

Hoek-Brown 파괴기준의 비선형성을 고려한 암반사면 안정성 평가의 수치해석적 연구

Numerical Study on the Stability Analyses of Rock Slopes considering Non-linear Characteristics of Hoek-Brown Failure Criterion

천병식* · 이진무** · 최현석*** · 서덕동***

Chun, Byung-Sik · Lee, Jin-Moo · Choi, Hyun-Seok · Seo, Deok-Dong

Abstract

The Hoek-Brown failure criterion for rock masses developed first in 1980 is widely accepted and has been applied in a variety of rock engineering problems including slope analyses.

The failure criterion was modified over the years because rock mass strength by the original failure criterion in 1980 was overestimated. The modified failure criterion, named Generalized Hoek-Brown Failure Criterion, was proposed with a new classification called the Geological Strength Index(GSI) in 1994.

Generally, Hoek-Brown failure criterion is applied in numerical analyses of rock mass behaviors using equivalent Mohr-Coulomb parameters estimated by linear regression method. But these parameters estimated by this method have some inaccuracies to be applied and to be incorporated into numerical models and limit equilibrium programs. The most important issue is that this method cannot take account of non-linear characteristics of Hoek-Brown criterion, therefore, equivalent Mohr-Coulomb parameters is used as constant values regardless of field stress distribution in rock masses.

In this study, the numerical analysis on rock slope stability considering non-linear characteristics of Hoek-Brown failure criterion was carried out. Furthermore, by the latest Hoek-Brown failure criterion in 2002, the revised estimating method of equivalent Mohr-Coulomb parameters was applied and rock mass damage criterion is introduced to account for the strength reduction due to stress relaxation and blast damage in slope stability.

Keywords : Hoek-Brown Failure Criterion, Equivalent Mohr-Coulomb Strength Parameter, Geological Strength Index, Stress Relaxation, Blast Damage

요 지

연속체 해석을 위한 암반거동 모델로서 널리 이용되고 있는 Hoek-Brown 파괴기준은 1980년도에 발표된 이후 수차례의 수정 보완을 거쳐 1994년에 발표된 Generalized Hoek-Brown 파괴기준식을 토대로 현재 암반을 대상으로 한 지반구조물 해석에 많이 적용되고 있다. 그러나 지반구조물 수치해석시 Hoek-Brown 파괴기준의 적용은 일반적으로 등가의 Mohr-Coulomb 전단강도정수를 산정하여 간접적으로 이용하게 되는데, 이때 등가의 암반 전단강도정수를 암반내 주응력 분포와 상관없이 일정 상수로 적용함으로써 Hoek-Brown 파괴기준의 비선형성을 고려하지 못하는 단점이 있다.

따라서 본 연구에서는 암반사면의 안정성 평가를 위한 연속체 해석시 Hoek-Brown 파괴기준의 비선형성을 고려할 수 있는 해석기법을 검토하고, 수치해석기법에 의한 사면안정검토에 주로 이용되고 있는 강도감소법을 이용하여 암반사면의 안정성을 정량적으로 평가하고자 하였다. 특히 최근에 발표된 수정 Hoek-Brown 파괴기준을 토대로 수정된 등가 Mohr-Coulomb 강도정수 산정법과 사면굴착시 발파 및 응력이완에 의한 암반 교란/손상을 고려한 암반교란상수(Disturbance Factor) D를 이용하여 안정해석을 수행하였다.

주요어 : Hoek-Brown 파괴기준, Mohr-Coulomb 강도정수, 지반강도정수, 응력이완, 발파 손상

* 정회원 · 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수

** SK건설 토목터킵팀 부장

*** 정회원 · 한양대학교 대학원 박사과정

1. 서론

연속체 해석을 위한 암반거동 모델로서 널리 이용되고 있는 Hoek-Brown 파괴기준은 1980년도에 발표된 이후 수차례의 수정·보완을 거쳐 1994년에 발표된 Generalized Hoek-Brown 파괴기준식을 토대로 현재 암반을 대상으로 한 지반구조물 해석에 많이 적용되고 있다.

지반구조물 해석을 위한 대부분의 수치해석 프로그램은 Mohr-Coulomb 파괴기준에 근거한 탄소성해석기법을 주로 이용하므로 Hoek-Brown 파괴기준에 의한 암반거동 특성을 직접적으로 모사하기 어려우며, 일반적으로 등가의 Mohr-Coulomb 강도정수를 산정하여 수치해석에 적용하고 있다(Hoek, 1997).

그러나 이 방법은 암반내에 분포하는 불연속면 특성에 대한 고려없이 실내 무결암 암석의 강도특성치를 일정비율 감소시켜 현장 암반 재료물성으로 이용하는 방법보다는 합리적인 방법이나, 암반 전단강도정수를 암반내 주응력 분포와 상관없이 일정 상수로 적용하므로 Hoek-Brown 파괴기준의 비선형성을 고려하지 못하는 단점이 있다.

암반사면의 안정성 평가는 일반적으로 평사투영법 및 SMR 평가, 한계평형해석법 등에 의한 안정성 평가 후 정량적인 응력-변형 거동특성을 평가하기 위하여 수치해석기법을 많이 이용하고 있다. 일반적으로 암반의 불연속성을 고려하여 불연속체 해석이 주로 이용되고 있으나, 암반내 분포하는 불연속면 간격이 작고 불연속면이 매우 발달해 있어 암반블록의 크기가 해석대상 지반구조물에 비하여 매우 작은 경우는 암반거동이 등방성이라는 전제하에 Hoek-Brown 파괴기준을 이용한 연속체 해석이 가능하다.

본 논문에서는 연속체 해석시 Hoek-Brown 파괴기준의 비선형성을 고려할 수 있는 암반사면 안정성 평가기법을 검토하고, 강도감소법에 의한 수치해석을 통해 암반사면의 안정성을 정량적으로 평가하고자 하였다. 특히 최근에 발표된 수정 Hoek-Brown 파괴기준(Hoek 등, 2002)을 토대로 수정된 등가 Mohr-Coulomb 강도정수 산정법과 사면굴착시 발파 및 응력이완에 의한 암반 교란/손상을 고려한 암반교란상수(disturbance factor) D를 이용하여 안정해석을 수행하였다.

2. Hoek-Brown 파괴기준의 이론적 고찰

Hoek-Brown 파괴기준에 대한 이론적 배경 및 이론전개는 이미 여러 문헌에서 상세히 설명되고 있으므로, 본 논문에서는 현재 암반을 대상으로 한 지반구조물 설계에 주로 적용되고 있는 1994년 파괴기준과 최근에 발표된 2002년 파괴기준의 차이점 비교분석을 중점으로 언급하였다.

2.1 Hoek-Brown 파괴기준식

Hoek-Brown은 1980년에 「Underground Excavations in Rock」 책자를 집필하며 최초의 파괴기준식(original failure criterion)을 제안하였으며, 그 후 수차례의 수정·보완 과정을 거쳐 1994~1995년에 일반화된 파괴기준식(generalized failure criterion)을 제시하였고, 최근 2002년에 좀더 보완된 수정 파괴기준식(2002 edition failure criterion)을 발표하였다.

최초의 Hoek-Brown 파괴기준식(1980)과 일반화된 파괴기준식(1994, 2002)은 식 (1), (2)와 같다.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m\sigma_{ci}\sigma'_3 + s\sigma_{ci}^2} \quad (\text{Hoek 등, 1980}) \quad (1)$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (\text{Hoek 등, 1994, 2002}) \quad (2)$$

여기서, σ'_1, σ'_3 : 유효 최대, 최소 주응력
 σ_{ci} : 무결암(intact rock)의 일축압축강도
 m, s, a : Hoek-Brown 암반재료상수

식 (1)은 무결암(intact rock)에 대해서 다음과 같이 단순화된다($\sigma'_3=0 \Rightarrow \sigma'_1=\sigma_{ci}$).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (3)$$

여기서, m_i : 무결암의 Hoek-Brown 상수

식 (1)의 최초의 파괴기준식은 암반강도가 매우 높은(일축압축강도가 약 270MPa) 안산암에 대한 시험결과를 토대로 제안된 식으로, 풍화가 많이 진행된 연약한 암반에 대하여 적용하기 위해서는 파괴기준식의 수정이 요구되었으며, 이에 낮은 응력수준에서의 주응력($\sigma'_1 - \sigma'_3$)곡선의 곡률을 제어하기 위한 상수 a가 식 (2)에 도입되었다. 실제로 식 (1)은 Hoek-Brown에 의해 새로이 제안된 식은 아니며, 1930년대 중반에 콘크리트 파괴거동을 모사하는 데 적용된 식으로, Hoek-Brown 파괴기준으로 명명된 것은 현장 암반의 공학적 특성을 식 (1)에 접목시키는데 기여한 점 때문이다.

일반화된 파괴기준식(1994) 이전의 파괴기준식은 현장 암반의 공학적 특성을 고려하기 위하여 Bieniawski의 RMR을 이용하였는데, 이는 RMR의 특성상 1994년 이전의 파괴기준식이 연약한 암반에 대하여 적용하기 어려운 또 하나의 요인이기도 하였다.

이러한 단점을 보완하기 위하여 1994년 일반화된 파괴기준에서는 RMR을 대신하여 GSI(Geological Strength Index) 개념을 도입하는데(Hoek, Kaiser & Bawden, 1995), 이는 절리암반의 강도특성을 평가하기 위하여 4개 범주(Category)의 불연속면 분포구조와 5개 범주의 절리면 표면특성에 따라 0~100까지 배점하도록 도표로서 제시되었다. 2002년 수정 파괴기준에서는 상기의 범주가 좀 더 세분화되어 제시되었다(Hoek, 2002).

한편, Hoek는 현장 암반의 변형계수 추정식으로 이용되고 있는 Bieniawski(1978)와 Serafim & Pereira(1983)의 제안식은 연약한 암반의 경우 변형계수를 과대평가하는 것으로 나타나 제반시험 및 역해석을 통해 Serafim & Pereira의 식을 수정·보완한 다음의 식을 적용토록 제안하였다.

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{(-\frac{GSI-10}{40})} \quad \sigma_{ci} < 100\text{MPa (GPa)} \quad (\text{Hoek, 1994}) \quad (4)$$

$$E_m = (1 - \frac{D}{2}) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{(-\frac{GSI-10}{40})} \quad \sigma_{ci} < 100\text{MPa (GPa)} \quad (\text{Hoek 등, 2002}) \quad (5)$$

여기서, D : 발파/응력이완에 의한 암반손상정도를 고려하기 위한 암반교란상수

상기 식 (4), (5)는 Serafim & Pereira 식에서 RMR 대신 GSI를 적용하고 있으며, σ_{ci} 가 100MPa 이상인 경우에는 $\sqrt{\sigma_{ci}/100}$ 의 감소계수를 적용하지 않고 사용하여야 한다. 이 감소계수의 적용은 신선한 암반인 경우에는 암반의 변형이 불연속면의 특성에 의해 크게 좌우되나, 연약한 암반인 경우에는 무결암(intact rock)의 변형에 크게 좌우된다는 데에 근거하고 있다.

한편, 암반의 인장강도는 다음 식으로 표현된다.

$$\sigma_{tm} = \frac{\sigma_{ci}}{2} (m - \sqrt{m^2 + 4s}) \quad (\text{Hoek, 1994}) \quad (6)$$

$$\sigma_{tm} = -\frac{s\sigma_{ci}}{m} \quad (\text{Hoek 등, 2002}) \quad (7)$$

식 (6)은 식 (2)에서 $\sigma'_1 = 0$ 일 때 $\sigma'_3 = \sigma_{tm}$ 으로 유도된 식이며(단, a=0.5), 식 (7)은 식 (2)에서 $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_{tm}$ 으로 유도된 식이다.

2.2 암반재료상수 및 암반교란상수

Hoek-Brown 파괴기준의 절리암반재료상수 m, s, a를 결정하기 위해서는 무결암의 일축압축강도 σ_{ci} , 무결암의 재료상수 m_i , GSI 등 세가지 암반특성이 선행결정되어야 한다. 이 세가지 암반특성을 이용하여 1994년 파괴기준과 2002년 파괴기준에 의한 암반재료상수 m, s, a 산정방법을 비교 정리하면 다음 표와 같다.

표 1에서와 같이 2002년 파괴기준에서는 분모항에 암반교란상수 D를 도입하여 사면이나 터널굴착시 발파 및 응력이완에 의한 암반손상도를 고려하였으며, 재료상수 s, a는 GSI=25를 기준으로 한 산정방법의 분리적용을 삭제하였다.

Hoek 등(2002)은 암반교란상수 D를 고려한 m, s 산정식이 실험결과 분석에 의한 것인지 수치해석적 연구결과에 의한 것인지 언급하지 않았으나, 논문 말미에 인용한 Sonmez & Ulusay(1999)의 논문을 살펴보면 이 논문의 연구결과를 정리하여 이용한 것으로 보인다.

표 1. Hoek-Brown 암반재료상수 m, s, a 산정방법

항 목	암반재료상수	1994년 파괴기준	2002년 파괴기준
A	m	$m = m_i \exp\left(-\frac{GSI-100}{28}\right)$	$m = m_i \exp\left(-\frac{GSI-100}{28-14D}\right)$
B	s, a	(GSI > 25) $s = \exp\left(-\frac{GSI-100}{9}\right)$, a = 0.5 (GSI < 25) $s = 0, \quad a = 0.65 - \frac{GSI}{200}$	$s = \exp\left(-\frac{GSI-100}{9-3D}\right)$ $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$

Sonmez & Ulusay(1999)는 암반재료상수는 일정한 상수값이 아니라 여러 요인 특히 굴착방법에 따른 암반교란효과에 의하여 변화하므로 이를 반드시 고려해야 함을 강조하였다. 이들은 Hoek-Brown 암반재료상수 산정식(1994)에 암반교란효과를 고려하기 위하여 5개의 기 파괴사면을 역해석을 수행하여 암반교란상수를 도입하였는데, 이를 통해 암반재료상수 m, s 산정식 분모항의 하한값을 각각 14, 6으로 제안하고 있다. 따라서 표 1의 2002년 m, s 산정식은 이 연구결과를 반영한 것으로 보인다.

Hoek 등(2002)에 의하면, 암반교란상수 D는 0~1의 범위(거의 교란되지 않은 경우 : 0, 매우 교란된 경우 : 1)를 가지며 터널굴착의 경우는 기계굴착이나 효과적인 제어발파 적용시는 D=0을 제안하고 있으나, 사면굴착의 경우는 제어발파 적용시에도 응력이완에 의한 암반교란이 불가피하여 D=0.7로 제안하고 있다.

3. Hoek-Brown 파괴기준에 의한

등가 Mohr-Coulomb 강도정수 산정

암반을 대상으로 한 지반구조물 해석시 불연속면 특성 등 암반의 공학적 특성을 고려할 수 있는 Hoek-Brown 파괴기준이 널리 이용되고 있으나, 서론에서 언급하였듯이 대부분의 수치해석 프로그램은 Mohr-Coulomb 파괴기준에 근거한 탄소성해석기법을 주로 이용하므로 Hoek-Brown 파괴기준에 의한 암반거동특성을 수치해석적으로 직접 모사하기는 어려운 실정이다.

따라서 일반적으로 현장 암반특성을 고려하여 산정된 암반재료상수와 주응력(σ₁ - σ₃)곡선으로부터 등가의 Mohr-Coulomb(이하 M-C) 강도정수를 산정하여 수치해석에 적

용하고 있다. 비록 이 방법은 Hoek-Brown(이하 H-B) 파괴기준에 의한 암반거동 특성을 정확하게 모사하지 못하더라도 실내 무결암 암석의 강도특성치를 일정비율 감소시켜 현장 암반 재료물성으로 이용하는 방법보다는 합리적이라 할 수 있다.

3.1 등가 Mohr-Coulomb 강도정수 산정 (1997년 기준)

H-B 파괴기준에 준하는 등가 M-C 강도정수의 이론적 해는 John. W. Bray가 1983년 Rankine Lecture에 발표한 이후 Hoek(1990, 1997)가 1차 회귀분석법에 의한 등가 M-C 강도정수 산정방법을 상세히 제시하였으며, M-C 파괴기준에 의한 최대/최소 주응력관계곡선은 선형이며 다음 식으로 표현된다.

$$\sigma'_1 = \sigma_{cm} + K\sigma'_3 \quad (8)$$

여기서, σ_{cm} : 암반의 일축압축강도

K : 주응력관계곡선의 기울기

$$\left(= \frac{1 + \sin\Phi'}{1 - \sin\Phi'} \right)$$

식 (8)로부터 강도정수 Φ', C'는 다음과 같다.

$$\Phi' = \sin^{-1}\left(\frac{K-1}{K+1}\right) \quad (9)$$

$$C' = \frac{\sigma_{cm}(1 - \sin\Phi')}{2 \cos\Phi'} \quad (10)$$

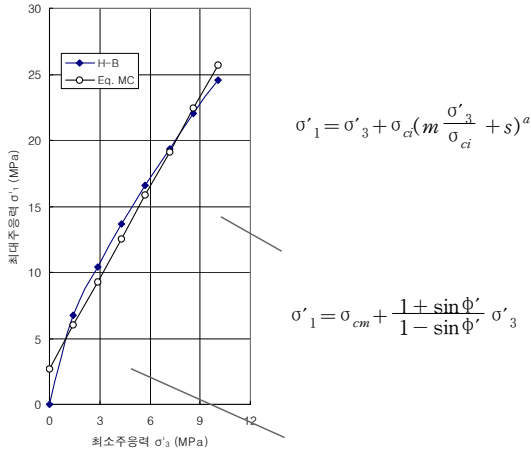


그림 1. 등가 Mohr-Coulomb 포락선

Hoek(1997)는 M-C 파괴기준 식 (8)과 H-B 파괴기준의 비선형 관계곡선 식 (2)와는 직접적인 상관관계는 없으나 많은 연구결과를 토대로, 무결암에 대한 일련의 삼축압축시험결과로부터 암반의 등가 M-C 강도정수 산정방법을 제시하였다.

산정방법을 간단히 요약하면, 무결암에 대한 삼축압축시험결과로부터 식 (3)을 이용하여 1차 선형회귀분석을 통해 무결암의 H-B 상수 m_i 및 σ_{ci} 을 결정하고, 현장 암반의 GSI를 평가한 후 현장 암반의 H-B 상수 m, s, a 를 결정한다. 이 상수들과 식 (2)를 이용하여 절리암반에 대한 삼축압축시험결과를 모사화하여 (σ'_1, σ'_3) 데이터를 산정한 후(이때 구속응력 σ'_3 범위는 $0 < \sigma'_3 < 0.25 \sigma_{ci}$ 이고 등간격의 8개 σ'_3 데이터를 이용하도록 제안, Hoek, 1997) 식 (8)에 의해 1차 선형회귀분석을 통해 σ_{cm} 및 K 값을 결정한다. 이로부터 등가 M-C 강도정수는 식 (9)와 (10)을 이용하여 산정한다.

본 방법은 H-B 비선형 주응력($\sigma'_1 - \sigma'_3$)관계곡선의 $0 < \sigma'_3 < 0.25 \sigma_{ci}$ 구간에서 1차 선형회귀분석법에 의한 직선의 기울기와 절편으로 M-C 모델의 강도정수 C', ϕ' 를 산정하는 것이다.

3.2 등가 Mohr-Coulomb 강도정수 산정 (2002년 기준)

상기의 방법으로 산정되는 등가 M-C 강도정수는 무결

암의 삼축시험결과로부터 절리암반의 삼축시험결과를 모사할 때 이용하는 최소주응력 σ'_3 의 범위에 매우 민감하다. 즉, 회귀분석구간의 범위에 따라 회귀분석 선의 기울기와 절편이 매우 민감하게 변화하는 것이다.

또한 3.1절의 방법은 해석대상 지반의 응력수준에 대한 고려없이 최소주응력의 범위를 무결암 일축압축강도의 0.25배로 가정함으로써, 특히 사면의 경우는 최소주응력 범위를 상당히 과대평가하게 되고 이는 결국 내부마찰각은 작고 점착력은 크게 산정되는 결과를 초래하게 된다.

Hoek 등(2002)은 터널구조물에 대하여 수치해석 등을 통해 최소주응력 상한값 σ'_{3max} 를 식 (14)과 같이 현장응력상태를 고려할 수 있도록 제안하였으며, 유사연구를 통해 사면에 대해서도 식 (15)을 제안하였다.

$$\text{【터널】} \quad \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (14)$$

여기서, γ : 암반의 단위중량

H : 토피고

$$\text{【사면】} \quad \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (15)$$

여기서, H : 사면높이

2002년의 수정된 등가 M-C 강도정수 산정법의 가장 큰 차이점은, 모사화된 절리암반 삼축압축시험결과로부터 1차 선형회귀분석을 통해 M-C 주응력 곡선을 구하는 것이 아니라 등가면적법(M-C Envelope 아래와 위 면적이 동일하게 되도록 작도)에 의해 구한다는 것이다. 즉, 이방법은 3.1절의 ①~④과정을 수행하고 회귀분석 과정없이 다음 식에 의해 등가 M-C 강도정수를 산정할 수 있다.

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am(s + m\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am(s + m\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (16)$$

$$C' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m\sigma'_{3n}](s + m\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am(s + m\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (17)$$

여기서, $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$

4. 암반사면 안정성 평가를 위한 해석방법 검토

4.1 Hoek-Brown 파괴기준의 적용

H-B 파괴기준에 준하는 등가 M-C 강도정수의 이론적 해를 처음으로 제시했던 John. W. Bray는 수치해석시 암반내 응력상태에 상관없이 일정 값의 강도정수를 사용하기 보다는 암반내 응력상태를 먼저 평가한 후 이 응력상태에 해당하는 등가 강도정수를 산정하여 적용하는 것이 가장 합리적인 방법이라고 제시하고 있다(Hoek, 2002). 따라서 본 연구에서는 암반사면을 대상으로 H-B 파괴기준에 의한 암반거동 특성을 좀 더 실제적으로 모사할 수 있도록 암반내 주응력 변화에 따른 강도정수 변화를 고려할 수 있는 수치해석 방법을 검토하고, 기존의 방법에 의한 해석결과와 비교 분석하였다.

본 연구에서 이용한 FLAC 2D 프로그램도 재료거동 모델로서 H-B 파괴기준 모델은 코딩되어 있지 않으나 프로그램 내장언어인 FISH를 이용하여 M-C 모델에 의해 H-B 파괴기준을 모사화할 수 있다. 3.1절과 3.2절에서와 같이 등가의 M-C 강도정수를 암반특성의 상수로서 해석하는 기존의 방법과 H-B 파괴기준의 비선형성을 고려할 수 있도록 본 연구에서 적용한 방법의 차이점을 요약하면 다음과 같다.

① H-B 파괴기준에 의한 등가 M-C 전단강도정수를 이용하되 FLAC 2D 프로그램 내장언어인 FISH를 이용하여 암반의 전단강도정수가 고유 특성치(상수)가 아니라 암반내 최소주응력 변화에 따른 변수로서 암반거동을 제어한다.

② 기존의 방법처럼 H-B ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) 관계곡선의 등가 선형 회귀분석 선의 기울기와 절편을 이용하는 것이 아니라 암반내 최소주응력을 평가하여, 이에 해당하는 ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) 관계곡선의 접선 기울기와 절편을 이용하여 등가 M-C 강도정수를 산정한다

이때, H-B ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) 곡선에 대한 암반내 임의지점의 최소주응력 σ'_3 에서의 접선의 기울기 K는 식 (2)를 편미분 함으로서 구할 수 있다.

$$K = \frac{\partial \sigma'_1}{\partial \sigma'_3} = 1 + a \cdot m \cdot \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1} \quad (18)$$

이때, ($\sigma'_1 - \sigma'_3$)곡선의 절편에 해당하는 암반의 일축압축강도 σ_{cm} 은 식 (2)와 식 (10)에 의해 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$\sigma_{cm} = \sigma'_1 - K\sigma'_3 = (1-K)\sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (19)$$

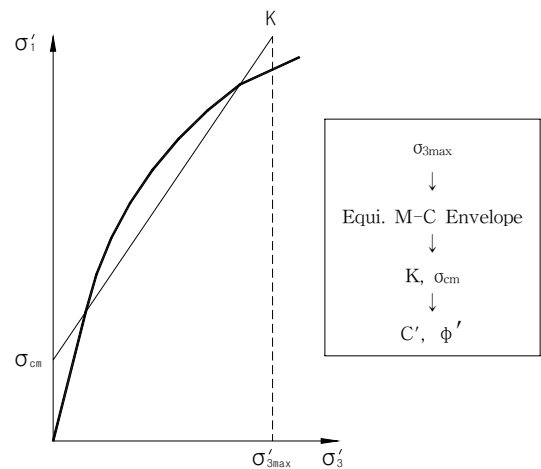
상기의 접선 기울기 K와 절편 σ_{cm} 을 이용하여 식 (11), (12)에 의해 등가 M-C 강도정수를 산정할 수 있으므로 식 (2), (18), (19)를 코딩하여 H-B 파괴기준의 비선형성을 고려한다.

③ 재료내 작용하는 최소주응력 (σ'_3) 지점에서의 접선(tangent) 곡선을 이용하므로, 해석지점마다 또는 해석이 진행됨에 따라 σ'_3 가 변화하게 되고 이로 인해 C' , ϕ' 값 또한 변화하므로 일정 해석 Step 마다 강도정수 C' , ϕ' 를 계속 업데이트 한다.

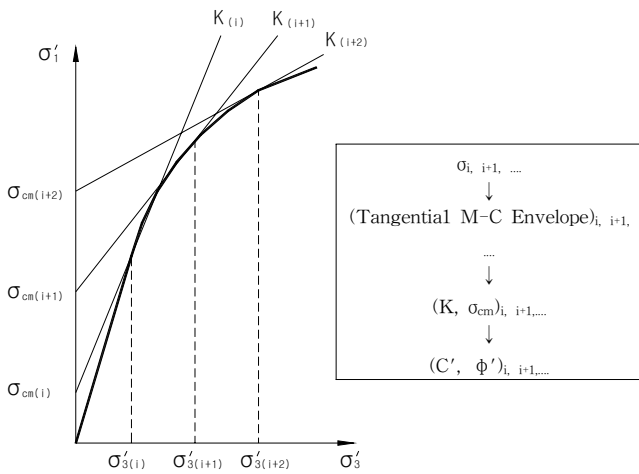
④ 암반의 파괴후 거동을 모사화하기 위하여 각각 잔류 강도상수 m_r 및 s_r 을 이용한다.

이때 m_r 및 s_r 은 Russo(1998)가 제안한 방법을 이용한다(GSIresidual = 0.36GSI).

⑤ 발파 및 응력이완으로 인한 암반 교란 영향을 고려한다(Hoek 등, 2002).



(a) 기존의 해석방법



(b) ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) 곡선의 비선형성 고려방법

그림 2. 해석방법 비교

상기의 방법을 적용하기 위해서는 해석지점별, 해석단계별 암반내 최소주응력을 산정해야 하는데 FLAC 2D 프로그램내에서 지반내 임의 지점(요소)의 최소주응력 σ'_3 는 임의 요소에 작용하는 3축 방향의 수직응력 σ'_{xx} , σ'_{yy} , σ'_{zz} 및 전단응력 τ_{xy} 를 이용하여 계산할 수 있다.

즉, 평면변형을 조건(x-y 평면)에서 σ'_{xx} , σ'_{yy} 를 이용하여 계산한 σ'_3 와 σ'_{zz} 값중 최소값을 임의 요소의 최소주응력으로 평가할 수 있으며, 이를 FISH로 코딩하여 수치해석에 적용하였다.

4.2 암반손상을 고려한 안정해석

2.2절에서 언급하였듯이 2002년 H-B 파괴기준은 발파나 응력이완에 의한 암반 교란 및 손상을 고려할 수 있도록 암반교란상수 D를 도입하고 있는데, 대상구조물(사면, 터널) 및 교란정도에 따른 적용치는 제안하고 있으나, 사면이나 터널굴착시 발파손상이나 응력이완시의 암반 손상영역에 대한 언급은 없다. 본 연구에서 암반 손상영역은 Hoek & Antonio(2001)가 제시한 연구결과를 이용하여 산정하였다. Hoek & Antonio(2001)는 23개 사면굴착현장에 대한 Abdullatif and Cruden(1983)의 사례연구결과를 토대로 암반 손상영역 Dzone의 범위를 사면높이

(H)에 대하여 다음과 같이 제안하였다.

- 대규모 채굴발파(조절발파 적용없이 자유면이 제한되는 경우) : Dzone = (2~2.5)H
- 조절발파는 적용하지 않았으나 자유면이 명확한 채굴발파 : Dzone = (1~1.5)H
- 하나 이상의 완충 발파열 적용과 같은 조절발파를 적용한 제한 채굴발파 : Dzone = (1~1.2)H
- 하나 이상의 완충 발파열 적용과 같은 조절발파를 적용한 자유면 채굴발파 : Dzone = (0.5~1)H
- 적극적인 조절발파를 적용한 자유면 채굴발파 : Dzone = (0.3~0.5)H

4.3 사면안정해석을 위한 강도감소법

일반적으로 유한차분법이나 유한요소법을 이용한 프로그램에서는 모델링되는 지반구조물에 대하여 직접적으로 안전율을 제시하지는 못하나, 강도감소법에 의해 사면의 안전율을 수치해석적으로 산정할 수 있다.

강도감소법에 의한 사면안정검토는 원지반의 전단강도정수 C' , ϕ' 에 대하여 비탈면이 안정한 경우, 강도정수 C' , ϕ' 를 일정비율로 감소시켜 일련의 수치해석을 수행함으로써, 불평형력 또는 변위가 수렴하지 않거나 소성영역이 광범위하게 발생한 경우의 감소율을 비탈면의 안전율로 산정하는 방법이다.

이때 일정비율(강도감소율, α)로 감소된 강도정수는 C'_r 및 ϕ'_r 는 다음과 같이 표현된다.

$$C'_r = \frac{C'}{\alpha} \tag{20}$$

$$\phi'_r = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi'}{\alpha}\right) \tag{21}$$

- 여기서, ϕ'_r : 감소된 내부마찰각
- C'_r : 감소된 점착력
- ϕ' : 원지반의 내부마찰각
- C' : 원지반의 점착력
- α : 강도감소율

5. Hoek-Brown 파괴기준에 의한 암반사면 연속체 해석

본 연구에서 제시한 암반사면 안정해석기법의 적용성을 검토하기 위하여, ○○고속철도 ○○공구 원안설계시의 대절취 사면을 대상으로 기존의 해석기법에 의한 연속체 해석과 연대별 H-B 파괴기준의 비선형성을 고려한 연속체 해석을 각각 수행하여 해석결과 및 사면 안정성 평가결과를 비교 분석하였다.

5.1 해석단면 및 해석사례

검토대상 해석단면은 암반사면 안정성의 예비평가기법인 평사투영법 및 SMR 평가, 한계평형해석결과를 토대로 붕괴 가능성이 있는 단면으로 설정하였으며, 모델링 단면 및 사면 제원은 그림 3과 같다.

성이 선행결정되어야 한다.

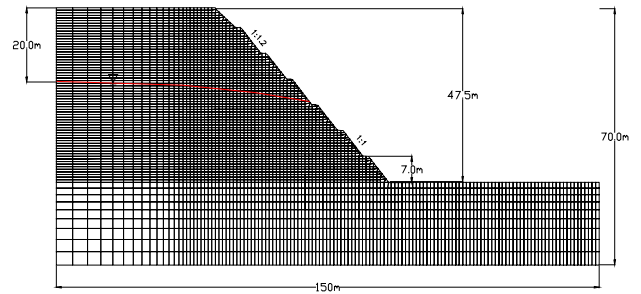


그림 3. 해석단면

본 검토대상 암반사면은 상부 약 5.0m는 토사층이 존재하고 있으나 절리가 매우 발달된 연-경암층으로 단순화하였으며 등방성 조건으로 해석을 수행하였다. 사면절취고는 약 47.5m의 대절취사면으로 지하수위 조건은 사면 상단 기준으로 약 GL-20.0m 이다.

본 연구에서 사용한 프로그램은 미국 Itasca사의 FLAC 2D 프로그램으로 해석모델은 Mohr-Coulomb 모델을 이용하였으며, 해석 Case 수는 총 9개 Case로서 표 2와 같다

표 2. 해석사례

구 분	A 방법	B 방법
해 석 방 법	Hoek-Brown 파괴기준의 등가 M-C 강도정수를 이용한 방법(3.1절, 3.2절 참조)	Hoek-Brown ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) 곡선의 비선형성을 고려한 방법
파 괴 기 준	1 1994년 Hoek-Brown 파괴기준 적용	-
	2 2002년 Hoek-Brown 파괴기준 적용(암반손상 미고려, D=0)	
	3 2002년 Hoek-Brown 파괴기준 적용(암반손상 고려, D=0.7)	
등가 M-C 강도정수 산정방법	a 1997년 산정법 적용(선형회귀분석법)	-
	b 2002년 산정법 적용(등가면적법)	-
해석 Case	A_1a, A_1b, A_2a, A_2b, A_3a, A_3b	B_1, B_2, B_3

1) 수치해석결과 비교분석을 위해, 1994년 파괴기준을 이용한 2002년 등가 M-C 산정법 해석 Case(A_1b)와 2002년 파괴기준을 이용한 1997년 등가 M-C 산정법 해석 Case(A_2a, A_3a)도 수행하였다.

2) 암반손상영역 Dzone은 “하나 이상의 완충 발파열 적용과 같은 조절발파를 적용한 제한 채굴발파: $D=(1 \sim 1.2)H$ ”에서 H =소단설치높이(7.0m)로 하여 $Dzone=7.0m$ 로 적용하였다.

5.2 암반 물성치 산정

2.2절에서 설명하였듯이, H-B 파괴기준의 절리암반재료상수 m, s, a 를 결정하기 위해서는 무결암의 일축압축강도 σ_{ci} , 무결암의 재료상수 m_i , GSI 등 세가지 암반특

검토대상 현장에서 수행한 시추조사시 채취한 무결암 암석시료에 대한 삼축압축시험결과와 지표지질조사 및 시료 육안관찰 등을 통해 산정된 σ_{ci}, m_i, GSI 는 다음 표와 같다.

표 3. 무결암 시료의 σ_{ci} , m_i 및 GSI

구 분	일축압축강도		m_i		GSI	
	σ_{ci} (kg/cm ²)		평 균	표준편차	평 균	표준편차
산정치	300	76	15	3.2	28	4.9

표 3.의 시험데이터를 토대로 본 해석에 적용한 입력물성치는 표 4, 표 5와 같다(A방법 적용물성치중 등가 M-C 강도정수는 5.2절에 제시하였음).

표 4. A방법 입력물성치

구 분	(a) 단위 중량 (tf/m ³)	(b) 포와송비 v	(c) 변형 계수 Em (GPa)	(d) 인장 강도 (MPa)	(e) Bulk M K (GPa)	(f) Shear M G (GPa)
A_1 Case	2.5	0.25	1.54	0.010	1.03	0.62
A_2 Case			1.54	0.009	1.03	0.62
A_3 Case			1.00	0.003	0.67	0.40

- 1) (a), (b) : 현장시험결과
- 2) (c) : 식 (4), (5)
- 3) (d) : 식 (6), (7)
- 4) (e) : $K = E_m / 3(1 - 2\nu)$
- 5) (f) : $G = E_m / 2(1 + \nu)$

표 5. B방법 입력물성치

구 분	Hoek-Brown 암반재료 상수						
	σ_{ci} (MPa)	(a)			(b)		
		m	s	a	m_r	s_r	a_r
B_1 Case	30.0	1.15	0.00034	0.50	0.60	0.000046	0.50
B_2 Case		1.15	0.00034	0.53	0.60	0.000046	0.58
B_3 Case		0.29	0.00003	0.53	0.11	0.000002	0.58

- 1) 단위중량 및 변형계수, 인장강도, K, G 값은 A방법과 동일
- 2) (a)는 표 1 참조 3) (b)는 4.1절 참조

5.3 Hoek-Brown 파괴기준에 의한 등가 Mohr-Coulomb 강도정수 산정

3.1절과 3.2절에서 제시한 1997년 기준 및 2002년 기준의 등가 M-C 강도정수 산정법에 따라 A방법 적용시의 암반의 점착력 및 내부마찰각을 산정한 결과는 그림 7, 표 6과 같다.

H-B 파괴기준의 비선형 주응력($\sigma'_1 - \sigma'_3$)곡선으로부터 등가의 M-C 포락선을 구하기 위하여, 1997년 기준은 1차 선형회귀분석법을 2002년 기준은 등가면적법을 이용한다.

이때, 등가 M-C 포락선을 구하기 위한 최소주응력 σ'_3 의 범위는 다음과 같다.

(1) 1997년 기준 : $0 < \sigma'_3 < 0.25 \sigma_{ci}$ ($= 0.25 \times 30.0 = 7.5 \text{ MPa}$)

(2) 2002년 기준 : $\sigma_{tm} < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$

- (D=0)

$$\sigma_{tm} = 0.009 \text{ MPa} \quad \gamma : 2.5 \text{ tf/m}^3,$$

$$H : 47.5\text{m} \quad \text{by 표 4.}$$

$$\sigma'_{3max} = (\sigma_{cm}) 0.72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} = 0.950 \text{ MPa}$$

by 식 (14)

- (D=0.7)

$$\sigma_{tm} = 0.003 \text{ MPa} \quad \text{by 표 4.}$$

$$\sigma'_{3max} = (\sigma_{cm}) 0.72 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} = 0.890 \text{ MPa}$$

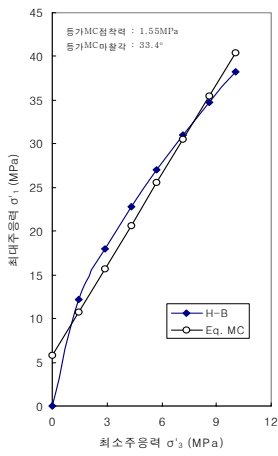
by 식 (14)

1994년 기준에 의한 등가 M-C 강도정수는 Spreadsheet Program을 이용하여 산정하였으며, 2002년 기준에 의한 강도정수는 Freeware Program인 "RocLab"(Rockscience Co.)을 이용하여 산정하였다.

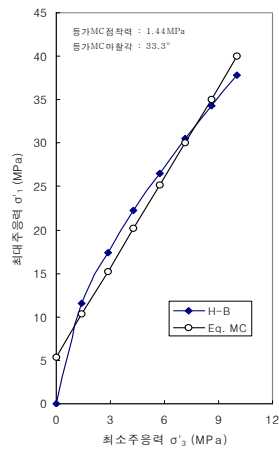
표 6. 등가 M-C 강도정수 산정결과

구 분	1997년 기준			2002년 기준		
	A_1a	A_2a	A_3a	A_1b	A_2b	A_3b
점착력 C (MPa)	0.96	0.85	0.85(0.48)*	1.17	0.28	0.28(0.17)*
내부마찰각 ϕ (°)	29.0	28.6	28.6(18.0)*	27.3	43.8	43.8(32.0)*

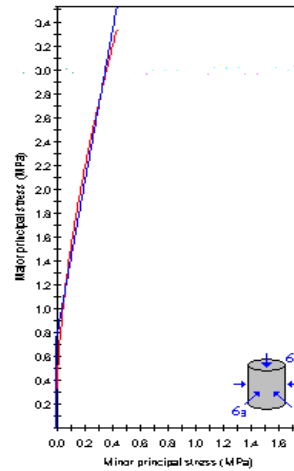
1) A_3a 및 A_3b 해석 Case의 ()은 암반손상영역의 강도정수



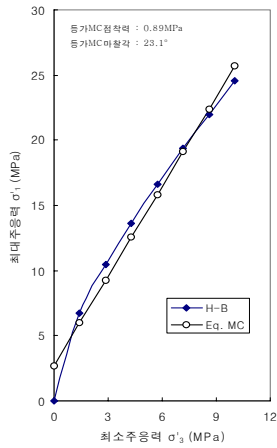
(a) A_1a Case



(b) A_2a Case



(c) A_3b Case



(c) A_3a Case

그림 4. 등가 M-C Envelope(1994년 기준)

그림 5. 등가 M-C Envelope

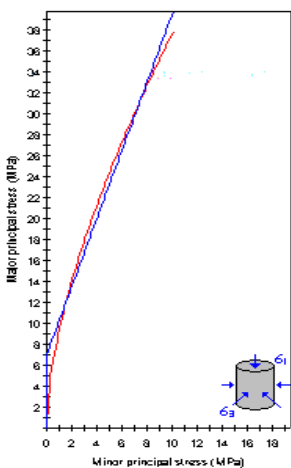
1997년 기준에 의한 등가 M-C 강도정수는 최소주응력 범위를 실제 현장 암반의 응력분포 고려없이 일정하게 무결암의 일축압축강도의 0.25배($0.25 \sigma_{ci}$)로 가정하여 산정하므로, 특히 사면인 경우는 최소주응력 상한범위를 과대 평가하게 된다. 상기 산정결과에 의하면 1994년 기준의 최소주응력 σ'_3 의 상한치(7.5MPa)가 2002년 기준상한치(0.890~0.950 MPa)보다 약 8배 이상 크게 평가되었다.

5.4 해석결과 및 비교분석

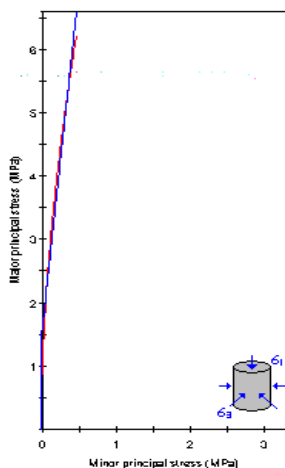
H-B 파괴기준에 의한 암반사면 안정성 평가를 위해 연속체 수치해석을 수행하는 경우, 등가 M-C 강도정수를 암반강도 상수로서 이용하는 기존의 방법(A방법)과 H-B 파괴기준의 비선형성을 고려하는 방법(B방법)을 적용한 총 8개 해석사례에 대한 수치해석결과를 비교하면 다음과 같다.

5.4.1 강도감소율에 따른 암반 전단강도정수 변화

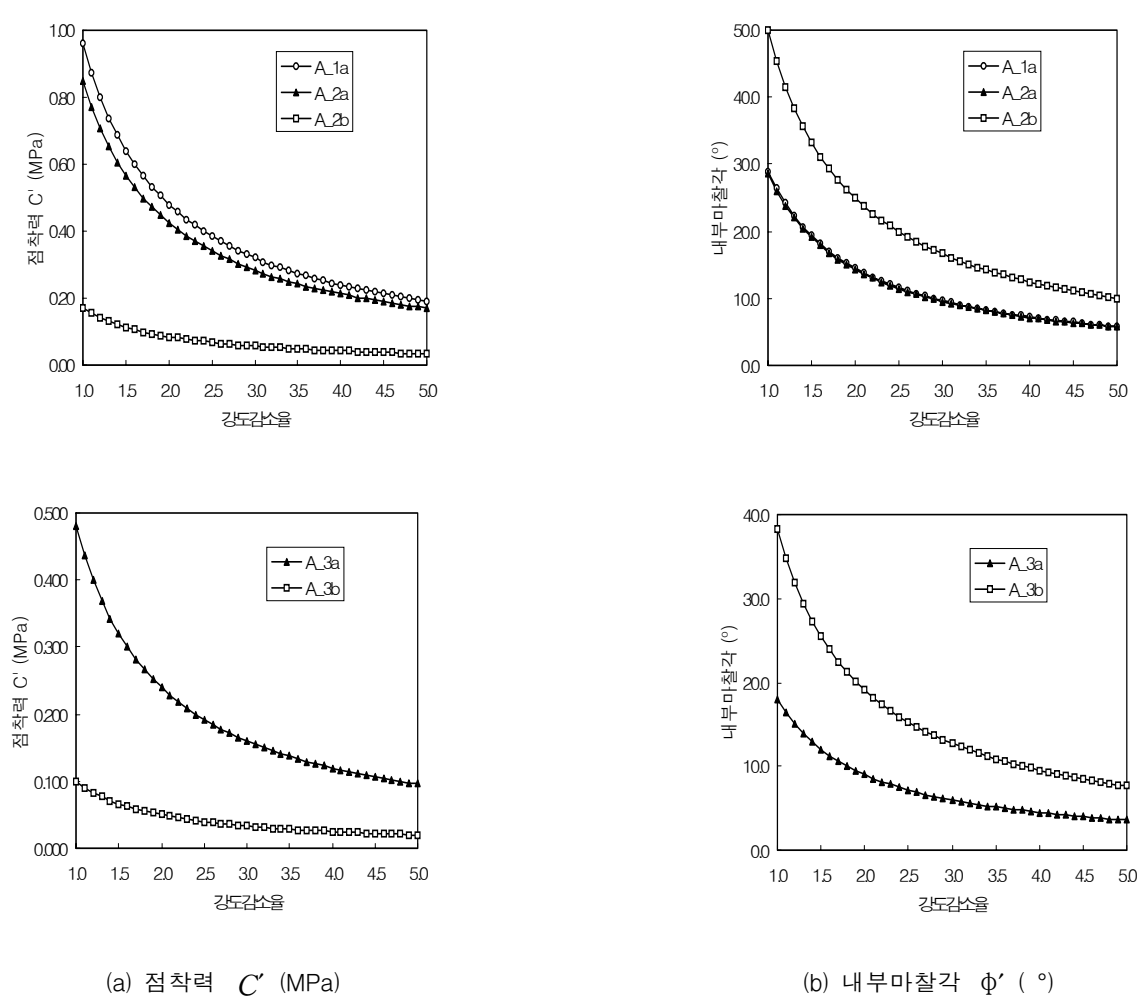
기존의 해석방법인 A방법의 경우는 H-B 파괴기준 ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) 곡선의 비선형성을 고려하지 못하고 등가의 M-C 강도정수를 암반강도 상수로서 적용하게 되며, 해석 Case 별 강도감소율 변화(식 (20), (21) 참조)에 따른 강도정수 변화를 도시하면 그림 6과 같다.



(a) A_1b Case



(b) A_2b Case



(a) 점착력 C' (MPa) (b) 내부마찰각 ϕ' (°)

그림 6. 강도감소율 변화에 따른 암반 전단강도정수 변화 (A방법)

표 6과 그림 6의 (a)와 같이 1997년 기준에 의해 산정된 점착력(A_1a, A_2a)은 2002년 기준에 의한 점착력(A_2b)보다 대략 3.5배정도 크게 평가되었으며, 마찰각은 0.6배 정도 작게 평가되었다.

또한, 2002년 기준에 도입된 암반손상영역에 대한 강도정수 변화 또한, 1997년 기준(A_3a)의 점착력 및 마찰각은 2002년 기준(A_3b)보다 약 각각 3배, 0.5배 과대/과소 평가되었다.

한편, 1994년 파괴기준(H-B 암반재료상수 m, s, a)에 2002년 등가 M-C 강도정수 산정법(등가면적법, $\sigma'_3=0.25\sigma_{ci}$)을 적용한 결과(A_1b Case), 1997년 강도정수 산정법보다 점착력은 더 크게, 마찰각은 더 작게 평가되는 결과를 나타내어, 수치해석시 A_1b 해석 Case는 생략하였다.

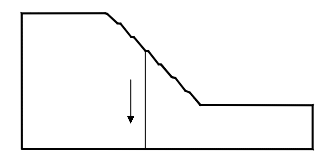


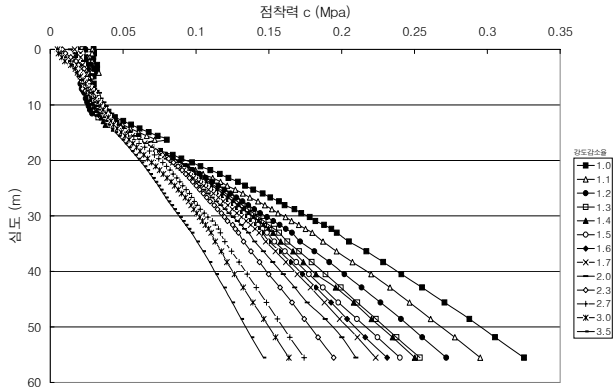
그림 7. 전단강도정수 측정위치

H-B 파괴기준의 비선형성을 고려할 수 있는 B방법의 경우는 암반내 주응력 분포에 따라 즉, 수치해석시 해석단 계별/해석위치별 최소주응력 σ'_3 의 값에 따라 암반강도정수가 변화하게 된다. 강도감소율(α) 변화에 따른 사면 중앙(그림 7.참조)에서의 심도별 전단강도 정수 변화는 그림 8, 9와 같다.

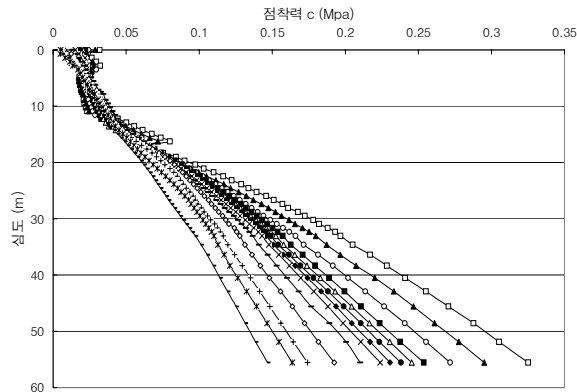
그림 8, 9에 의하면 각 해석 사례별 전단강도 정수의 차이는 크지 않은 것으로 나타났다.

B방법은 A방법과 달리, 암반내 응력분포에 따라 암반

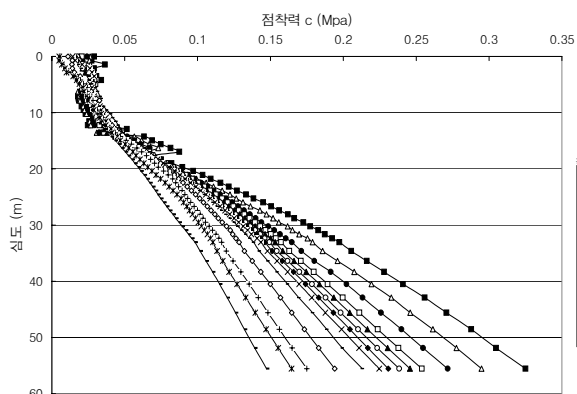
전단강도 정수를 평가하여 수치해석시 적용하므로, 해석시 점별/해석단계별 적용값이 변화하게 된다.



(a) B_1 방법



(b) B_2 방법



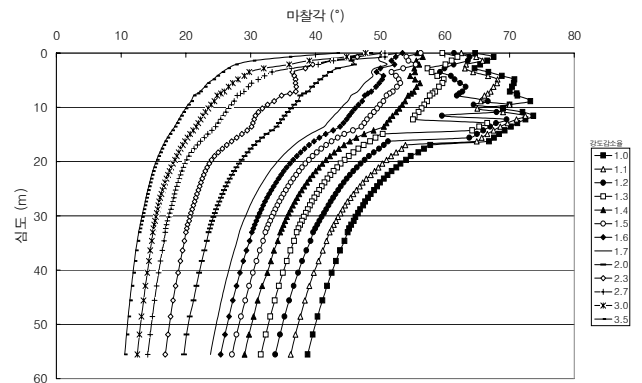
(c) B_3 방법

그림 8. 강도감소율 변화에 따른 심도별 암반 점착력 변화 (B방법)

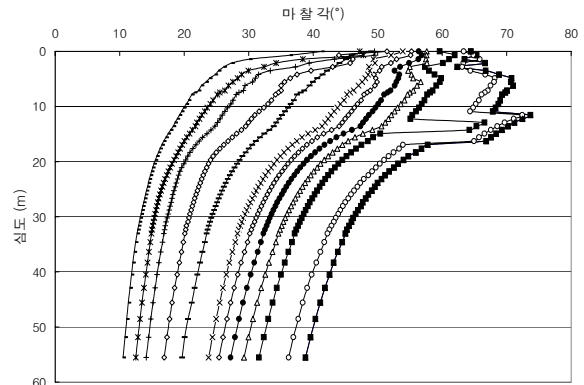
그림 2에서 알수 있듯이 암반내 응력분포는 사면 상부에서 하부로 갈수록 H-B 주응력($\sigma'_1 - \sigma'_3$)곡선의 시점부에서 후반부로 이동하므로, 그림 2(b)와 같이 심도가 깊어질수록 마찰각은 작아지고(접선기울기 감소) 점착력은 증대하게 된다(절편값 증가).

그림 8에서 전체적으로 점착력은 강도감소율과 관계없이 심도가 깊어짐에 따라 비례하여 증가하고 있으나, 심도 0~10m에서의 점착력은 선형적인 경향을 보이지 않고 있는데 이는 사면굴착시 응력이완에 의한 암반내 응력분포 변화에 기인하는 것으로 판단된다. 그림 9의 마찰각도 같은 경향을 나타내고 있으며, 또한 심도 약 13.0m 부근에서 마찰각이 갑자기 증가하는 경향(그림 8에서는 점착력 감소)을 보이는 데 이는 사면내 변형거동에 의한 응력분포 변화에 의한 것으로 판단되며 강도감소율이 증가함에 따라 그 영향은 거의 없는 것으로 나타났다.

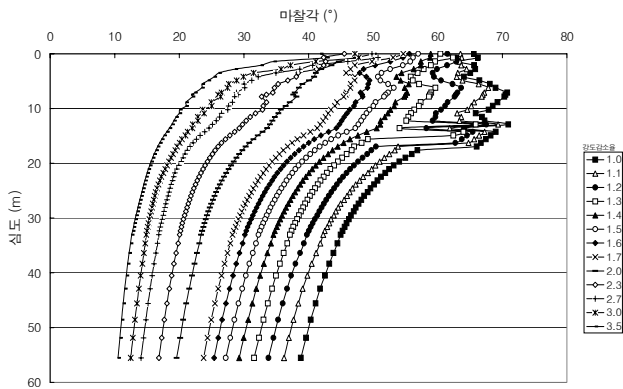
한편, 암반교란상수 D를 적용한 B_3 방법에서의 점착력 및 마찰각(심도 0~7.0m) D를 고려하지 않은 B_1, B_2보다 예상대로 모두 작게 평가되었다.



(a) B_1 방법



(b) B_2 방법

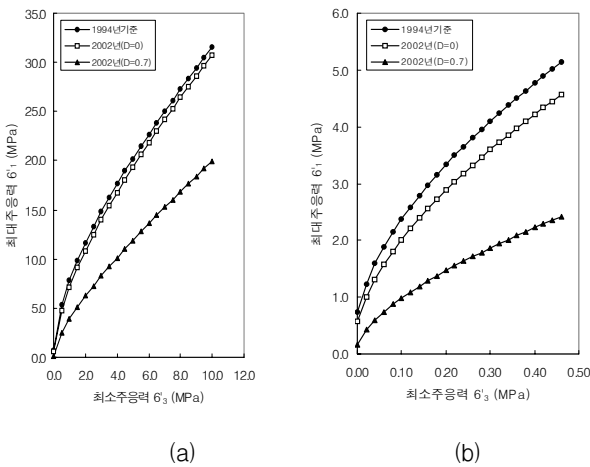


(c) B_3 방법

그림 9. 강도감소율 변화에 따른 심도별 암반 내부마찰각 변화 (B방법)

5.4.2 Hoek-Brown 주응력 ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) 곡선 비교

1994년 기준과 2002년 기준에 의한 H-B 주응력 곡선은 그림 10과 같다.



(a)

(b)

그림 10. Hoek-Brown 주응력 ($\sigma'_1 - \sigma'_3$) 곡선

그림 10의 (a)는 1997년 등가 M-C 강도정수 산정법에서 제시한 최소주응력 σ'_3 의 상한값 $0.25 \sigma_{ci}$ 에 대해서 도시한 것이며, 그림 (b)는 2002년 기준에서 제시한 σ'_{3max} (3.2절 참조)에 대하여 도시한 그림으로 (a) 곡선의 초반부에 해당하는 주응력 곡선이다 ($\sigma'_3 > 0$ 인 구간만 표시).

A방법 적용시의 등가 M-C 강도정수는 1997년 기준은 그림 10 (a) 곡선을 이용하여 등가 M-C 강도를 산정하게

되는데, 최소주응력 상한치를 $0.25 \sigma_{ci}$ 로 하여 과대 평가하므로 곡선 초반부의 그림 10 (b)를 이용하는 2002년 기준에 비하여 점착력은 크고 마찰각은 작게 평가하게 된다.

H-B 파괴기준의 비선형성을 고려한 B방법의 경우는 암반 내 주응력 분포를 고려할 때 그림 8의 (b)곡선 범위의 주응력 관계를 이용하게 되는데, (b)곡선에서 알 수 있듯이 임의의 최소주응력의 곡선에 대한 2002년 기준의 접선 (tangential line)은 1994년 기준에 비하여 곡선 시점부를 제외하고는 기울기는 작고 절편은 크게 되어, 점착력은 다소 크게 마찰각은 다소 작게 평가된다.

그림 10은 또한 발파 및 응력이완으로 인한 암반손상영역에 대한 주응력 관계곡선을 함께 도시하고 있는데 암반 비손상영역의 관계곡선과는 상당한 차이를 보여주고 있다.

5.4.3 해석방법에 따른 사면의 최소안전율

각 해석방법에 따른 암반사면의 최소안전율은 식 (20), (21)을 이용하여 강도감소율 α 에 의해 암반 전단강도정수를 일정비율(0.1 단위)로 감소시켜 해석을 수행하여, 각 해석단계에서 소성영역의 분포정도 및 불평형력 또는 변위가 수렴되지 않을 때의 강도감소율을 최소안전율로 산정하였다.

해석방법에 따른 암반사면의 최소안전율 및 사면정상부에서의 발생변위는 표 7과 같다.

표 7. 해석방법에 따른 최소 안전율 및 발생 변위

구 분	A 방법					B 방법		
	A_1a	A_2a	A_3a	A_2b	A_3b	B_1	B_2	B_3
최소안전율	3.40	3.20	3.20	2.00	1.90	2.00	2.00	1.90
최대변위 (cm)	1.63	1.72	2.76	1.94	2.59	1.87	1.89	2.70

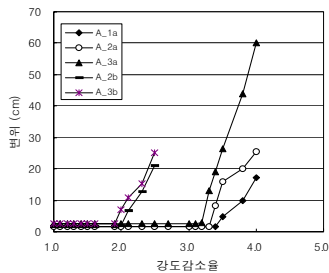
표 7에 나타난 각 해석방법의 최소안전율의 변화는 표 6. 및 5.4.1절에서 평가된 암반 전단강도정수 차이에 따른 예상된 결과라고 할 수 있다.

기존의 해석방법인 A방법의 경우, 전단강도정수 산정결과와 같이 2002년 수정 제안된 등가 M-C 강도정수 산정법에 의한 해석 Case(A_2b, A_3b)가 1997년 산정법에 의한 해석 Case(A_1a, A_2a, A_3a)보다 최소안전율이 0.6배 정도 작게 평가되었으며, H-B 파괴기준의 비선형

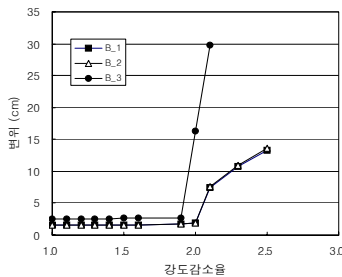
성을 고려한 B방법의 각 해석 Case별 최소안전율은 크게 차이가 없는 것으로 나타났다.

또한 다양한 사면 제원 및 암반물성 변화에 따른 해석결과 비교분석은 수행되지 못하였으나 본 연구결과만으로 볼 때, 2002년 등가 강도정수 산정법에 의한 해석 Case (A_2b, A_3b)와 B방법에 의한 최소안전율 산정결과와는 거의 유사한 것으로 나타났다.

한편, 그림 11은 강도감소율에 따른 변위 양상을 나타낸 것으로 표 7의 최소안전율을 기점으로 강도감소율 증가에 따라 변위가 급격하게 증가함을 알 수 있다. 결론적으로 전단강도정수 산정결과와 표 7의 최소안전율 산정결과에 의하면, 기존의 해석방법에 의한 암반사면 안정해석시에는 2002년 수정 등가 강도정수 산정법을 적용하는 것이 안전측 해석결과를 제시하는 것으로 평가되나, 암반거동 모델로서 H-B 파괴기준을 적절히 모사하기 위해서는 암반내 주응력분포의 비선형성을 고려한 B방법의 적용이 합리적이라고 판단된다.



(a) A 방법



(b) B 방법

그림 11. 강도감소율 변화에 따른 변위 양상

한편, A방법과 B방법 모두 암반손상영역을 고려한 경우는 고려하지 않은 경우보다 최소안전율이 약 0.1정도 작게 평가되었으며, 따라서 실제 사면굴착조건을 고려하고 안전

측 해석결과 도출을 위해서는 발파 및 응력이완에 의한 암반손상을 고려하는 것이 적절하다고 판단된다.

6. 결론

암반사면의 안정성을 평가하기 위한 연속체 해석시, Hoek-Brown 파괴기준의 비선형성을 고려할 수 있는 해석기법을 검토하고, ○○고속철도 ○○공구 대절취사면을 대상으로 한 수치해석결과를 비교 분석한 결과를 요약 정리하면 다음과 같다.

(1) 본 연구에서는 Hoek-Brown 파괴기준에 의한 암반사면 안정성 평가를 위해 연속체 수치해석을 수행하는 경우, 등가 Mohr-Coulomb 강도정수를 암반강도 상수로서 이용하는 기존의 방법과 Hoek-Brown 파괴기준의 비선형성을 고려하는 해석기법을 적용하여 수치해석을 수행한 결과의 비교분석을 통해 해석기법의 적용성을 평가하였다. 또한 최근 발표된 2002년 Hoek-Brown 파괴기준과 기존의 1994년 파괴기준 및 1997년, 2002년 등가 Mohr-Coulomb 강도정수 산정법의 차이점을 비교 검토하였다.

(2) Hoek-Brown 파괴기준에 의한 등가 Mohr-Coulomb 강도정수 산정시, 1997년 기준은 최소주응력 상한치를 현장 암반의 응력분포와 관계없이 $0.25 \sigma_{ci}$ 로 가정하여 최소주응력 상한치가 상당히 과대 평가되는 오류를 범하게 되므로, 현장 암반의 응력분포를 고려할 수 있도록 최근에 발표된 2002년 산정법의 적용이 적절한 것으로 평가되었다.

(3) 본 연구에서 수행한 수치해석결과와 비교분석에 의하면, Hoek-Brown 파괴기준의 비선형성을 고려한 해석방법이 등가 Mohr-Coulomb 강도정수를 암반 상수로서 이용하는 기존의 방법보다 안전측 해석결과를 나타낼 뿐만 아니라 현장 암반의 응력분포를 고려할 수 있는 보다 합리적인 해석기법으로 평가되었다.

(4) 사면굴착의 경우는 터널굴착과는 달리 제어발파를 적용하더라도 응력이완에 의한 암반교란이 불가피하므로, 사면안정해석시 실제 사면굴착 조건을 모사하고 또한 안전측 설계를 위해서는 암반손상영역의 고려가 적절한 것으로 판단되었다.

(5) Hoek-Brown 파괴기준의 비선형성을 고려할 수 있는 해석기법은 본 연구에서 수행한 암반사면 안정성 해석뿐만이 아니라 암반을 대상으로 한 터널 및 기초구조물의 연속체 해석에도 적용할 수 있을 것으로 평가되며 추후 이에 대한 연구가 이루어져야 할 것으로 판단된다.

(접수일자 : 2003년 5월 6일)

참 고 문 헌

1. Abdullatif, O.m. and Cruden, D.M.(1983), the Relationship between Rock Mass Quality and Ease of Excavation, Bull. Intl. Assoc. Eng. Geol No.28, 183-187.
2. Bieniawski, Z.T.(1978), Determining rock mass deformability- experiences from case histories, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 15, 237-247.
3. 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), 227-229.
4. Hoek, E.(1994), Strength of rock and rock masses, ISRM News Journal, 2 (2), 4-16.
5. Hoek, E.(1997), Practical Rock Engineering, A.A. Balkema Publishers, Chpt. 11.
6. Hoek, E.(2002), Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition, NARMS.
7. Hoek, E., and Antonio Karzulovic(2001), Hoek-Brown Criterion for surface mining.
8. Hoek, E. and Brown, E.T.(1980), Empirical strength criterion for rock masses. J. Geotech. Engng Div., ASCE, 106 (GT9), 1013-1035.
9. Hoek, E. and Brown, E.T.(1980), Underground Excavations in Rock, London, Instn Min. Metall.
10. Hoek, E. and Brown, E.T.(1997), Practical estimates of rock mass strength. Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts. 34 (8), 1165-1186.
11. 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), 151-160.
12. Hoek, E., Kaiser P.K. and Bawden W.F.(1995), Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam, Balkema.
13. Russo, G., Kalamaras, G.S. and Grasso, P.(1998), A discussion on the concepts of Geomechanical Classes, Behavior Categories and Technical classes for an Underground Project, Gallerie e Grandl Opere in Sotterraneo(54), 44-51.
14. Serafim, J.L. and Pereira, J.P.(1983), Consideration of the geomechanical classification of Bieniawski, Proc. int. symp. on engineering geology and underground construction, Lisbon 1(II), 33-44.
15. Sonmez, H., and Ulusay, R.(1999), Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to the stability of slopes, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 36 (6), 743-760.