

# Hoek-Brown 파괴기준에서 유도된 연속체암반의 전단강도를 적용한 깎기 암반사면 경사 결정 연구

## A Study on Decision of Cut Rock Slope Angle Applied Shear Strength of Continuum Rock Mass Induced from Hoek-Brown Failure Criterion

김형민<sup>1)</sup> · 이벽규<sup>2)</sup> · 우재경<sup>3)</sup> · 허익<sup>4)</sup> · 이준기<sup>4)</sup> · 이수곤<sup>†</sup>

Hyungmin Kim · Byokkyu Lee · Jaegyung Woo · Ik Hur · Junki Lee · Sugon Lee

Received: February 11<sup>th</sup>, 2019; Revised: February 21<sup>st</sup>, 2019; Accepted: April 9<sup>th</sup>, 2019

**ABSTRACT :** There are many cuts or natural rock slopes that remain stable for a long time in the natural environment with steep slopes (65° to 85°). In terms of design practice, the rock mass consisting of similar rock condition and geological structures is defined as a good continuum rock slope, and during the process of decision making angle of this rock slope, it will be important to establish the geotechnical properties estimating method of the continuum rock on the process of stability analysis in the early stages of design and construction. In this study, the stability analysis of a good continuum rock slope that can be designed as a steep slope proposed a practical method of estimating the shear strength by induced from the Hoek-Brown failure criterion, and in addition, the design applicability was evaluated through the stability analysis of steep rock slope. The existing method of estimating the shear strength was inadequate for practical use in the design, as the equivalent M-C shear strength corresponding to the H-B envelope changes sensitively, even with small variations in confining stress. To compensate for this problem, it was proposed to estimate equivalent M-C shear strength by iso-angle division method. To verify the design applicability of the iso-angle division method, the results of the safety factor and the displacement according to the change in angle of the cut slope constructed at the existing working design site were reviewed. The safety factor is FS=16~59 on the 1:0.5 slope, FS=12~52 on the 1:0.3 slope, most of which show a 10~12 percent reduction. Displacement is 0.126 to 0.975 mm on the 1:0.5 slope, 0.152 to 1.158 mm on the 1:0.3 slope, and represents an increase of 10 to 15%. This is a slightly change in normal proportion and is in good condition in terms of stability. In terms practical the working design, it was confirmed that applying the shear strength estimated by Iso-angle division method derived from the H-B failure criterion as a universal shear strength for a good continuum rock mass slope was also able to produce stable and economic results. The procedure for stability analysis using LEM (Limit Equilibrium Analysis Method) and FEM (Finite Element Analysis Method) will also be practical in the rock slope where is not distributed fault. The study was conducted by selecting the slope of study area as a good rock condition, establishing a verification for which it can be applied universal to a various rock conditions will be a research subject later on.

**Keywords :** Continuum rock mass slope, Equivalent M-C shear strength, Hoek-Brown failure criterion, Iso-angle division method

**요 지 :** 급경사(65°~85°)로 자연환경에서 장기간 안정한 상태로 유지되고 있는 깎기 또는 자연 상태의 암반사면이 다수 존재한다. 설계 실무측면에서 이와 유사한 암반상태 및 지질구조로 이루어진 지반을 양호한 연속체 암반사면으로 정의하고 있으며, 이 암반사면의 경사 결정 과정 중에 설계 및 시공 초기 단계의 안정해석 절차 단계에서 연속체 암반의 지반특성 평가방법을 수립하는 것이 중요하게 될 것이다. 이 연구에서는 급경사로 설계 가능한 양호한 연속체 암반사면의 안정해석 과정에서 지반정수 적용에 필요한 강도정수를 Hoek-Brown 파괴기준을 활용하여 실무적으로 산정하는 방안을 제안하고 이와 함께 급경사 암반사면의 안정해석을 통해 설계 적용성을 평가하였다. 기존 강도정수 산정방법은 작은 구속응력 변화에도 H-B파괴 포락선에 상응하는 등가 M-C강도정수가 민감하게 변화하므로 설계에서 실무적으로 활용하기가 부적합하였다. 이 문제점을 보완하기 위해 등각분할법으로 등가 M-C강도정수를 산정하는 방안을 제시하였다. 등각분할법의 설계 적용성을 확인하기 위해 기존 실시설계 현장에서 조성된 깎기 사면의 경사 변화에 따른 안전율 및 변위 결과를 검토하였다. 안전율은 1:0.5 사면에서  $F_s=16\sim59$ 이고, 1:0.3 사면에서  $F_s=12\sim52$ 이며, 대부분 10~12%의 감소를 보인다. 변위는 1:0.5 사면에서 0.126~0.975mm이고, 1:0.3 사면에서 0.152~1.158mm이며, 10~15%의 증가를 나타낸다. 이는 정규 비례의 미미한 변화이며, 안정성 측면에서는 양호한 상태이다. 설계 실무측면에서, H-B파괴기준에서 유도된 등각분할법으로 산정한 강도정수를 연구대상 암반사면과 유사한 양호한 암반에 대해 범용적인 강도정수로 적용하여도 안정적이고 경제적인 결과를 도출할 수 있다는 것을 확인하였다. 암반사면에 영향을 미치는 단층이 분포하지 않는 지반에서는 한계평형해석(LEM)과 유한요소해석(FEM)으로 안정 해석하는 절차도 실무적으로 무난한 것으로 검토되었다. 연구대상 사면을 양호한 상태의 암반조건으로 선정하여 연구를 수행하였으나 좀 더 다양한 암반조건(터널 포함)에 보편적으로 적용할 수 있는지에 대한 검증 작업은 추후 연구과제가 될 것이다.

**주요어 :** 연속체 암반사면, 전단강도정수, Hoek-Brown 파괴기준, 등각분할법

1) Ph.D Candidate, University of Seoul, Deptment of Civil Engineering

2) Chairman, GeoMecca Engineering Inc. LTD.

3) Executive Director, Cheil Engineering Co.

4) Department Head, Assistant Manager, Daeryun Engineering

† Professor, University of Seoul, Deptment of Civil Engineering (Corresponding Author : [sglee@uos.ac.kr](mailto:sglee@uos.ac.kr))

# 1. 서 론

급경사(65°~85°)로 오랜 기간 동안 자연환경에서 안정한 상태로 유지되고 있는 깎기 또는 자연 상태의 암반사면 등을 고려할 때, 이와 유사한 암반상태 및 지질구조로 이루어진 지반에서 경사 1:0.2~0.5 사면으로 조성이 가능할 것이다.

본 연구에서는 불연속구조의 분포 특성(특히 방향성)이 암반사면의 안정성에 영향을 미치지 않는 상태의 지반을 양호한 연속체 암반사면으로 정의하고 연구 대상 사면으로 설정하였다. 국토건설부(2016)에서 제정한 건설공사 비탈면 설계 기준의 깎기 사면 설계표준경사에 대한 지침 및 설명에 따르면, 지반강도정수에 관련된 내용은 다음과 같다.

‘현장 상황에 적합한 비탈면 경사를 설정할 때, 암반의 불연속구조 발달 상태와 지반강도 등을 종합적으로 검토한다. 이를 통해 각 지층의 지반정수를 산출한다. 이 지반정수를 적용하여 비탈면의 안정해석을 수행하고 안정성을 확인한다.’

이 내용은 암반의 불연속구조 발달상태를 중점으로 검토하고 사면 설계를 해야 한다는 것을 내포한 의미이지만, 불연속구조 발달 상태가 사면의 안정성에 영향을 미치지 않는 양호한 연속체 암반사면에서는 불연속구조의 분포상태나 영향 평가(Barton, 1995)보다는 연속체암반에 대해 합리적이고 실무적인 전단강도정수를 포함한 지반특성 평가 방법이 중요하게 된다. 양호한 연속체 암반사면의 경사 결정 과정에서, 사면 안정해석에 관련된 설계 및 시공 초기 과정의 절차 중에 Mohr-Coulomb(이하 M-C)강도정수 산정방법을 체계적으로 정립할 필요성이 있게 될 것이다. 이 연구에서는 급경사로 설계 가능한 양호한 연속체 암반사면의 안정해석 과정에서 필요한 강도정수를 Hoek-Brown(이하 H-B) 파괴기준(Hoek et al., 2002)을 활용하여 실무적으로 산정하는 방안을 제안한다. 이와 함께 현재 시공된 상태의 1:0.5 경사 사면과 1:0.3의 급경사(가상 경사) 암반사면에 이 제안 방안으로 산정한 강도정수를 적용하여 안정해석하고, 그 결과를 비교·검토하여 적용성을 평가하고자 한다.

이 양호한 연속체 암반비탈면에 대한 대표적인 불연속구조

분포 단면을 모식도로 표현하면 Fig. 1과 같다.

Fig. 1(a)은 3m 이상의 연속성이 있는 주 불연속구조들로 분포되어 있으나, 상호 연결성이 적으며 불연속구조의 방향이나 경사들이 비탈면의 안정성에 영향을 주지 않는다. 가상 파괴면에서의 강도정수는 불연속구조면의 전단강도에 영향을 받지 않는 상태의 횡단면이다. Fig. 1(b)는 5m 이상의 연속성이 있는 주 불연속구조들이 연결되어 있으나, 불연속구조의 방향이나 경사들이 비탈면의 안정성에 영향을 주지 않는 상태의 횡단면이다. Fig. 1(c)은 3m 이상의 연속성이 있는 주 불연속구조들이 비탈면의 안정성에 매우 유리한 방향으로 분포되어 있고, 상호 연결성이 거의 없다. 가상 파괴면에서의 강도정수는 불연속구조면 보다는 암석에 가까운 전단강도를 나타내는 경우의 횡단면이다.

논문내용을 게재할 지면의 한계로 Face Mapping 및 GSI 자료는 생략하고, 연구 결과를 증점적으로 기술한다.

## 2. H-B 파괴기준의 이론적 고찰

Hoek & Brown(1980)은 GSI(Geological Strength Index, 지질강도지수)라는 개념을 도입하여 절리가 많은 암반의 강도정수를 유추하는 암반 특성화 시스템을 발표하였다. Hoek et al.(2002)은 그동안의 축적된 자료를 종합하여 Generalized H-B 파괴기준(Hoek et al., 2002)을 수정·발표하였다. 응력변화를 고려한 수직응력-전단응력 관계도의 비선형 파괴포락선에서 중요한 선택 요소인 구속(수직)응력의 범위를 터널과 비탈면으로 구분하여 설정하고, 굴착방법에 따른 교란계수(D)기준을 제시한 것이 특징이다. H-B 파괴기준은 연속체 암반 거동모델해석에 적용성이 입증되었으며(Hoek & Brown, 1980), 전체 파괴포락선에서 암반에서의 불연속구조의 영향을 허용하고, 초기의 간단한 감소지수보다 훨씬 정교하다는 점에서 현재로서 가장 발전된 형태인 것으로 알려져 있다(Chun et al., 2003).

수정·보완하여 발표한 Generalized H-B 파괴기준식(2002)은 다음과 같다.

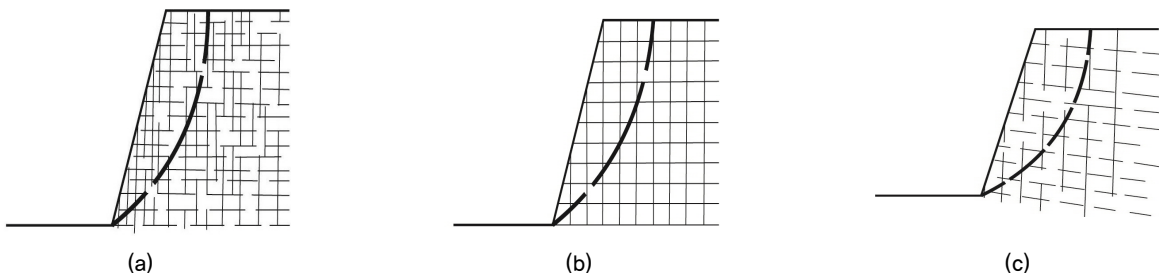


Fig. 1. Typical section of good continuum rock mass slope (a,b,c)

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

$\sigma'_1, \sigma'_3 =$  (최대, 최소) 유효주응력,  $\sigma_{ci}$  : 무결암의 일축 압축강도

- 특히  $m_b$ 은 강도 감소계수(Stress Reduction Factor)로 암석 물성에 따라 결정된다. 신선암은  $m_i$ 로 표현하고, 암석 삼축압축시험의 자료로부터 결정할 수 있다.

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

-  $s, a$  : 암반의 재료상수, 무결암에서는  $s = 1$  이다.

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

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

$D$  : 교란계수(발파손상이나 응력이완에 의한 교란정도를 나타냄)

$D = 0$ (자연 상태의 암반),  $D = 1$ (심하게 교란된 암반)

- 암반일축압축강도 ( $\sigma_c$ )는 Eq. (1)에  $\sigma'_3 = 0$ 를 대입하면,

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

- 인장강도( $\sigma_t$ )는  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$ 를 Eq. (1)에 대입하면,

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

수직응력( $\sigma_n$ )과 전단응력( $\tau$ )은 최대·최소 유효주응력으로 다음 식과 같이 표현된다.

$$\sigma_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{K-1}{K+1} \quad (7)$$

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

$$K = \frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} = 1 + a \cdot m_b \left( m_b \cdot \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{a-1} \quad (9)$$

$K$ 는 암반 내 임의의 최소 유효주응력( $\sigma'_3$ )에서의 접선 기울기

- 암반 변형계수는 무결암의 일축압축강도에 따라 구분하여 구한다.

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (10)$$

$\sigma_{ci} \leq 100MPa$ 에서 적용,  $\sigma_{ci} > 100MPa$ 에서는

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)} \quad (11)$$

- 대부분 지반해석 프로그램은 M-C 파괴기준을 적용하므로, 비선형 H-B 포락선에서 구속응력(최소주응력) 범위( $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$ )에 상응하는 등가 M-C전단강도정수를 결정할 필요가 있다. 등면적법(Balancing the areas)으로 구하며, 직접적으로 다음 식에 의해 마찰각과 접착강도를 구한다.

$$\phi'_m = \sin^{-1} \left[ \frac{6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (12)$$

$$c'_m = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a) \cdot s + (1-a)m_b \cdot \sigma'_{3n}] (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \cdot \sqrt{1 + \frac{6 \cdot a \cdot m_b (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (13)$$

위 식에서,  $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max}/\sigma_{ci}$ 이고, 구속응력의 상한( $\sigma'_{3max}$ )은 사면과 터널의 경우에 따라 다음 식으로 결정한다.

$$\text{사 면 : } \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0.72 \cdot \left( \frac{\sigma_{cm}}{r \cdot H} \right)^{-0.91} \quad (14)$$

$$\text{터 널 : } \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{cm}} = 0.47 \cdot \left( \frac{\sigma_{cm}}{r \cdot H} \right)^{-0.94} \quad (15)$$

$\sigma'_{3max}$ 는 최소주응력(구속응력)의 최대값(상한),  $r$ (암반 단위중량),  $H$ (사면 높이 또는 터널 토피고),  $\sigma_{cm}$ (암반강도)

### 3. 연속체 암반의 지반정수 산정 방법

전단강도정수(비선형 H-B 포락선에 상응하는 등가 M-C 접착력과 마찰각)를 산정하기 위해 각 암반구조물의 구속응력(최소주응력) 범위를 결정할 필요가 있다. Hoek는 Generalized H-B 파괴기준(2002)에서 암반구조물의 종류와 관계없이 일반적인 암반구조물의 구속응력 상한을  $\sigma'_{3max} = 1/4 \cdot \sigma_{ci}$ (Generalized)

로 할 것을 제시하고, 이 최대 구속응력 범위에 상응하는 범용적인 등가 M-C 강도 정수를 등면적법으로 산정할 것을 제안하였다. 터널과 사면에 대해서는 각각의 구속응력 최대 범위를 규정하였다(이론적 고찰 참조). 특히 사면에서는 구속응력 범위 설정에 따라 등가 M-C 전단강도정수 중 내부마찰각이 과대하게 산정되는 결과(양호한 암반에서, 45° 이상)가 나타나고, 사면높이가 달라짐에 따라 전단 강도가 민감하게 변화하여 설계실무 측면에서 적용하기가 곤란하였다. 이를 보완 하기 위해  $\sigma'_{3max} = \frac{1}{4}\sigma_{ci} (= \sigma_n)$ 인 지점에서 등각분할선을 작도하고 일반 암반구조물의 범용적인 전단강도를 산정하였다.

### 3.1 등각분할법 전단강도 산정 방법

H-B 파괴기준(2002)을 기반으로 하는 Roclab 프로그램을 활용하였으며 Fig. 2와 같이 작도하여 구한다(Marinos et al., 2005).

#### 3.1.1 작도법(Rocscience사의 Free ware인 RocLab 프로그램 활용)

- ① 무결암의 삼축압축시험 결과를 RocLab1.0(2002)에 입력하여 Hoek-Brown 상수  $m_i$ 와  $\sigma_{ci}$ 를 도출한다(Marinos et al., 2005).
- ② 교란계수(D)는 굴착 배면에 발파(굴착)에 의한 응력이 완이 불가피하게 발생되므로  $D=0.7$ 을 적용한다. 암반 재료상수( $m, s, a$ )는 교란계수(D)와 GSI값을 입력하여 구한다(Hoek, 2012).
- ③ Generalized Hoek-Brown criterion(2002)에 기초한 지반정수 산정과정에서  $\sigma'_{3max}$ 의 상한 범위를  $\frac{1}{4} \cdot \sigma_{ci}$  (generalized)로 설정함. 수직 및 전단응력 관계도에서  $\sigma'_{3max}$ (Generalized)에 해당하는  $\sigma_n$ 에서 H-B 전단강도

에 상응하는 M-C 강도정수 직선이 얻어진다. 설정된  $\sigma'_{3max}$  범위에 따른 H-B 접선⑥(최대값)와 H-B 접선①이 시작되는 점과 전단응력이 zero가 되는 점을 잇는 직선③(최소값)을 그린다. ⑥와 ③이 이루는 각( $\theta$ )의 중간( $\theta/2$ , 등각분할)에 해당되는 직선④를 전단응력 축으로 작도한다.

- ⑥라인: 응력  $\sigma'_{3max} = \frac{1}{4}\sigma_{ci} (= \sigma_n)$ 인 지점에서의 선형 Mohr 파괴포락선이며, 최대전단응력으로 과대하게 산출(Over Estimate)된다. 이 전단강도를 안정해석에 적용하는 경우에는 불안정 설계가 된다.
- ③라인: 응력  $\sigma'_{3max} = \frac{1}{4}\sigma_{ci} (= \sigma_n)$ 인 지점에서, 최소 전단강도 정수를 나타내는 직선으로 점착력이 제로(0)인 직선 파괴면으로 가정한 것이다. 전단응력의 최저값으로 안정해석 적용 시, 과다 설계(안정측)가 되어 비경제적인 설계가 된다.
- ④라인: ⑥라인과 ③라인이 이루는 각을 등각으로 작도하여 분할한 직선으로 전단응력 축과 만나는 지점을 점착력( $C_m$ )으로 하고, 이 ④라인의 기울기를 내부마찰각( $\Phi_m$ )으로 산정한다. 이 등각분할선은 H-B 비선형의 위아래를 균형 있게 지나가고, H-B 파괴포락선의 대부분 응력변화를 반영한다.

등각분할법은 실무적으로 산출하기 쉬운 장점과 함께 안정적이면서 경제적인 설계를 유도할 수 있을 것으로 사료된다. 전반적으로 일반 응력  $\sigma'_{3max} = \frac{1}{4}\sigma_{ci} (= \sigma_n)$  범위 내에서는 H-B 파괴포락선의 평균값과 유사하게 산정되는 결과를 나타내므로 양호한 암반에 대해 설계실무 측면에서 범용적으로 적용할 수 있을 것으로 기대된다.

## 4. 깎기 암반사면의 안정해석 방법 검토

깎기 사면의 해석방법에 대한 사례를 분석하기 위해 연속체암반을 포함한 실시설계 사례(77개의 프로젝트와 94개의 보고서를 분석)를 종합하여 정리하였다. 깎기 사면 높이는 대부분 20~30m이며, 길이(연장)는 30~100m 정도이다. 깎기 사면의 안정해석방법에는 크게 예비 안정해석, 한계평형해석, 유한요소해석 및 개별요소해석을 수행하였다. 사업 발주 방식에 따라 수행한 안정해석방법은 다소 차이가 있다. 평사투영해석을 포함한 SMR 분류에 의한 예비 안정성 검토는 전반적으로 수행하는 것으로 나타났다. 예비 안정성 검토에서 나타나는 결과에 관계없이, 최소안전율로 깎기 비탈면의 안정성을 평가하는 한계평형해석은 깎기 사면의 안정성 유무를 확인하는 차원에서, 각 유사 지반체의 단위로

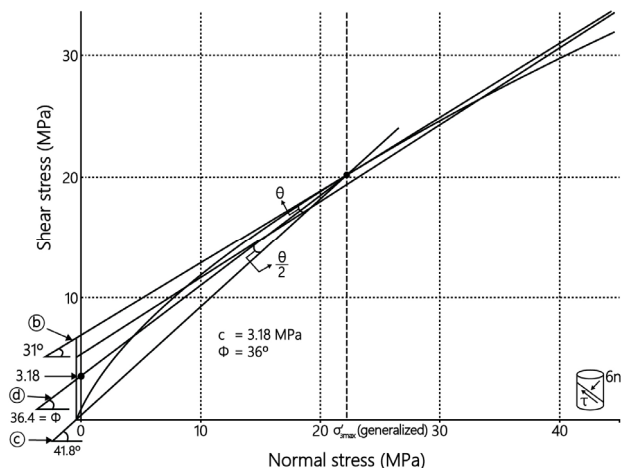


Fig. 2. Estimating method of shear strength in continuum rock slope

대표적인 횡단면을 선정하여, 대부분의 과업에서 실시하였다(Joh, 2004; Jung, 2012). 유한요소해석은 깎기 사면을 연속체 기반으로 구성된 것으로 간주하고 해석 모델링하는 경우에 주로 적용되었고, 단층 등의 중요한 지질 불연속구조가 분포하는 지반조건(변위가 중요)에서는 개별요소해석이 추가로 활용되었다. 안정해석 방법 시행빈도를 분석한 결과는 Fig. 3과 같다.

- 1) 예비 안정성 검토: 평사투영해석 및 SMR분류 방법으로 검토한다(Preliminary analysis).
- 2) 한계평형해석: 최소안전율 안정 기준 검토와 보강력 산출을 위해 수행한다(LEM).
- 3) 유한요소해석: 응력 및 변위 예측과 함께 계측의 안정 기준 값을 제시한다(FEM). 강도감소법(Strength reduction method)과 응력해석법(Stress analysis method) 등이 있다.
- 4) 개별요소해석: Key Block Failure(단층)의 안정성을 판단하기 위해 수행한다(DEM).

한계평형해석은 연속체지반으로 가정한 사면에 가장 일반적으로 사용하고 있으며, 주어진 조건에 대한 안전율을 확인하는 경우에 주로 풍화암을 포함한 토사층(표준구배로 설계)에서 파괴형상이 형성되고 안정한 것으로 나타났다. 유

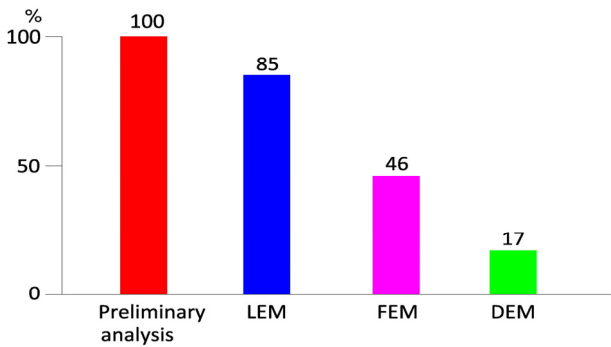


Fig. 3. Performance frequency of slope stability analysis

한요소해석은 안전계수에 의해 강도를 감소시켜가면서 사면이 파괴상태로 수렴할 때까지 반복적인 해석을 수행하여 안전율을 산정하는 강도감소법과 사면의 조건에 따라 계산된 응력값을 산정하는 응력해석법으로 구분하고 강도감소법은 보조적인 수단으로 활용하였다.

연구대상 기존 실시설계 현장의 암반사면에서는 깎기 사면 안정해석 기법으로 한계평형해석 및 유한요소해석을 활용하여 안정해석을 수행한다.

안전율을 산정하는 한계평형해석과 유한요소해석의 강도 감소법을 비교·분석한 결과, Fig. 4와 같이 한계평형해석에 의한 안전율이 상대적으로 작게 산출되었다. 이 연구에서 안전율을 구하는 검토에는 안전측이고 간편 해석이 가능한 한계평형해석을 수행하고, 응력 및 변위 예측을 위한 해석방법으로 유한요소해석의 응력해석법을 활용하였다.

## 5. 등각분할법 강도정수의 현장 적용성 평가

기존 실시설계 현장의 자료를 활용하여 평가하였다. 암석종류에 따른 연구대상 암반사면의 기존 실시설계 현장(깎기 사면 및 터널)은 다음과 같다(Yang, 2007).

- 화강암: 고속국도 제12호선 담양~성산간 확장공사
- 안산암: 거가대교 접속도로 장승포~유호 구간 건설공사
- 편마암: 고속국도 제12호선 담양~성산간 확장공사
- 괴상 사암: 거가대교 접속도로 장승포~유호 구간 건설공사
- 사암·니암 호층: 거가대교 접속도로 장승포~유호 구간 건설공사

기존 실시설계 깎기 비탈면 현장의 GSI산정 자료(Hoek & Bray, 1981; Hoek, 1994)와 암석 삼축압축시험 자료(Brown, 1981)를 Generalized H-B 파괴기준(2002)으로 기반한 RocLab 1.0 프로그램(지반정수 산정 S/W)에 입력하고, 결과물로 출

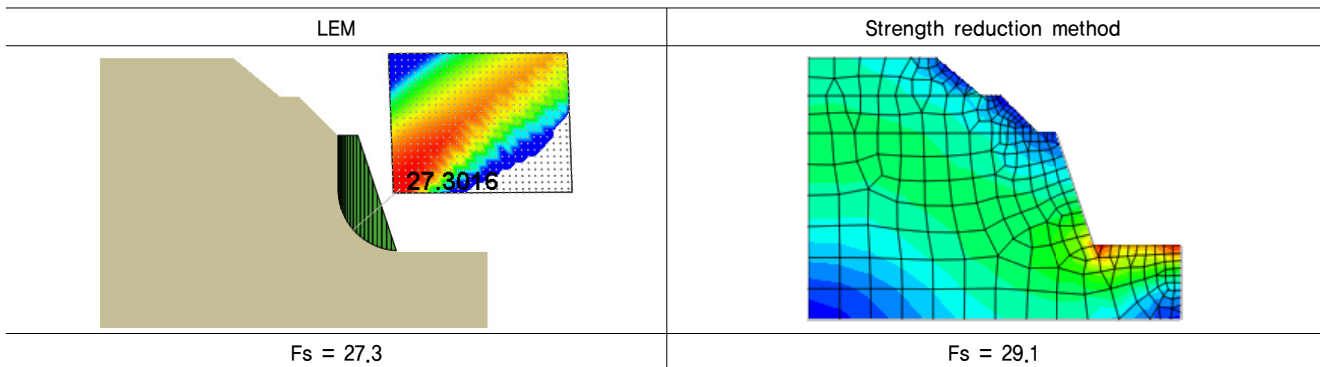


Fig. 4. Safety factor of limit equilibrium analysis and strength reduction method

력되는 수직 및 전단응력 관계도에서 등각분할법으로 작도하여 전단강도를 산정하였다(Fig. 2 참조). 이 전단강도정수를 한계평형해석과 유한요소해석의 입력 자료로 적용하여 현재 시공된 기존 실시설계 사면을 대상으로 안정해석을 수행하였다. 이 암반사면의 설계 및 시공 횡단면도의 경사는 1:0.5이며, 이 암반사면에 분포하는 불연속구조는 사면의 안정성에는 유리하게 나타나 있고, 지질 해머에 의한 암반강도는 경암으로 추정된다. 이 암반사면들은 양호한 연속체 암반사면으로 정의될 수 있다. 이 암반사면은 RMR=50~80 범위이고(Bieniawski, 1993; Palmstrom, 2005), 굴착기술과 암반녹화기술의 발달을 적용하면, 시간경과에 따른 이완이 적을 것으로 예상되므로 급경사도 가능할 것으로 추정된다. 설계 초기 단계에서, 이 양호한 연속체 암반사면들을 급경사(1:0.3)로 결정할 경우에, 등각분할법으로 산정한 전단강도를 안정해석 입력변수로 적용 가능함을 평가할 목적으로, 1:0.3으로 가정한 횡단면의 안정해석을 수행하고 경사 변화에 따른 안전율과 변위를 비교하였다. 각 암석종류별로 해석에 적용한 지반물성치와 해석결과를 정리하여 기술한다. 토사층은 표준경사로 형성되어 있고, 토사층과 암반층을 포함한 횡단면 전체를 대상으로 해석할 경우에 토사층 파괴형상에서 안정한 것으로 나타났다. 이 연구 목적에 부합하기 위해 암반층을 포함한 파괴형상이 형성되도록 파괴모델을 구현(전체를 암반으로 가정함)하고 안정 해석하였다.

## 5.1 화강암 사면

### 5.1.1 설계 지반정수

화강암의 설계지반정수 적용은 Table 1과 같다.

Table 1. Rock properties of granite

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_m$ (MPa)	$\Phi_m$ (°)	$E_m$ (MPa)	$\nu$
24.0	2.5	34	8,000	0.25

### 5.1.2 한계평형해석 결과 비교(사면 경사 1:0.3 과 1:0.5)

화강암 사면의 경사 1:0.3과 1:0.5에 대한 한계평형해석 결과는 Fig. 5와 같다.

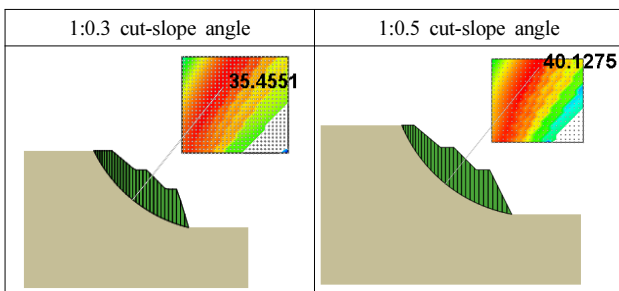


Fig. 5. LEM result in 1:0.3 and 1:0.5 cut-slope angle of granite

### 5.1.3 유한요소해석 결과 비교(사면 경사 1:0.3 과 1:0.5)

화강암 사면의 경사 1:0.3과 1:0.5에 대한 유한요소해석 결과는 Fig. 6과 같다.

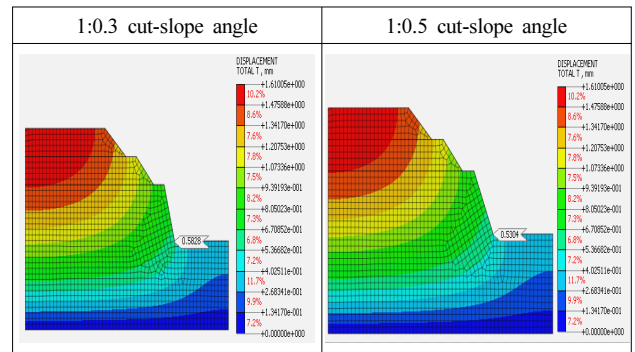


Fig. 6. FEM result in 1:0.3 and 1:0.5 cut-slope angle of granite

## 5.2 안산암 사면

### 5.2.1 설계 지반정수

안산암의 설계지반정수 적용은 Table 2와 같다.

Table 2. Rock properties of andesite

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_m$ (MPa)	$\Phi_m$ (°)	$E_m$ (MPa)	$\nu$
26	1.6	38	10300	0.22

### 5.2.2 한계평형해석 결과 비교(사면 경사 1:0.3 과 1:0.5)

안산암 사면의 경사 1:0.3과 1:0.5에 대한 한계평형해석 결과는 Fig. 7과 같다.

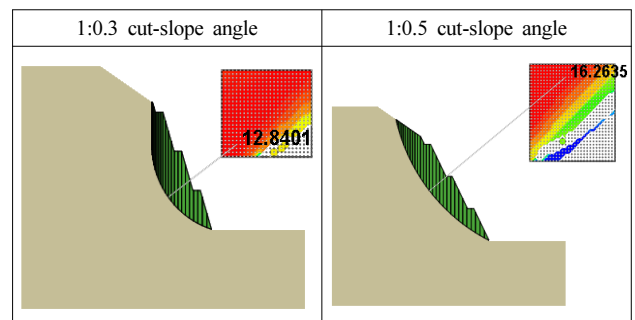


Fig. 7. LEM result in 1:0.3 and 1:0.5 cut-slope angle of andesite

### 5.2.3 유한요소해석 결과 비교(사면 경사 1:0.3 과 1:0.5)

안산암 사면의 경사 1:0.3과 1:0.5에 대한 유한요소해석 결과는 Fig. 8과 같다.

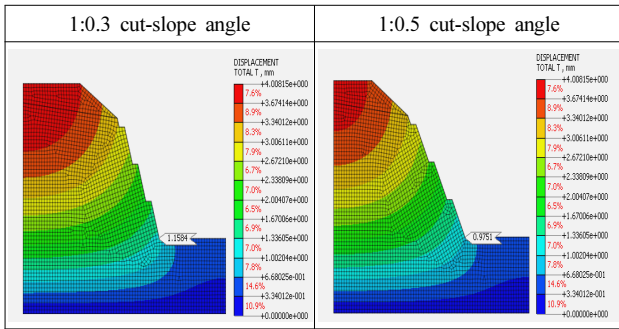


Fig. 8. FEM result in 1:0.3 and 1:0.5 cut-slope angle of andesite

### 5.3 편마암 사면

#### 5.3.1 설계 지반정수

편마암의 설계지반정수 적용은 Table 3과 같다.

Table 3. Rock properties of gneiss

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_m$ (MPa)	$\Phi_m$ (°)	$E_m$ (MPa)	$\nu$
24.0	2.5	34	10,400	0.25

#### 5.3.2 한계평형해석 결과 비교(사면 경사 1:0.3 과 1:0.5)

편마암 사면의 경사 1:0.3과 1:0.5에 대한 한계평형해석 결과는 Fig. 9와 같다.

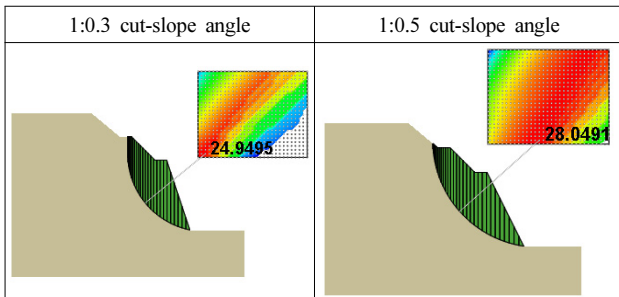


Fig. 9. LEM result in 1:0.3 and 1:0.5 cut-slope angle of gneiss

#### 5.3.3 유한요소해석 결과 비교(사면 경사 1:0.3 과 1:0.5)

편마암 사면의 경사 1:0.3과 1:0.5에 대한 유한요소해석 결과는 Fig. 10과 같다.

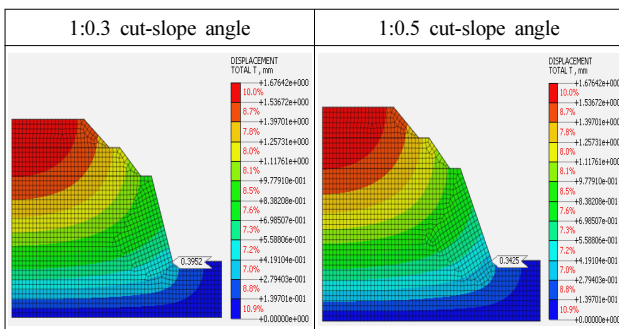


Fig. 10. FEM result in 1:0.3 and 1:0.5 cut-slope angle of gneiss

## 5.4 과상 사암 사면

### 5.4.1 설계 지반정수

사암의 설계지반정수 적용은 Table 4와 같다.

Table 4. Rock properties of sandstone (massive)

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_m$ (MPa)	$\Phi_m$ (°)	$E_m$ (MPa)	$\nu$
26	5.2	44	20,600	0.22

### 5.4.2 한계평형해석 결과 비교(사면 경사 1:0.3 과 1:0.5)

사암 사면의 경사 1:0.3과 1:0.5에 대한 한계평형해석 결과는 Fig. 11과 같다.

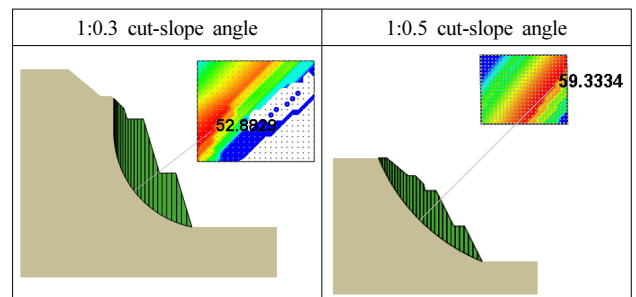


Fig. 11. LEM result in 1:0.3 and 1:0.5 cut-slope angle of sandstone

### 5.4.3 유한요소해석 결과 비교(사면 경사 1:0.3 과 1:0.5)

사암 사면의 경사 1:0.3과 1:0.5에 대한 유한요소해석 결과는 Fig. 12와 같다.

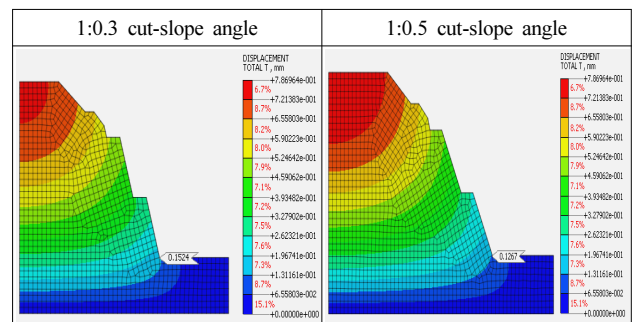


Fig. 12. FEM result in 1:0.3 and 1:0.5 cut-slope angle of sandstone

## 5.5 사암·니암 호층 사면

### 5.5.1 설계 지반정수

사암·니암 호층의 설계 지반정수 적용은 Table 5와 같다.

Table 5. Rock properties of sandstone and siltstone interbedded layer

$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_m$ (MPa)	$\Phi_m$ (°)	$E_m$ (MPa)	$\nu$
23	2.0	34	6,500	0.26

### 5.5.2 한계평형해석 결과 비교(사면 경사 1:0.3 과 1:0.5)

사암·니암 호층 사면의 경사 1:0.3과 1:0.5에 대한 한계평형해석 결과는 Fig. 13과 같다.

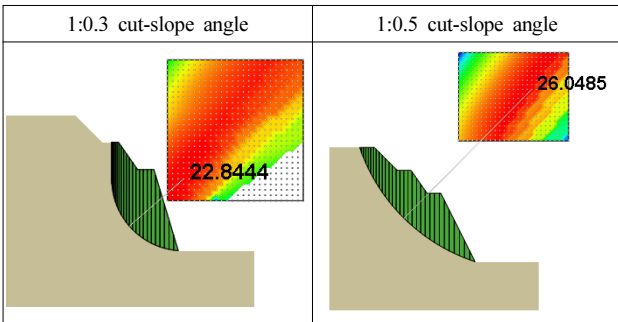


Fig. 13. LEM result in 1:0.3 and 1:0.5 cut-slope angle of interbedded layer

### 5.5.3 유한요소해석 결과 비교(사면 경사 1:0.3 과 1:0.5)

사암·니암 호층 사면의 경사 1:0.3과 1:0.5에 대한 유한요소해석 결과는 Fig. 14와 같다.

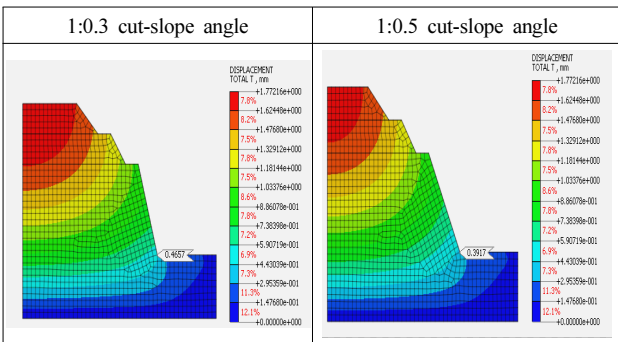


Fig. 14. FEM result in 1:0.3 and 1:0.5 cut-slope angle of interbedded layer

Table 6. Rock properties of iso-angle division at working design

Class.	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_m$ (MPa)	$\Phi_m$ (°)	$E_m$ (MPa)	$\nu$
Granite	24	2.5	34	8,000	0.25
Andesite	26	1.6	38	10300	0.22
Gneiss	24	2.5	34	10,400	0.25
Sandstone (massive)	26	5.2	44	20,600	0.22
Interbedded layer	23	2.0	34	6,500	0.26

Table 7. Stability analysis result in 1:0.5 and 1:0.3 cut-slope angle

Class.	LEM (Fs)		FEM (displacement: mm)	
	1: 0.5	1: 0.3	1: 0.5	1: 0.3
Granite	40.12	35.45	0.530	0.582
Andesite	16.26	12.84	0.975	1.158
Gneiss	28.04	24.94	0.342	0.395
Sandstone (massive)	59.88	52.88	0.126	0.152
Interbedded layer	26.04	22.84	0.391	0.465

### 5.6 종합 분석

실제 기존 설계 암반사면인 1:0.5 횡단면도와 이를 급경사로 가정한 1:0.3 횡단면도의 지층에 등각분할법으로 산정한 강도정수를 적용하여 수치 해석한 결과를 표로 정리하면 Table 6 및 Table 7과 같다.

암반사면 경사를 1:0.5에서 1:0.3로 변환할 때, 한계평형해석 결과는 안전율 10~15%의 감소를 보인다. 안산암에서는 암반의 불연속구조 분포상태에 따라 약 20%의 안전율 감소를 보이나, 전반적으로 12% 내외의 감소를 나타낸다. 유한요소해석 결과는 암반사면 경사를 1:0.5에서 1:0.3으로 변환할 때, 변위는 8~15%의 증가를 보인다. 양호한 암반사면의 경우에, 사면 경사를 1:0.5에서 1:0.3으로 변환함에 따른 안전율과 변위의 변화 양상은 유사하고, 변화폭도 미미한 것으로 나타나 전반적으로 안정성을 확보하는 것으로 확인된다. 양호한 연속체 암반사면의 경사를 고각(1:0.3)으로 결정하고, 사면의 안정해석에 입력되는 지반강도정수는 등각분할법으로 산정한 전단강도정수를 적용하여도 안정적이고 경제적인 설계가 될 것으로 기대된다. 양호한 연속체 암반의 전단강도 산정방법이 비교적 간단하고, 전반적인 구속응력범위를 포함하므로, 설계에 실무적이고 범용적으로 적용할 수 있을 것이다.

### 6. 결론 및 제언

- (1) 장기간 급경사(65°~85°)로 자연환경에서 안정한 상태로 유지되고 있는 깎기 또는 자연 상태의 암반사면과 유사한 암반상태 및 지질구조로 이루어진 지반을 양호한



연속체 암반사면으로 정의하고, 설계 및 시공 초기 과정의 안정해석 절차 중에 연속체 암반의 지반특성 평가방법이 중요하게 될 것이다. 이 연구에서는 급경사로 설계 가능한 양호한 연속체 암반사면의 안정해석과정에서 필요한 강도정수를 H-B 파괴기준을 활용하여 실무적으로 산정하는 방안을 제안하고 이와 함께 급경사(1:0.3) 암반사면의 안정해석을 통해 적용성을 평가하였다.

- (2) 기존 전단강도정수 산정방법은 작은 구속응력 변화에도 H-B파괴 포락선에 상응하는 등가 M-C강도정수가 민감하게 변화하므로 설계에서 실무적으로 활용하기가 부적합하다. 결과적으로 불안정설계나 과다설계가 되기 쉽다. 이 문제점을 보완하기 위해 등각분할법으로 등가 M-C강도정수를 산정하는 방안을 제시하였다.
- (3) 등각분할법의 설계 적용성을 확인하기 위해 기존 실시 설계 현장에서 조성된 깎기 사면의 경사 변화(1:0.5(실제 단면)에서 1:0.3(가상 단면)으로 변화)에 따른 안전율 및 변위 결과를 검토하였다. 안전율은 1:0.5 비탈면에서  $F_s=16\sim 59$ 이고, 1:0.3 비탈면에서  $F_s=12\sim 52$ 이며, 대부분 10~12%의 감소를 보인다. 변위는 1:0.5 비탈면에서 0.126~0.975mm이고, 1:0.3 비탈면에서 0.152~1.158mm이며, 10~15%의 증가를 나타낸다. 이는 정규 비례의 미미한 변화이며, 안정성 측면에서는 양호한 상태이다.
- (4) 설계실무 측면에서, H-B파괴기준에서 유도된 등각분할법으로 산정한 전단강도정수를 연구대상 암반비탈면과 유사한 양호한 연속체암반에 대해 범용적인 전단강도로 적용하여도 안정적이고 경제적인 결과를 도출할 수 있다는 것을 확인하였다.
- (5) 암반 비탈면에 영향을 미치는 단층이 분포하지 않는 지반에서는 한계평형해석(LEM), 유한요소해석(FEM)으로 해석하는 것을 제안한다.
- (6) 연구대상 비탈면을 양호한 상태의 암반조건으로 설정하여 연구를 수행하였으나 좀 더 다양한 암반조건에 적용할 수 있는지에 대한 보편성 측면에서의 실무적인 이론 정립은 추후 연구 과제가 될 것이다.

## References

1. Barton, N. (1995), The influence of joint properties in modelling jointed rock masses, Keynote Lecture. In : 8th Cong. ISRM.
2. Bieniawski, Z. T. (1993), Classification of rock masses for engineering: The RMR system and future trends, In Comprehensive rock engineering, pp. 553~573.
3. Brown, E. T. (1981), Rock characterization, testing and monitoring- ISRM suggested methods, pp. 171~183.
4. Chun, B. S., Lee, J. M., Choi, H. S. and Seo, D. D. (2003), Numerical study on the stability analysis of rock slope considering non-linear characteristics of Hoek-Brown failure criterion, Journal of the Korean geo-environmental society, Vol. 4, Issue. 2, pp. 77~91 (In Korean).
5. Hoek, E. and Bray, J. W. (1981), Rock slope engineering, The institution of mining and metallurgy, London, pp. 83~117.
6. Hoek, E. (1994), Strength of rock and rock masses, ISRM news journal 2(2), pp. 4~16.
7. Hoek, E. and Brown, E. T. (1980), Empirical strength criterion for rock masses, J. Geotech. Eng. Div., pp. 1013~1035.
8. Hoek, E., Carranza-Torres C. and Corkum B. (2002), Hoek-Brown failure criterion-2002 edition, Proc. NARMS-TAC Conference, pp. 267~273.
9. Joh, J. H. (2004), Numerical study on rock slope stability analysis by non-linear Hoek-Brown failure criterion, Master's thesis, Hanyang University (In Korean).
10. Jung, J. H. (2012), A Study on stability of rock slope by shear strength, Master's thesis, Deajeon University (In Korean).
11. Hoek, E. (2012), Blast Damage Factor D, Technical note for RocNews, pp. 1~7.
12. Marinos, V., Marinos, P. and Hoek, E. (2005), The geological strength index : applications and limitations, Bull. Eng. Geol. Environ., pp. 55~65.
13. Palmstrom, A. (2005), Measurements of correlations between block size and rock quality designation (RQD), Tunnels and Underground Space Technology, pp. 362~377.
14. Yang, K. H. (2007), A comparative study on stability analysis of rock-cut slope using shear strength reduction method, Master's thesis, Sungkyunkwan University (In Korean).