여러 요소들에 대한 고려가 이루어질 수 있었다. 결국 사용자들은 자신의 판단을 근거로 강도 손실(strength loss)을 설명하기 위해서 GSI값을 정량적으로 줄이는 것이 가능해졌다.

Hoek, Marinos와 Benissi(1998)은 아테네 도시에서 발견된 편암과 베네수엘라 터널 일부에서 발견된 천매암과 같이 매우 불량한 편암질 암반을 포함시키기 위하여 GSI를 5의 범위까지 확장시켰다. Marinos와 Hoek(2000, 2001)은 매우 연약한 암반의 물성치에 대하여 처음으로 자세히 언급하였다.

표 3에 제시된 GSI는 암반분류법의 하나인 RMR과 밀접한 관계가 있다. GSI와 RMR 사이에는 다음과 같은 관계식이 성립하는 것으로 알려져 있다 (Hoek, Kaiser와 Bawden, 1995).

$$GSI = RMR_{76} \quad (\text{단, } RMR_{76} > 18 \text{인 경우}) \quad (10)$$

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (\text{단, } RMR_{89} > 23 \text{인 경우}) \quad (11)$$

여기서, RMR_{76} 는 Bieniawski가 1976년에 제시한 RMR 방법에 의해 산출된 값이며, RMR_{89} 는 1989년에 제시한 방법에 의하여 산출된 값이다. RMR_{89} 는 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 대한 보정치는 등방성에 해당하는 경우에만 Hoek-Brown 파괴 기준이 적용되므로, 0으로 설정하여야 한다.

(2) 교란 계수(Disturbance Factor, D)

매우 큰 개구 광산(open pit mine)에서 사면 설계

를 한 경험에 의하면, Hoek-Brown 파괴기준은 불교란 현장 암반(D=0)에 대하여 너무 큰 전단강도 정수를 도출해 내는 것으로 밝혀졌다(Pierce, Brandshaug와 Ward, 2001). 심한 발파 손상 및 상재하중의 제거로 인한 응력 이완이 암반의 교란을 초래한 것이다.

Lorig와 Varona(2001)은 사면에서 사면의 곡률 반경이 다를 경우, 수평 구속이 달라지게 되어 교란에 미치는 영향 정도 또한 달라진다고 발표하였다.

Cheng과 Liu(1990)은 대만의 발전소 공동(power cavern)에서 변형 계측을 실시하고 이 결과를 역해석하였다. 모든 큰 굴착 주변의 거의 2m 거리까지 발파 손상 지역이 발생하는 것을 알았으며, 손상된 암반의 강도 및 변형 특성치를 역해석한 결과 등가교란계수(equivalent disturbance factor)는 0.7임을 보고하였다.

여러 자료들로부터, 굴착 주변을 둘러싸고 있는 암

표 3. 대표적인 암반에 대한 일반적인 GSI (Marinos와 Hoek, 2000)






절리를 가진 암에 대한 GSI (Hoek and Marinos, 2000)	표면 상태 불량해짐 →			
	매우 거친 표면이며 표면신진 매우 현명	거친 표면이며 약간 불평	거칠거칠 표면이며 약간 거칠거칠	매우 매끄러운 표면이며 약간 불평
구조	표면 상태 불량해짐 →			
Fresh or Massive - 무결함 시편 또는 간격이 큰 불연속면을 가진 단단한 현장 암	90			N/A
BLOCKY - 3개의 직각된 불연속면에 의해 생성된 직육면체 블록으로 구성된 매우 잘 결합된 암반 교란 암반	80	70		
VERY BLOCKY - 4개 이상의 불연속면에 의해 생성된 다각 블록을 가진 결합되었으나 부분적으로 교란된 암반		60	50	
BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - 많은 불연속면에 의해 형성된 각진 블록을 가진 슬퍼된 암반 층리 또는 면리의 지속성			40	30
DISINTEGRATED - 불안전하게 결합된, 둥근 암편과 각진 암편이 혼합된 매우 심하게 채진 암반				20
손상/전단 암반 암반 층리 또는 면리의 지속성	N/A	N/A		10

반에서 교란 정도에 영향을 미치는 요소가 많이 있다는 것을 알 수 있으며, 이 요소들을 정확히 정량적으로 평가하는 것은 불가능하다. 그러나, 이들 자료들에 포함되어 있는 해석과 경험에 의하여 Hoek, Carranza-Torres와 Corkum(2002)은 교란계수, D를 예측할 수 있는 가이드를 표 4와 같이 제시하였으며 교란 계수의 영향은 클 수 있다고 하였다. 그 예로서, $\sigma_{ci} = 50\text{MPa}$, $m_i = 10$ 및 GSI = 45인 암에 대하여 100m 심도에서 교란되지 않아 D=0을 갖는 터널 주변암반의 등가 마찰각은

47.16°이며, 점착력은 0.58MPa인데 반해, 같은 기본적인 물성치를 가지고 있지만 높이 100m의 심하게 교란되어 D=1인 사면의 암반은 등가 마찰각이 27.61°이며, 점착력인 0.35MPa이다.

표 4에서 주는 내용은 단지 가이드라인이며, 주어진 값에 대하여 이용시 주의를 기울여야 한다. 어떤 설계에서도 가이드라인에 의한 추정값은 실용적인 출발점을 제시하며, 만약 관측된 굴착의 거동이 예측치보다 좋은 양상이라고 판명되게 되면, 교란 계수의 추정치를 더 낮추어 줄 수 있을 것이다.

표 4. 교란 계수 D의 예측 (Hoek, Carranza-Torres와 Corkum, 2002)

암반의 외관	암반의 묘사	D의 제안값
	우수한 수준의 조절발파나 TBM에 의해 굴착되어 터널을 둘러싸는 구속 암반에 대하여 최소의 교란을 발생시킨다.	D=0
	불량한 암반에서 발파가 아닌 기계적 또는 인력 굴착으로 주변 암반에 대하여 최소의 교란이 발생한다. 압착 문제가 큰 바닥 하빙을 초래하는 경우, 그림에서와 같이 임시 인버트를 설치하지 않는 경우 교란은 심각해질 수 있다.	D=0 D=0.5 인버트 없음.
	경암 터널에서 매우 수준 낮은 품질의 발파는 심각한 국부적 손상을 초래하게 되며, 손상은 주변 암반 2 ~ 3m 범위까지 미친다.	D=0.8
	그림 왼쪽에 나타나 있는 것처럼 조절 발파가 사용되더라도 사면에서 작은 규모의 발파는 어느 정도 암반 손상을 초래하게 된다. 응력 이완은 약간의 교란을 발생시키게 된다.	D=0.7 양질의 발파 D=1.0 불량한 발파
	매우 큰 개착식의 광산 사면은 과중량의 채광 발파(heavy production blasting)와 심재하중 제거로 인한 응력 이완으로 상당한 교란이 초래된다. 연약한 암반에서 굴착은 리핑(ripping)과 도우징(dozing)에 의해 수행될 수 있으며, 이 때 사면에 대한 손상 정도는 더 작다.	D=1.0 발파 D=0.7 기계 굴착

2.2 변형계수

Hoek과 Brown(1997)에 의해 기존에 제안된 GSI 값을 이용하여 암반의 변형계수를 추정할 수 있는 식은 발파 손상 및 응력 이완의 효과를 고려하기 위한 계수 D의 삽입으로 일부 수정되었다.

암반의 변형계수는 다음과 같이 표현될 수 있다 (Hoek, Carranza-Torres와 Corkum, 2002).

$$E_m \text{ (GPa)} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma'_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (12 \text{ a})$$

식 (12a)은 σ'_{ci} 가 100MPa 이하일 경우에 적용할 수 있다. σ_{ci} 가 100MPa를 초과하는 경우는 식 (12b)을 사용하여야 한다.

$$E_m \text{ (GPa)} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{((GSI-10)/40)} \quad (12 \text{ b})$$

2.3 Mohr-Coulomb 기준

대부분의 지반공학 소프트웨어에서는 아직까지 Mohr-Coulomb 파괴기준이 사용되고 있으므로, 주어진 암반과 응력 범위에서 등가 내부 마찰각과 점착력을 결정하는 것이 필요하다. Hoek과 Brown(1980a)은 식 (1)에서 σ'_1 만을 σ'_3 의 함수로 보고, σ'_3 에 대하여 미분하여 임의의 σ'_3 에서의 접선과 Mohr 원상의 파괴점에서 접선의 기울기가 같다는 점을 고려하고 Balmer(1952)의 등방성 시료의 파괴시 주응력과 전단응력-수직응력의 관계를 이용하여 다음과 같이 표현하였다.

$$\sigma' = \sigma'_3 + \frac{\tau_m^2}{\tau_m + m \sigma'_c / 8} \quad (13)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \sqrt{1 + m \sigma'_c / 4 \tau_m} \quad (14)$$

$$\text{여기서, } \tau_m = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3)$$

식 (1)에서 임의의 σ'_3 에 대한 σ'_1 의 값을 구하여 그 값을 식 (13) 및 식 (14)에 대입함으로써 Mohr의 파괴포락선을 얻을 수 있다. 그러나 위의 식은 터널과 같은 경우 적용이 용이하지만, 사면 안정 분야에서는 수직응력 σ' 에 대한 전단 강도 τ 의 형태로 표현되는 경우가 많으므로 불편한 점이 있다. 따라서, Hoek과 Brown(1980a)은 이러한 경우의 적용을 위하여, 다음과 같은 방법을 제안하였다.

$$\tau / \sigma'_c = A (\sigma' / \sigma'_c - \sigma'_t / \sigma'_c)^B \quad (15)$$

여기서, A와 B는 경험적인 상수로서, 식 (16)을 이용하여 구할 수 있다.

$$y = ax + b \quad (16)$$

$$\begin{aligned} \text{여기서, } y &= \log \tau / \sigma'_c \\ y &= \log (\sigma' / \sigma'_c - \sigma'_t / \sigma'_c) \\ a &= B \\ b &= \log A \\ \sigma'_t / \sigma'_c &= 1/2 m - \sqrt{m^2 + 4s} \end{aligned}$$

상수 A와 B는 식 (13) 및 (14)에 의해 계산된 σ' 와 τ 에 대하여 식 (16)의 선형 회귀 분석을 실시하여 얻을 수 있다.

또한, 순간적인 내부 마찰각 및 점착력은 주어진 σ 에 대하여 다음 식을 이용하여 구할 수 있다.

$$\tan \phi_i = AB (\sigma' / \sigma'_c - \sigma'_t / \sigma'_c)^{B-1} \quad (17)$$

$$c_i = \tau - \sigma' \tan \phi_i \quad (18)$$

식 (1)과 수직 및 전단응력 사이의 보다 정확한 상관성은 Bray(1983)에 의해 유도되어 Hoek(1983)

에 의해 발표 되었으며, Ucar(1986)와 Londe(1988)에 의해서도 규명되었다. 이 방법은 현재까지 사용되고 있다.

위와 같이 Hoek-Brown 파괴규준의 파라미터를 Mohr-Coulomb 파괴규준의 파라미터로 전환하는 방법에 대한 정확해가 제시되어 있음에도 불구하고, 계속해서 그 전환과정에 대한 문제가 제기되었다. 이 문제들은 다음과 같이 설명할 수 있다.

- (1) σ'_3 의 범위에 따라서 파라미터 값들은 달라진다. 즉, 그림 1에 도시한 바와 같이, σ'_3 의 값이 큰 값에서 위의 변환이 이루어지게 되면, 내부 마찰각 ϕ' 은 매우 작아지게 되고, 점착력 c' 는 매우 커지게 된다. 그러나, σ'_3 의 범위가 매우 작을 경우, 위와 반대의 결과가 도출되게 된다.
- (2) 선형 회귀 분석을 통하여 도출된 강도 정수와 접선을 이용하여 도출된 강도 정수 사이에 큰 차이가 존재한다.

Hoek(1983)는 (1)의 관점에 대한 언급을 하고 있지 않았다. 즉, 현장에서 σ'_3 와 σ'_1 에 대한 정확한 예측이나 해석을 통하여 얻은 값을 사용하여야 하며, 예비 설계 단계에서는 이러한 값들에 대한 정보가 전혀 주어지지 않는다는 점을 간과한 것이다. 또한, (2)의 관점에서 보았을 경우, 접선을 이용하는 방법을 채택하였다. 이렇게 위의 (1), (2)에 대한 명확한 규명이 이루어지지 못한 관계로 Hoek-Brown 파괴규준의 파라미터에서 Mohr-Coulomb 파괴규준에 대한 파라미터의 변환 과정에 대한 문제는 계속 제기되었다.

Hoek(1990)는 이러한 문제점들을 해소하기 위하여 여러 가지 실제 상황에서 등가 점착력과 내부 마찰각을 유도하는 과정에 대하여 언급하였다. 이 유도는 Bray에 의해 유도된 Mohr 포락선의 접선을 이용하는 방법이다. Hoek(1994)는 곡선의 Mohr 포락

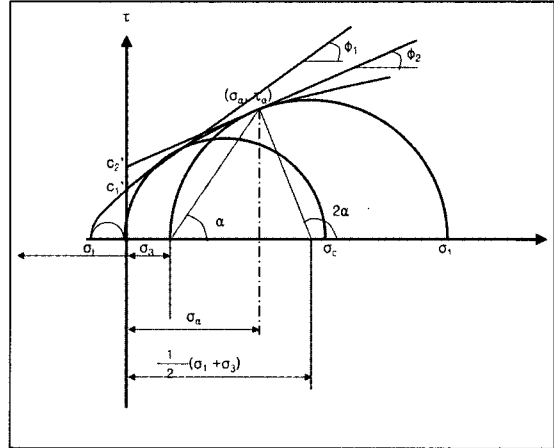


그림 1. σ'_3 에 Mohr-Coulomb 강도 정수의 변화

선에 대한 접선을 이용하여 점착력을 구하는 방법은 상한값을 제시하며, 안정 계산에 있어서 실제 강도정수보다 더 큰 강도정수가 도출된다고 밝혔다. 따라서 Hoek, Carranza-Torres와 Corkum(2002)은 최소 자승법에 의한 선형 Mohr-Coulomb을 이용하여 평균값을 구하는 것이 보다 적절하다고 밝혔다. 그림 2에서 설명한 바와 같이, $\sigma'_1 < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$ 에 의해 정의되는 최소 주응력 범위에 대하여 식 (1)을 사용함으로써 얻은 곡선에 적합한 평균 직선을 얻을 수 있다. 근접시키는 방법은 Mohr-Coulomb 규준과 곡선의 상하 부분의 넓이를 같게 함으로써 구할 수 있다. 이러한 과정을 통하여 내부 마찰각 ϕ' 과 점착력 c' 에 대하여 다음의 방정식을 얻을 수 있다.

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{s-1}}{2(1+a)(2+a) + 6a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{s-1}} \right] \quad (19)$$

$$c' = \frac{\sigma'_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{s-1}}{2(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{s-1}) / ((1+a)(2+a))}} \quad (20)$$

여기서, $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max}$

Hoek-Brown 파괴규준과 Mohr-Coulomb 파괴규준 사이의 상관성을 고려할 때 사용되는 최대 구속

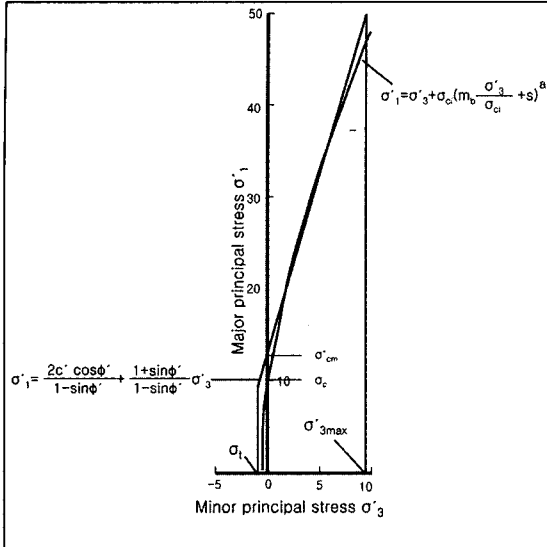


그림 2. Hoek-Brown 파괴규준과 Mohr-Coulomb 파괴규준에서의 파라미터 상관성 (Hoek, Carranza-Torres와 Corkum, 2002)

압 σ'_{3max} 는 각각의 개별적인 경우에 대하여 다르게 고려되어야 한다. 사면, 얕은 터널, 깊은 터널 등 구조물에 대하여 σ'_{3max} 를 선택하는 방법은 Hoek, Carranza-Torres와 Corkum(2002)에 의해 제시되었으며, 2.5 절에 자세히 설명하였다.

주어진 수직응력, σ 에 대한 Mohr-Coulomb 전단강도, τ 는 c' 와 ϕ' 의 값을 방정식에 대입함으로써 구할 수 있다.

$$\tau = c' + \sigma \tan \phi' \quad (21)$$

최대, 최소 주응력으로 표현하면 다음과 같다.

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_3 \quad (22)$$

2.4 암반의 강도

암반의 일축압축강도 σ_c 는 식 (5)에 의해 결정될

수 있다. 파괴는 굴착 경계에 유발된 응력이 σ_c 를 초과하면 굴착 경계에서 시작되게 된다. 파괴는 이러한 시작점에서 점차 진전되어 2축 응력장으로 전파되어 가며, 결국은 식 (1)로 정의할 수 있는 국부강도가 유발된 응력 σ'_1 과 σ'_3 보다 클 때 안정화된다. 대부분의 수치모델은 이러한 파괴 전파의 과정을 따르게 되며, 이러한 수준의 자세한 해석은 지보 체계를 설계하고, 암반에서 굴착의 안정성을 고려할 때 매우 중요하다.

그러나 위에서 언급한 자세한 파괴 전파 과정보다 암반 전체의 거동을 고려하는 것이 유용할 때가 있다. 예를 들어, 광주(pillar)의 강도를 고려할 때, 광주의 전체 강도를 예측하는 것이 광주 내부의 파괴 전파 범위의 대한 자세한 사항을 아는 것보다 유용하다. 이러한 개념이 결국 전체 암반 강도(global rock mass strength)의 개념을 도출시키게 되었으며, 그림 2에 제시한 바와 같이, Hoek and Brown(1997)은 Mohr-Coulomb 파괴규준과의 상관성을 다음과 같이 표현하였다.

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (23)$$

여기서 c' , ϕ' 은 응력 범위가 $\sigma_i < \sigma'_3 < \sigma'_{ci}/4$ 의 범위에 해당하고, 암반의 강도는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} \cdot \frac{m_b + 4s - a(m_b - 8s)(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (24)$$

2.5 σ'_{3max} 의 결정

Hoek-Brown 파괴규준은 식 (1)을 이용하여 임의의 σ'_3 에 따른 σ'_1 의 값을 도출하고 이를 2.3에서 언급한 방법에 의해서 Mohr-Coulomb 파괴규준의 파라미터를 도출시키게 된다. 그러나 여기서 곤란한 문제 중에 하나는 σ'_3 의 값을 결정하는 문제이다.

우리가 안전성을 검토하고자 하는 암반에 대하여

σ'_3 의 값을 정확히 알아낸다는 것은 쉬운 일이 아니며, 따라서 임의의 범위에서의 σ'_3 값을 정하여 사용하게 되는데 그 범위에 따라 Hoek-Brown 파괴규준 및 Mohr-Coulomb의 파라미터들은 크게 달라진다. 초기 Hoek-Brown 파괴규준에서는 실제 실험 결과를 Mohr-Coulomb의 파라미터로 변환하는 과정에서 σ'_3 의 범위를 어떻게 결정하느냐 하는 문제에 관해서 암반 파괴 양상을 연성 파괴와 취성 파괴로 분류하고, 취성 파괴가 발생하는 σ'_3 의 범위에서 변환이 이루어지는 것으로 규정하였다.

이와 관련하여 Schwartz(1964)는 σ'_3 의 변화에 따른 암반 파괴 유형을 연성 거동, 취성 거동의 두 가지로 분류하여 취성 파괴가 발생할 수 있는 σ'_3 의 범위를 식 (25)와 같이 제시하였으며, Mogi(1966)는 동일한 실험을 실시하여 σ'_3 의 범위를 식 (26)과 같이 제시하였다.

$$4.3 \sigma'_3 < \sigma'_1 \quad (25)$$

$$3.4 \sigma'_3 < \sigma'_1 \quad (26)$$

Hoek과 Brown(1980a)은 Mogi(1966)의 연구결과를 이용하여 암반의 파괴는 취성파괴라는 가정을 바탕으로 하여 $2\sigma'_3 < \sigma'_1$ 범위의 자료를 사용하게 된다. 이것은 다시 Hoek과 Brown(1980b)은 Mogi(1966)의 연구 결과를 그대로 사용하여, 식 (26)의 범위를 적용한다. 또한, Hoek(1983)은 Schwartz(1964)의 연구 결과인 식 (25)와 Mogi(1966)의 연구 결과인 식 (26)을 비교하여, 취성파괴에서 연성파괴로 이동하는 천이부분이 $3\sigma'_3 < \sigma'_1 < 5\sigma'_3$ 의 범위에 있다고 결론지었다. 그리고 실용적인 측면에서 취성파괴는 암반의 일축압축강도 이하에서 발생한다고 판정하여도 무리가 없다고 규정하여, σ'_{3max} 의 값을 σ_c 로 정한 것이다.

이렇게 바뀌어 오던 σ'_{3max} 의 값은 결국, Mohr-Coulomb 파라미터를 구하는 방법에 있어서의 문제점과 겹치면서 더욱 심화되게 된다. 즉, 사면과 터널

의 경우는 σ'_3 의 범위가 각기 매우 다르며, 두 가지의 경우에 대하여 σ'_3 대략적인를 결정하는 것은 강도정수를 산정하는 과정에서 매우 중요하다는 인식이 이루어진 것이다. 이와 관련하여 Hoek과 Brown(1997)은 σ'_{3max} 의 값을 $\sigma'_{ci}/4$ 로 정함으로써 대부분의 실험에서 일관된 Mohr-Coulomb의 강도정수값을 제시한다는 점을 밝혔다. 그리고 Hoek, Carranza-Torres과 Corkum(2002)은 여러 가지 경험과 자료 축적을 통하여 명확하게 σ'_{3max} 의 값을 결정하는 방법을 다음의 두 가지 경우로 나누어 고려하였다.

- ① 터널 : σ'_{3max} 는 깊은 터널에 대해서는 두 가지의 파괴규준에 대하여 등가 특성 곡선 (equivalent characteristic curves)을 주는 값이며, 얕은 터널에 대해서는 등가 침하 프로파일(equivalent subsidence profiles)을 주는 값이어야 한다.
- ② 사면 : 여기서는 계산된 안전율과 파괴면의 모양 및 위치가 같아야 한다.

깊은 터널에 대하여, 두 규준(일반화된 Hoek-Brown 파괴규준과 Mohr-Coulomb 규준)에 대한 해법(closed solution)들이 이용되었으며 또한 이들 해법들은 등가 특성 곡선을 주는 σ'_{3max} 의 값을 찾아내기 위해 적용되었다.

얕은 터널(터널 직경의 3배보다 얕은 깊이에 있는 터널)의 경우, 파괴 범위와 지표면 침하량에 대한 수치해석적 연구 결과, 지표면에서 함몰을 방지할 수 있다면 깊은 터널의 경우와 동일한 값을 주고 있음을 알 수 있었다.

깊은 터널에 대한 연구 결과는 그림 3에 나타나 있으며, 깊은 터널과 얕은 터널 모두에 대하여 회귀시킨 방정식은 다음과 같다.

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (27)$$

여기서, σ'_{cm} 은 식 (24)에 의해 정의되는 암반 강

도이고, γ 는 암반의 단위중량이다. H는 지표면 아래 터널의 깊이이다. 연직응력보다 횡방향 응력이 큰 경우에는 수평응력을 γH 대신에 사용하여야 한다.

식 (27)은 지표면까지 파괴가 발생하지 않는, 파괴 지역으로 둘러싸인 지하 굴착의 모든 분야에 대하여 적용할 수 있다. 광산에서 블록 채광(block caving) 과 같은 문제를 해결 할 때에는 Hoek-Brown 파괴규준과 Mohr-Coulomb 파괴규준의 파라미터들 사이를 연관시키려 하여서는 안되며, 이들 파괴규준 중 하나만을 적용하여 물성을 구하거나 연속된 해석을 수행해야 한다(Hoek, Carranza-Torres과 Corkum, 2002).

Bishop의 원호 파괴 해석 방법을 이용하여, 광범위한 사면의 기하학적 형상과 암반 물성치에 대하여 터널에서와 비슷한 연구를 수행되었으며, 그림 3 및 식 (28)을 도출하였다(Hoek, Carranza-Torres and Corkum, 2002).

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (28)$$

여기서, H는 사면의 높이이다.

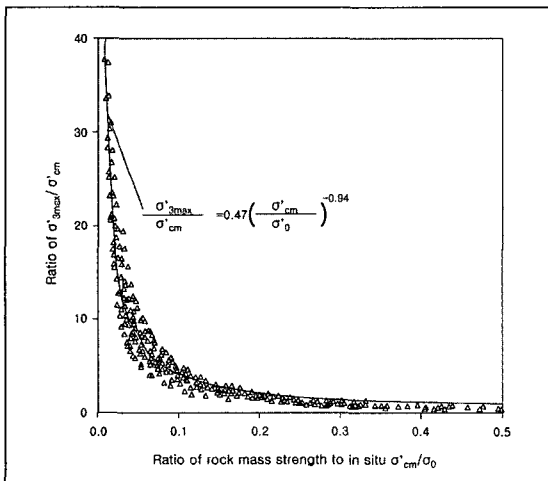


그림 3. 터널에서 등가 Mohr-Coulomb 파괴규준과 Hoek-Brown 파괴규준의 파라미터를 결정하기 위한 관계 (Hoek, Carranza-Torres과 Corkum, 2002)

3. 결론

본 고에서는 최근에 보완된 2002년 Hoek-Brown 파괴규준에 대해 해설하고 관련된 자료를 고찰하여 소개 하였다. 그동안 RMR에 대한 많은 검토가 있었듯이 GSI 와 관련된 부분 역시 실무에서 국내 암에 대한 적용성 연구가 필요한 부분이라 생각된다.

2002년 Hoek-Brown 파괴규준을 실무에 적용 시 본 고의 내용만으로는 불충분할 수도 있는바 이러한 경우는 참고문헌에서 더욱 많은 정보를 확인할 수 있을 것이다. 특히, 새로운 Hoek-Brown 파괴규준을 이용하여 암반 구조물의 안정성 계산 시 필요한 파라미터들을 구하기 위해서는 RocLab 프로그램 (Rocscience Inc., 2002)을 이용할 수 있으며, 이는 인터넷에서 직접 다운로드 받을 수 있다. 본 고가 많은 참고가 되기를 기대한다.

참고 문헌

1. Balmer, G.(1951), "A General Analytical Solution for Mohr' Envelope", Proceedings, American Society for Testing Materials, Vol. 52, p. 287~332
2. Bieniawski Z. T.(1976), "Rock Mass Classification in Rock Engineering". In Exploration for Rock Engineering, Proc. of the Symp. (ed. Z. T. Bieniawski) 1, p. 97~106. Cape Town, Balkema.
3. Bieniawski Z. T.(1989), Engineering Rock Mass Classification. Wiley, New York.
4. Brown, E. T.(1970), "Strength of Models of Rock with Intermittent Joints," Foundn. Div., ASCE 96, SM6, p. 1935~1949
5. Brown E. T.(1981), Rock Characterization, Testing and Monitoring - ISRM Suggested Methods. Pergamon, Oxford, p. 171~183
6. Carranza-Torres, C. and Fairhurst, C.(1999),

- "General Formulation of the Elasto-plastic Response of Openings in Rock Using the Hoek-Brown Failure Criterion," *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 36(6), p. 777~809
7. Cheng, Y., and Liu, S.(1990), Power Caverns of the Mingtan Pumped Storage Project, Taiwan, In *Comprehensive Rock Engineering*.(ed. J. A. Hudson), Oxford : Pergamon, 5, p. 111~132
 8. Hoek, E.(1968), Brittle Failure of Rock. in *Rock Mechanics in Engineering Practice*.(eds K.G. Stagg and O.C. Zienkiewicz), p. 99~124. London : Wiley.
 9. Hoek, E.(1983), "Strength of Jointed Rock Masses," 23rd. Rankine Lecture. *Geotechnique* 33 (3), p. 187~223
 10. Hoek, E.(1990), "Estimating Mohr-Coulomb Friction and Cohesion Values from the Hoek-Brown Failure Criterion," *Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*. 12 (3), p. 227~229
 11. Hoek, E.(1994), "Strength of Rock and Rock Masses," *ISRM News Journal*, 2(2), p. 4~16
 12. Hoek, E.(2002), A Brief History of the Hoek-Brown Failure Criterion, unpublished document.
 13. Hoek, E., *Practical Rock Engineering – An Ongoing Set of Notes*, Available on the Rocscience Website, www.rocscience.com.
 14. Hoek, E. and Brown, E. T.(1980a), "Empirical Strength Criterion of Rock Masses," *J. Geotech. Engng. Div., ASCE* 106 (GT9), p. 1013~1035
 15. Hoek, E. and Brown, E. T.(1980b), *Underground Excavations in Rock*, London, Instn Min. Metall.
 16. Hoek, E. and Brown, E. T.(1988), "The Hoek-Brown Failure Criterion – a 1988 Update," *Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp.* (ed. J.C. Curran), Toronto, Dept. Civil Engineering, University of Toronto.
 17. Hoek, E. and Brown, E. T.(1997), "Practical Estimates of Rock Mass Strength," *Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts*. 34 (8), p. 1165~1186
 18. Hoek, E., Carranza-Torres, C. T., and Corkum, B.(2002), "Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 edition," *Proc. North American Rock Mechanics Society meeting in Toronto in July 2002*.
 19. Hoek, E., Kaiser P. K. and Bawden W. F.(1995), *Support of Underground Excavations in Hard Rock*, Rotterdam, Balkema.
 20. 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.* 57(2), p. 151~160
 21. 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.), p. 209~213
 22. Londe, P.(1988), "Discussion on the Determination of the Shear Failure in Rock Masses," *ASCE J. Geotech. Eng. Div.*, 14, (3), p. 374~376
 23. Lorig, L., and Varona, P.(2001), *Practical Slope-Stability Analysis Using Finite-Difference Codes*, In *Slope Stability Surface Mining*.(eds. W. A. Hustrulid, M. J. McCarter and D. J. A. Van Zyl). Littleton : Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc., p. 115~124
 24. Marinos, P. and Hoek, E.(2000), "GSI – A Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation," *Proc. GeoEng2000 Conference*, Melbourne.
 25. Marinos, P. and Hoek, E.(2001), "Estimating the Geotechnical Properties of Heterogeneous Rock

- Masses Such as Flysch," Bull. Engg. Geol. Env. 60(2), p. 85~92
26. Mogi, K.(1967), Pressure Dependence of Rock Strength and Transition from Brittle Fracture to Ductile Flow, Bull. Earthq. Res. Inst., Tokyo Univ. 44, p. 215~232
27. Pierce, M., Brandshaug, T., and Ward, M.(2001), Slope Stability Assessment at the Main Cresson Mine, In Slope Stability Surface Mining.(eds. W. A. Hustrulid, M. J. McCarter and D. J. A. Van Zyl). Littleton : Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc., p. 239~250
28. Rocscience Inc.(2002), RocLab User's Guide.
29. Schwartz, A. E.(1964), "Failure of Rock in the Triaxial Shear Test," Proc. 6th Symp. Rock Mech. Rolla, Missouri, p. 109~135
30. Ucar, R.(1986), "Determination of Shear Failure Envelope in Rock Masses," J. Geotech. Engg. Div. ASCE. 112, (3), p. 303~315

바로 잡습니다.



2003년 5월호 지반학회지 기술기사(말뚝 부마찰력 저감용 역청재료의 시험방법과 선정기준)의 내용 중 참고문헌을 다음과 같이 보완합니다.

1. 김승록 (2001), "Complex Industrial Fluids (Polymeric System)", 시바헤그너 한국주식회사 세미나자료, pp.6~19
2. 유수완 (1996), "SL Pile의 부마찰력 저감효과에 관한 연구", 석사학위논문, 고려대학교, pp.19~21
3. 이장오 (1989), "부마찰력 저감 말뚝기초의 설계와 시공", 대한토질공학회지, Vol.15, No.1, pp.88~90
4. 한국도로포장공학회 (2000), "슈퍼페이브 제 1단계 시험 및 개요", 슈퍼페이브 기술강좌, pp.18~32
5. Huang, W. S (1995), "The Rheology Properties of Asphalt Binders Modified SBS and EVA", Second International Conference on Road & Airfield Pavement Technology, pp.464~465