

연속체 암반비탈면의 강도정수 산정 연구

A Study on Estimating Shear Strength of Continuum Rock Slope

김형민 ¹	Kim, Hyung-Min	이수곤 ²	Lee, Su-gon
이벽규 ³	Lee, Byok-Kyu	우재경 ⁴	Woo, Jae-Gyung
허익 ⁵	Hur, Ik	이준기 ⁶	Lee, Jun-Ki

Abstract

Considering the natural phenomenon in which steep slopes (65°~85°) consisting of rock mass remain stable for decades, slopes steeper than 1:0.5 (the standard of slope angle for blast rock) may be applied in geotechnical conditions which are similar to those above at the design and initial construction stages. In the process of analysing the stability of a good to fair continuum rock slope that can be designed as a steep slope, a general method of estimating rock mass strength properties from design practice perspective was required. Practical and generalized engineering methods of determining the properties of a rock mass are important for a good continuum rock slope that can be designed as a steep slope. The Generalized Hoek-Brown (H-B) failure criterion and GSI (Geological Strength Index), which were revised and supplemented by Hoek et al. (2002), were assessed as rock mass characterization systems fully taking into account the effects of discontinuities, and were widely utilized as a method for calculating equivalent Mohr-Coulomb shear strength (balancing the areas) according to stress changes. The concept of calculating equivalent M-C shear strength according to the change of confining stress range was proposed, and on a slope, the equivalent shear strength changes sensitively with changes in the maximum confining stress (σ'_{3max} or normal stress), making it difficult to use it in practical design. In this study, the method of estimating the strength properties (an iso-angle division method) that can be applied universally within the maximum confining stress range for a good to fair continuum rock mass slope is proposed by applying the H-B failure criterion. In order to assess the validity and applicability of the proposed method of estimating the shear strength (A), the rock slope, which is a study object, was selected as the type of rock (igneous, metamorphic, sedimentary) on the steep slope near the existing working design site. It is compared and analyzed with the equivalent M-C shear strength (balancing the areas) proposed by Hoek. The equivalent M-C shear strength of the balancing the areas method and iso-angle division method was estimated using the RocLab program (geotechnical properties calculation software based on the H-B failure criterion (2002)) by using the basic data of the laboratory rock triaxial compression test at the existing working design site and the face mapping of discontinuities on the rock

1 정회원, 서울시립대학교 대학원 토목공학과 박사과정 (Member, Ph.D Candidate, Dept. of Civil Engr., Univ. of Seoul, Tel: +82-2-526-7681, Fax: +82-2-574-8720, geokor@daum.net, Corresponding author, 교신저자)

2 정회원, 서울시립대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engr., Univ. of Seoul)

3 비회원, ㈜새터기술 대표이사 (President, Saeter Tech. Co. LTD.)

4 비회원, ㈜제일엔지니어링 부사장 (Vice President, Cheil Engr. Co. LTD.)

5 비회원, ㈜대륜엔지니어링 부장 (General Manager, Daeryun Engr.)

6 정회원, ㈜대륜엔지니어링 대리 (Member, Assistant Manager, Daeryun Engr.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2019년 11월 30일까지 그 내용을 확회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

slope of study area. The calculated equivalent M-C shear strength of the balancing the areas method was interlinked to show very large or small cohesion and internal friction angles (generally, greater than 45°). The equivalent M-C shear strength of the iso-angle division is in-between the equivalent M-C shear properties of the balancing the areas, and the internal friction angles show a range of 30° to 42°. We compared and analyzed the shear strength (A) of the iso-angle division method at the study area with the shear strength (B) of the existing working design site with similar or the same grade RMR each other. The application of the proposed iso-angle division method was indirectly evaluated through the results of the stability analysis (limit equilibrium analysis and finite element analysis) applied with these the strength properties. The difference between A and B of the shear strength is about 10%. LEM results (in wet condition) showed that F_s (A) = 14.08~58.22 (average 32.9) and F_s (B) = 18.39~60.04 (average 32.2), which were similar in accordance with the same rock types. As a result of FEM, displacement (A) = 0.13~0.65 mm (average 0.27 mm) and displacement (B) = 0.14~1.07 mm (average 0.37 mm). Using the GSI and Hoek-Brown failure criterion, the significant result could be identified in the application evaluation. Therefore, the strength properties of rock mass estimated by the iso-angle division method could be applied with practical shear strength.

요 지

암반으로 구성되어 있는 급경사(65°~85°)비탈면이 장기간 안정한 상태로 유지되고 있는 자연현상을 고려할 때, 설계 및 초기 시공 단계에서 위와 유사한 지반 상태로 이루어진 깎기 암반비탈면에 대해 1:0.5(발파암 경사 기준)보다 급한 경사를 적용할 수 있을 것이다. 급경사로 설계 가능한 양호한 연속체 암반비탈면의 안정성을 검토하는 과정에서, 설계실무 측면에서 범용적인 암반강도정수 산정방법이 필요하게 되었다. Hoek 등(2002)이 수정·보완하여 발표한 Hoek-Brown 파괴기준과 GSI분류는 불연속구조의 영향을 충분히 고려한 암반특성화 시스템으로 평가되었으며, 응력 변화에 따라 등가 Mohr-Coulomb 강도정수(등면적법)를 산출하는 방법을 제안하였다. 비탈면에서는 등가 M-C 강도정수가 최대구속응력(σ'_{3max} 또는 수직응력)변화에 따라 민감하게 변화하므로 실무적으로 활용하기에 어려운 점이 있다. 이 연구에서는 양호한 연속체 암반비탈면에 대해 최대구속응력 범위내에서 범용적으로 적용할 수 있는 강도정수 산정방법(등각분할법)을 H-B 파괴기준을 응용하여 제안한다. 등각분할법 강도정수(A)의 타당성 및 적용성을 평가하기 위해, 연구대상 암반비탈면을 기존 실시설계 현장 인근에 있는 급경사 비탈면에서 암석종류별(화성암, 변성암, 퇴적암)로 선정하고, Hoek이 제시한 등가 M-C 강도정수(등면적법)들과 비교·분석하였다. 등면적법 및 등각분할법 등가 M-C 강도정수는 기본적인 자료인 기존 실시설계 현장의 실내 암석 삼축압축시험과 연구대상 암반비탈면의 불연속구조의 특성조사(Face Mapping)를 통해 RocLab 프로그램(H-B 파괴기준을 기본으로 전산화된 지반정수 산정 소프트웨어)을 활용하여 산정하였다. 산정된 등면적법 등가 M-C 강도정수는 상호 연동되어 점착력과 내부마찰각이 아주 크거나(45° 이상) 작게 나타났다. 등각분할법 등가 M-C 강도정수는 등면적법 등가 M-C 강도정수의 중간 정도이며, 내부마찰각은 30°~42°의 범위를 보인다. 연구대상 암반비탈면의 등각분할법 강도정수(A)와 기존 실시 설계 현장에서 연구대상 암반비탈면과 유사한 암반상태(동일 등급 RMR)에 적용한 강도정수(B)와 비교·분석하고, 이 지반정수들로 적용한 비탈면 안정해석(한계평형해석과 유한요소해석) 결과를 통해 제안한 등각분할법의 적용성을 간접적으로 평가하였다. A와 B의 강도정수 차이는 10% 정도이다. 한계평형해석 결과(우기 기준), A적용 안전율(F_s)=14.08~58.22(평균 32.9), B적용 안전율(F_s)=18.39~60.04(평균 32.2)이며, 각 동일한 암석종류에 따라 상호 유사하게 나타났다. 유한요소해석 결과, A적용 변위=0.13~0.65mm(평균 0.27mm), B적용 변위=0.14~1.07mm(평균 0.37mm)으로 매우 유사하다. H-B 파괴기준을 응용하여 등각분할법으로 산출한 지반 정수를 실무적인 전단강도로 적용할 수 있는 적용성 평가에서 유의미한 결과를 확인할 수 있었다.

Keywords : Estimating GSI, Rock-mass characterization system, Balancing the areas, Iso-angle division method

1. 서론

국내의 자연환경에서 분포하는 비탈면 중에 급경사(65°~85°)로 오랜 기간 동안 안정하게 유지되고 있는 암반비탈면이 다수 있다. 유사한 암반상태 및 지질구조(불연속구조 분포상태)로 이루어진 지반에 깎기 비탈면을 계획할 때, 위와 같이 1 : 0.2~0.5 경사의 비탈면으로 설계 및 시공이 가능할 것이다. 설계과정에서 일반적으로 암반상태가 양호하고, 불연속구조의 분포특성이 암반구조물(암반 비탈면)의 방향성과 기하학적 관계에서 안정한 경우를 양호한 연속체 암반비탈면으로 표현하고, 이 연속체 암반의 강도정수를 여러 과정을 통해 결정한다. 이 과정에서 이 암반비탈면에 대한 실무적이고 공학적인 암반 지반정수 산정 방법을 정립하는 것이 필요하게 된다. 이 연구에서는 양호한 연속체 암반비탈면의 경사 결정을 위한 설계 과정에서, 비탈면 설계기준에 따른 급경사 비탈면의 안정해석에 적용할 수 있는 준거를 제공할 목적으로 암반특성화 시스템인 GSI분류와 H-B파괴 기준을 이용하여 강도정수를 실무적으로 산정하는 방안을 제안하고자 한다. 암반상태가 양호하고, 불연속구조가 암반비탈면 안정성에 유리하게 분포하는 경우에는 연속체 암반의 강도정수에 의해 암반비탈면의 안정성이 결정된다(The Korean Geotechnical Society, 2000). 이 연속체암반의 지반정수는 주로 시추조사 및 실내 암석시험과 불연속구조의 특성조사(Face Mapping)를 통해 간접적으로 산정한다. 간접적 산출방법은 RMR 분류로 유도되는 경험식(제안식)으로 지반정수를 추정하는 방법(Sun et al., 2001)과 암반특성화시스템(GSI분류와 Hoek-Brown 파괴기준, 2002, 이하 H-B 파괴기준)에서 유도되는 지반정수 산정방법(Chun et al., 2003)이 주로 활용되고 있다. RMR분류 체계는 암반특성의 산정에 적합하지 않는 변수들이 포함되어 있어 암반 특성치를 추정하는 매개변수들과의 관계식 설정에 있어 상호연관성을 결합시키는 것에는 다소 부적절한 부분이 있어 왔다(Jin, 2006; Jung, 2012). 암반의 강도정수에 영향을 미치는 지질공학적 관찰 및 측정 결과를 반영하고, 암반의 주요 물성치나 기타 다른 변수들을 합리적으로 고려할 수 있는 강도정수의 산정 방법이 요구되었다. 이 결과, 암반의 불연속구조 특성과 구성 암석 특성으로부터 암반특성치를 산정하는 암반특성화시스템이 개발되었다. 이는 GSI분류를 활용한 H-B 파괴기준(Hoek et al., 1980; 2002)으로 발전되었다. H-B 파괴기준(2002)에

서 제안한 Generalized 강도정수 산정과정에서 등면적법(Balancing the areas)으로 산정한 등가 Mohr-Coulomb(이하 M-C) 강도정수의 점착력이 다소 크게 산출되어 암반특성이 과대평가되고 결과적으로 과소설계(불안정 설계)가 되는 경향이 있었다. 또한 비탈면 조건에서는 초기 수직응력의 작은 변화에도 등가 M-C 강도정수의 변화가 크게 나타나고, 특히 내부마찰각은 45°보다 크게 산출되어 설계에 실무적으로 적용하기에는 부적절하여 참고용으로 활용되었다(Yang, 2007). 여러 시공 사례를 통해 암반특성화시스템(GSI분류와 H-B 파괴기준)은 암반의 불연속구조 특성과 구성 암석 분포특성으로부터 암반 특성치를 산정하는 방법으로 널리 활용되고 있으므로(Chun et al., 2003; Jin, 2006; Yang, 2007), 이를 응용하여 양호한 연속체 암반비탈면의 등가 M-C 강도정수를 실무적으로 적합하게 산정하는 방법을 제안한다. 제안된 강도정수 산정방법의 적정성은 기존 H-B 파괴기준(2002)에서 제안한 산정 방법으로 도출된 결과와 비교·분석하여 검토하였다. 이 연구에서 제안된 강도정수 산정방법의 현장 적용성 검증을 위해 연구 대상 암반비탈면을 급경사(65°~85°)로 오랜 기간 동안 안정하게 유지되고 있는 암반비탈면을 암석종류별로 기존 실시설계현장 인근에서 선정하여 조사하고, 연구 대상 암반비탈면의 RMR·SMR·GSI 분류결과와 기존 실시설계현장에서 동일(유사)등급의 암반에 대해 적용한 강도정수와 비교하고, 각 강도정수 산정결과를 안정해석에 적용하여 나타난 결과로 간접적으로 평가한다.

2. 연구 동향

김교원(1993)은 RMR분류 구성요소들 중 암반특성치를 나타내는 항목들을 암반분류에 활용하고, 그 결과를 많은 사례들에 적용하여 암반분류와 함께 지반정수를 추정하는 경험식(관계식)을 발표하였다. Jin(2006)은 암석종류(화성암, 변성암, 퇴적암)별 연속체암반에서 여러 제안자들이 제시한 RMR을 이용한 암반 강도정수 추정식(경험식)들의 산정결과를 비교하여 적용성을 평가하였다. 또한 1997년과 2002년에 발표한 H-B 파괴기준식으로 산정한 등가 M-C 강도정수와의 상관관계를 비교하고 고찰하였다. Jung(2012)는 국내 암반사면 안정성 해석에 입력되는 자료인 강도정수 산정법(RMR 경험식)의 적용현황을 파악하고, 점착력은 비교적 넓은 범위를, 마찰각은 좁은 범위로 분포됨을 연구결과로 분석하였

고, 이에 따라 적절한 점착력 산정방법이 필요함을 언급하였다. RMR을 이용한 암반 강도정수 추정식(경험식)들의 결과에 대한 연구자의 평가를 종합하여 분석하면 다음과 같다. 동일 RMR을 여러 추정식(경험식)들에 적용하였을 때, 지반정수들 중 마찰각은 비교적 작은(10% 내외) 분산도를 보이거나, 변형계수나 점착력 등은 큰(30~40%) 분산도를 보이는 것으로 나타났다. 이에 현장상태를 좀 더 현실적으로 반영할 수 있는 암반특성화시스템인 H-B 파괴기준을 암반파괴모델에 널리 적용할 것을 권장하였다.

Hoek 등(1980)은 GSI(Geological Strength Index, 지질 강도지수)라는 개념을 도입하여 절리가 많은 암반의 강도정수를 산정하는 암반의 특성화시스템(H-B 파괴기준)을 발표하였다. Hoek 등(2002)은 그동안의 축적된 자료를 종합하여 Generalized H-B 파괴기준을 최종적으로 수정하여 발표하였다. 여기에는 응력 변화를 고려한 비선형 파괴 포락선에서 중요한 선택 요소인 최대 구속응력(σ'_{3max})의 범위를 터널과 비탈면으로 구분하여 설정하고, 굴착 방법에 따른 교란계수(D) 기준을 제시한 것이 특징이다. 또한 비탈면과 터널을 구분하지 않고 일반적인 지반응력 조건에 범용적으로 적용할 수 있는 강도정수 산정방법(등면적법(Balancing the areas))도 제시하였다.

Joh(2004)은 H-B 파괴기준(2002)으로 강도정수를 산정할 때, 현장 암반의 응력분포 및 비선형성 고려하여 산정한 등가 M-C 강도정수로 수치 해석한 결과, 기존의 H-B 파괴기준(1997)보다 안정측 해석 결과를 나타내고, 연속체 암반 해석에서 암반비탈면과 함께 터널 및 기초 구조물을 대상으로도 합리적인 해석이 될 수 있을 것이라 발표했다.

Yang(2007)는 H-B 파괴기준을 적용한 전단강도 감소 기법으로 암반비탈면 파괴 메커니즘을 규명하였다. 등가 M-C 전단강도를 적용하여 암반사면을 안정 해석한 결과, 경사 변화에 따른 오차를 발견하고, 이를 보정하기 위해 정규화한 등가 점착력 보정 도표를 제안하였다.

각 개별 공공기관에서 사업 목적에 적합한 비탈면 설계(경사)기준을 적용하여 개별적으로 운용하여 온 이래로, 건설교통부(현 국토교통부)에서 ‘건설공사 비탈면 설계기준’을 2006년에 최초로 제정하였다. 2009년에 개정된 건설공사 비탈면 설계기준에서 비탈면 설계 절차에 따라 최종적으로 비탈면 경사를 설정하는 방안을 제시하였으며, 지반의 강도정수에 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 발달 상태를 중점적으로 검토하여 비탈면 설계를 해야 한다는 것을 내포한 의미이지만, 불연속구조 발달 상태가 비탈면의 안정성에 영향을 미치지 않는 양호한 연속체 암반 비탈면에서는 합리적이고 실무적인 M-C 강도정수 산정방법을 수립하여 설계하는 과정이 필요하게 될 것이다.

이 연구에서는 급경사로 설계 가능한 양호한 연속체 암반비탈면의 안정해석과정에서 필요한 강도정수를 H-B 파괴기준(Hoek et al., 2002)을 활용하여 실무적으로 산정하는 방안을 제안한다.

3. 이론적 배경

Hoek 등(1980; 2002)은 1980년에 GSI라는 개념을 도입하여 절리가 많은 암반의 강도정수를 산정하는 암반 특성화시스템을 제안하고, 그동안의 축적된 자료를 종합하여 2002년에 Generalized H-B 파괴기준을 수정·발표하였다. 응력변화를 고려한 비선형 파괴포락선에서 중요한 선택 요소인 구속(수직)응력의 범위를 터널과 비탈면으로 구분하여 설정하였다. 굴착에 의한 응력이 완 상태에 따라 굴착면의 전반적인 강도가 결정되는 것을 확인하고 굴착방법에 따른 교란계수(D)기준을 제시한 것이 특징이다. H-B 파괴기준은 연속체 암반 거동모델해석에 적용성이 입증되었으며, 전체 파괴포락선에서 암반에서의 불연속구조의 영향을 허용하고, 이전에 제시된 간단한 감소지수보다 훨씬 정교하다는 점에서 현재로서 가장 발전된 형태인 것으로 알려져 있다.

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

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

σ'_1, σ'_3 = (최대, 최소) 유효주응력, σ_{ci} : 무결암의 일축압축강도

- 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.

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

- s, a : 암반의 재료상수, 무결암에서는 s = 1 이다.

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

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

D : 교란계수(발파손상이나 응력이완에 의한 교란정도를 나타냄)

D = 0(자연상태의 현장 암반), D = 1(심하게 교란된 암반)

- 암반일축압축강도(σ_c)는 식 (1)에 $\sigma'_3 = 0$ 를 대입하면,

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

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

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

- 수직응력(σ_n)과 전단응력(τ)은 최대·최소 유효주응력으로 다음 식과 같이 표현된다.

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

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

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

(K는 암반 내 임의의 최소 주응력(σ'_3)에서의 접선 기울기)

- 암반 변형계수는 무결암의 일축압축강도에 따라 구분하여 구한다.

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

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

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

- 대부분 지반해석 프로그램은 M-C 파괴기준을 적용하므로, 비선형 H-B 포락선에서 구속응력(최소주응력) 범위($\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma'_{3max}$)에 상응하는 등가 M-C전단강도를 결정할 필요가 있다. 등면적법(Balancing the areas)으로 구하는데, 직접적으로 다음 식에 의해 마찰각과 점착강도를 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(σ'_{3max})은 비탈면과 터널의 경우에 따라 다음 식으로 결정한다.)

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

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

(σ'_{3max} 는 최소주응력(구속응력)의 최대값(상한), r(암반 단위중량), H(비탈면 높이 또는 터널 토피고), σ_{cm} (암반강도))

4. 연속체 암반의 지반정수 산정 방법 고찰 및 제안

4.1 Hoek 제안 등가 Mohr-Coulomb 강도정수 산정 방법(등면적법)

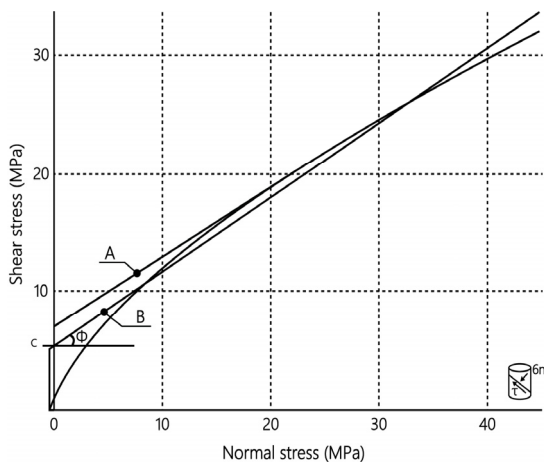
대부분 지반해석 프로그램은 M-C 파괴기준에 의한 탄소성 해석기법을 적용하므로 H-B 파괴기준(Hoek et al., 2002)의 주응력 곡선(σ'_1 - σ'_3 , 비선형 H-B포락선)으로부터 등가 M-C 강도정수(점착력과 마찰각)를 산정하기 위해 각 암반구조물의 최대구속응력(최소 주응력)범

위를 결정할 필요가 있다. Hoek 등(2002)은 Generalized H-B 파괴기준에서 암반구조물의 종류와 관계없이 일반적인 암반구조물의 최대구속응력 상한을 $\sigma'_{3max} = 1/4 \cdot \sigma_{ci}$ (Generalized)로 할 것을 제시하고, 이 최대 구속응력 범위에 상응하는 범용적인 등가 M-C 강도정수를 등면적법으로 산정할 것을 제안하였다. 또한 터널과 비탈면에 대해서는 각 다른 구속응력 최대 범위를 규정하였다(이론적 배경 참조). Hoek 등(2002)이 제안한 등가 M-C 강도정수 산정방법을 후술할 연구대상 암반비탈면 중, 대표적으로 화강암 비탈면(20m 높이)의 사례를 선정하여 기술한다.

1) 최대구속응력(σ'_{3max})범위 상한을 $1/4 \cdot \sigma_{ci}$ (Generalized)로 설정하고 상응하는 등가 M-C 강도정수 산정 방법(등면적법, Fig. 1(a))

① Rocscience사의 프리웨어인 RocLab 프로그램(H-B 파괴기준을 응용하여 프로그래밍된 지반정수 산정 Tool)을 활용하여 다음과 같은 방법으로 전단 강도를 구한다.

- 실내 암석 삼축압축시험 결과를 입력한다(구속압(σ_3)을 정규비례로 5단계 가압하여 파괴되는 최대주응력(σ_1)을 구한 결과를 입력한다).
- 정성적 GSI 차트로 산정한 GSI 분류 값을 입력한다.
- 깎기 비탈면에서는 교란계수를 $D=0.7$ 로 입력한다. 교란계수(D)는 굴착 배면에 발파(굴착)에 의한 응력이완이 불가피하게 발생되므로 $D=0.7$ 을 적용한다.



(a) Mohr envelope for H-B criterion and fitted linear relationship

- 암반재료상수(m, s, a)는 교란계수(D)와 GSI값을 입력하여 구한다.

H-B 상수 m_i 와 σ_{ci} 를 도출한다.

② 파괴포락선의 최대구속응력 상한을 $\sigma'_{3max} = \text{General}$ 로 설정하고, 수직-전단응력 관계도에서 수직응력 $\sigma_n (= \sigma'_{3max}) = 1/4 \cdot \sigma_{ci}$ 에 상응하는 M-C 접선(A)을 플롯한다. Fig. 1(a)를 참조하여 $\sigma'_{3max} = 1/4 \cdot \sigma_{ci}$ (Generalized)로 설정된 상태에서 등면적법을 적용한 등가 M-C 강도정수(B)를 구한다.

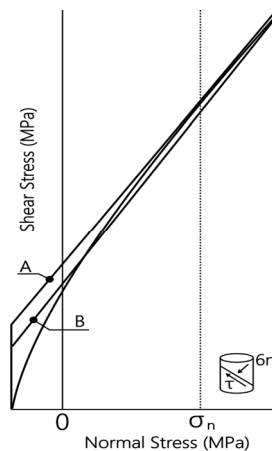
- 등면적법 : 최소 주응력범위($\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma'_{3max} (= 1/4 \cdot \sigma_{ci}, \text{Generalized})$)에서 식 (1)의 곡선에 상응하는 평균 직선은 곡선(H-B 파괴 포락선)과 직선(M-C 파괴포락선)의 상·하면적이 균형을 이루게 작도하여 구한다.

여기서 산출되는 전단강도정수는 다음과 같다.

G-HB : 구속응력 범위를 General($\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma'_{3max} (= 1/4 \cdot \sigma_{ci})$)로 설정하고 H-B 파괴포락선(비선형)의 $\sigma_n = \sigma'_{3max} = 1/4 \sigma_{ci}$ 접선에서 최대 M-C 전단강도정수(A)이다.

G-MC : 구속응력 범위를 General($\sigma_1 < \sigma_3 < \sigma'_{3max} (= 1/4 \cdot \sigma_{ci})$)로 설정하고 등면적법에 의한 M-C 전단강도정수(B)이다.

등면적법으로 작도할 때, H-B 파괴포락선의 $\sigma_n = \sigma'_{3max} = 1/4 \sigma_{ci}$ 에서 등가 M-C 전단강도정수가 구해지지 않고, 선형 M-C 파괴기준의 σ'_{3max} 범위가 $1/4 \cdot \sigma_{ci}$ 를 초과하여 구획되므로 다소 큰 점착력과 작은 마찰각이 산정된다. 설계실무측면에서, 구속응력이 낮은 암반구조물에



(b) Estimating method of shear strength in continuum rock slope at 20 m height

Fig. 1. Estimating shear strength suggested by Hoek (2002)

서는 H-B 포락선의 전단강도보다 크게 나타남에 따라 불안정설계(과소 설계)가 되는 경향이 있다.

2) 암반비탈면 높이의 수직응력($\sigma'_{3max} = \sigma_n$, 구속응력)을 반영한 H-B 접선 등가 M-C 강도정수 산정 방법(Fig. 1(b))

- ① 암반재료상수(m, s, a)를 산출하는 방법은 1)의 ①과 같다.
- ② Fig. 1 (b)을 참조하여 최대 구속응력을 σ'_{3max} (Slope) = σ_n (= $\gamma_t \cdot H$, H:비탈면 높이, γ_t : 암반 단위중량)로 설정하고, H-B포락선에 상응하는 등가 Mohr-Coulomb 강도정수(등면적법 적용)를 구한다. 여기서 산출되는 강도정수는 다음과 같다.

S-HB : 구속응력 범위를 Slope($\sigma_3 \leq \sigma'_3 \leq \sigma_n$ (= $\gamma_t \cdot H$))로 설정하고 H-B 파괴포락선(비선형)의 σ_n 접선에서 최대 M-C 전단강도정수(A)이다.

S-MC : 구속응력 범위를 Slope($\sigma_3 \leq \sigma'_3 \leq \sigma_n$ (= $\gamma_t \cdot H$))로 설정하고 등면적법에 의한 M-C 전단강도정수(B)이다.

산정되는 등가 M-C 전단강도정수는 최소주응력 σ_3 의 범위에 민감하다. 즉, 비탈면 높이의 변화(σ_n (= $\gamma_t \cdot H$, H:비탈면 높이))에 따라 전단강도정수의 상호 가변성이 다소 크게 나타난다. 암반 내 응력상태에 따른 등가 M-C 전단강도 정수를 산정하여 암반거동 수치해석에 적용하는 것이 합리적인 방법이지만, 암반상태가 양호한 비탈면에서는 내부마찰각(Φ_m)이 대부분 45° 이상 산정된다. 또한 동일 현장에서도 여러 개소의 비탈면에 대한 전단강도를 산정해야 하므로 실무 적용에 어려움이 있다. H-B파괴기준에서 낮은 구속응력에 해당되는 암반 구조물의 전단 강도정수 중 높은 내부마찰각이 산정되는 원인을 추정하면 다음과 같다.

H-B 파괴기준식을 규정할 당시, 암석편들로 구성된 시험코아를 대상으로 대형 삼축압축시험을 실시한 결과를 이용하였다. 이는 실제 암반의 파괴양상과는 차이가 있기 때문에 시험코아의 파괴 초기에 작용응력에 비해 변위가 크게 나타난다. 따라서 초기 응력상태에서는 겉보기(Apparent) 전단강도가 구해진다. 구속응력 범위를 비탈면($\sigma_3 \leq \sigma'_3 \leq \sigma'_{3max} = \sigma_n$ (= $\gamma_t \cdot H$))으로 설정하는 경우에는 대형 삼축압축시험에서의 초기 응력상태와 유사하므로, 위와 같이 비탈면

응력수준에서 H-B파괴기준식을 이용하여 전단강도를 산정하면 마찰각이 크게 나타는 것으로 추정된다.

4.2 H-B 파괴기준(2002년)에서 유도된 실무적 전단강도 산정방법 제안(등각분할법)

구속응력 범위 설정에 따라 등가 M-C 전단강도정수 중 점착력이나 내부마찰각이 과대하게 산정되는 결과를 보완하기 위해 $\sigma'_{3max} = 1/4\sigma_{ci}$ (= σ_n)인 지점에서 등각분할선을 작도하고 전단강도를 산정하였다(등각분할법, Fig. 2).

- ① 암반재료상수(m, s, a)를 산출하는 방법은 1)의 ①과 같다.
- ② ㉑라인: 최대구속(수직)응력 $\sigma'_{3max} = 1/4\sigma_{ci}$ (= σ_n)인 지점에서의 선형 Mohr 파괴포락선이며, 최대 전단응력으로 과대하게 산출(Over Estimate)된다. 안정해석에 적용하는 경우에는 불안정설계가 된다.
- ㉒라인: 최대구속(수직)응력 $\sigma'_{3max} = 1/4\sigma_{ci}$ (= σ_n)인 지점에서, 최소 전단강도정수를 나타내는 직선으로 점착력이 제로(0)인 직선 파괴면으로 가정한 것이다. 전단응력의 최저값으로 안정해석 적용 시, 과다설계(안전측)가 되어 비경제적인 설계가 된다.
- ㉓라인: ㉑라인과 ㉒라인이 이루는 각을 등각으로 작도하여 분할한 직선으로 전단응력 축과 만나는 지점을 점착력(C_m)으로 하고, 이㉓라인의 기울기를 마찰각(Φ_m)으로 산정한다. 여기서 산출되는 강도정수는 다음과 같다.

I-MC : 구속응력 범위를 General($\sigma_3 \leq \sigma'_3 \leq 1/4\sigma_{ci}$)로 설정하고 σ_n (= $1/4\sigma_{ci}$)에서 등각분할법에 의한 M-C 강도정수이다.

이 등각분할선은 H-B 비선형 파괴포락선의 위아래를 균형있게 지나가고, 대부분 응력변화를 반영한다. 실무적으로 산출하기 쉬운 장점과 함께 안정적이면서 경제

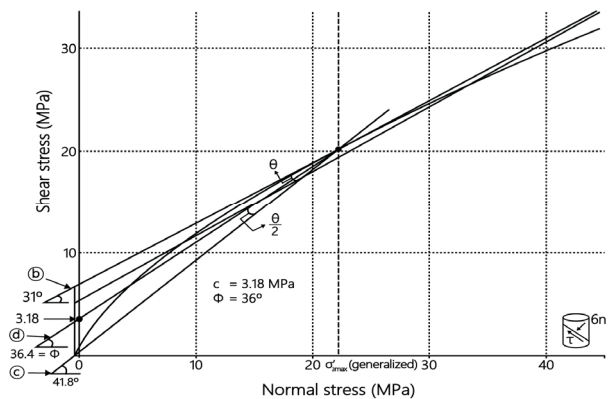


Fig. 2. Estimating shear strength by Iso-Angle Division method in continuum rock slope

적인 설계를 유도할 수 있을 것으로 사료된다. 전반적으로 H-B 파괴포락선의 평균값과 유사하게 산정되는 결과를 나타내므로 양호한 암반에 대해 설계실무 측면에서 범용적으로 적용할 수 있을 것으로 기대된다.

5. 현장 적용성 평가를 위한 현장조사 및 전단강도 산정

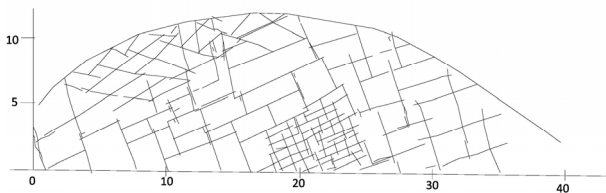
H-B 파괴기준(Hoek et al., 2002)을 이용하여 등각분할법으로 산정한 전단강도정수의 타당성 및 적용성을 평가하기 위해, 기존 실시설계현장의 인근에서 급경사(65°~85°)로 오랜 기간 동안 안정하게 유지되고 있는 암반비탈면을 연구대상 비탈면으로 선정하였다. GSI 분류와 H-B 파괴기준을 활용한 강도정수를 산정하는데 필요한 기본 자료를 얻기 위해 실내 암석삼축압축시험을 실시한 기존 실시설계 현장과 가깝고 노두 관찰(Face Mapping)이 가능한 지역으로 하였다. 이러한 기준은 공학적 규명방법에 필요한 자료를 현장조사와 실내시험자료로 얻기 위한 것이다. 위 조건을 요약하면 다음과 같다. ① 대표 암종(화성암, 변성암, 퇴적암) ② 경사 65~80°의 비탈면 ③ 10년이상 경과 시, 파괴이력이 없는 곳 ④ 실내 암석삼축압축시험 자료가 있는 현장 ⑤노두 관찰 가능한 비탈면이다.

선정된 연구대상 급경사 암반비탈면의 개요와 관련 기존 실시설계현장을 정리하면 다음과 같으며 화강암 비탈면을 대표적으로 기술하고 다른 현장은 종합적으로 설명한다.

암석 종류	연구대상(급경사) 암반비탈면	관련 기존 실시설계 현장 (비탈면 및 터널)
화강암	경남 합천군 야로면 금평리, 해인사 I/C 부근, 20m내외 깎기 비탈면, 비탈면경사: 70~80°	고속국도 제12호선 담양~성산간 확장공사
안산암	거제, 매동마을, 채석장, 40m내외 깎기 비탈면, 비탈면경사: 80~85°	거가대교 접속도로 장승포~유호 구간 건설공사
편마암	경남 합천군 야로면 금평리, 해인사 I/C 부근, 20m내외 깎기 비탈면, 비탈면경사: 68~72°	고속국도 제12호선 담양~성산간 확장공사
혼펠스	부산 사상구 엄궁동, 20m내외 깎기 비탈면, 비탈면경사: 78~80°, 45°	부산도시철도 사상~하단선 (3공구) 건설공사
괴상 사암	거제, 장목터널 상부도로, 전망대 배후 비탈면, 20m내외 깎기 비탈면, 비탈면경사: 76~80°	거가대교 접속도로 장승포~유호 구간 건설공사
사암·니암 호층	거제, 상유마을 해변절벽, 15m내외 자연 비탈면, 비탈면경사: 70~80°	거가대교 접속도로 장승포~유호 구간 건설공사

5.1 화강암 비탈면 (해인사 I/C부근)

1) 화강암 비탈면의 RMR 분류



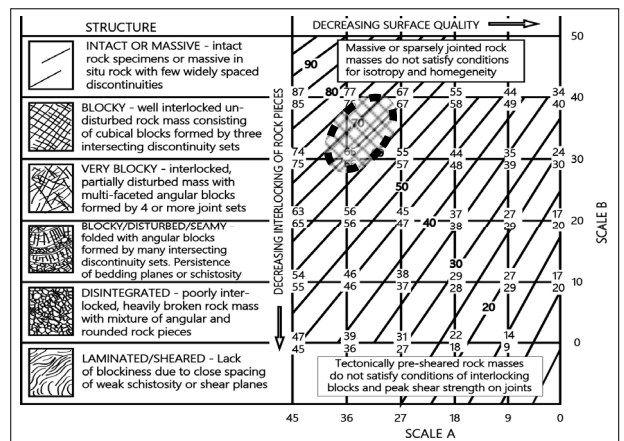
항목	기술사항	평점	
압축강도(MPa)	90	⑨	
암질지수(%)	70 ~ 80	⑭ ~ ⑰	
간격(cm)	20 ~ 30	⑧ ~ ⑨	
지하수	건조, 습함	⑫	
상태	소계	⑱ ~ ⑳	
	연속성	1.0~5m	② ~ ④
	틈새	tight ~ 0.1mm이하	⑤ ~ ⑥
	거칠기(Rr)	평활 ~ 약간 거칠	② ~ ③
	충전물두께(Rf)	hard, clean	④ ~ ⑥
풍화상태(Rw)	약간풍화, Fresh	⑤ ~ ⑥	
Basic RMR	61 ~ 71		
Jv(개/m ³)	12 ~ 15		

2) 화강암 비탈면의 SMR 분류

Station	Slope 방향 (α_s/β_s)	Joint System (α_i/β_i)	Fault, Fold (α_i/β_i)	F1	F2	F3	F4
야로면 정대리 (26번 국도변)	268/70~80	- major I : · 334/70 · 306/76~78 · 226/58 · 022/20~30 - major II : · 315/75 · 206~214/80 · 088/10~12	NONE	0.15	1.0	-6	0
				SMR 61(~71)+ (0.15×1.0×(-6)) +0=60~70			

α_s : 비탈면 경사방향, α_i : 절리 경사 방향, β_s : 비탈면 경사각, β_i : 절리 경사각

3) 화강암 비탈면의 (정성적)GSI 산정 : 60~75



암석종류 별 연구대상 10개소의 암반비탈면에서 측정한 Face Mapping 자료를 분석하였다. 측정된 자료는 각 암반분류에 적용하여 RMR, SMR, GSI 분류를 하였다(Table 1).

연구대상 화강암비탈면은 주로 경암으로 구성되어 있으며, RMR은 61~71, SMR은 60~70, GSI 60~75 정도의 범위를 나타낸다. 연구대상 안산암비탈면은 경암으로 구성되어 있으며, RMR은 60~90, SMR은 56~89, GSI 60~75 정도의 범위를 나타낸다. Massive한 구간에는 RMR은 70~90, SMR은 66~89 정도의 범위로 나타난다. 이 안산암비탈면에서 불연속구조가 다소 분포하는 경암 구간은 RMR=60~70, SMR=56~65, GSI=60~75 정도의 범위를 나타낸다.

연구대상 편마암비탈면은 주로 경암으로 구성되어 있으며, 계곡부를 경계로 불연속구조의 분포상태 및 특성이 다르므로 편마암1과 편마암2로 구분하였다. 연구대상 편마암1비탈면에서는 RMR = 60~73, SMR = 57~70, GSI = 59~70 정도의 범위를 나타낸다. 연구대상 편마암2비탈면에서는 RMR = 64~75, SMR = 59~70, GSI = 60~70 정도의 범위를 나타낸다. 연구대상 혼펠스비

탈면은 연암과 경암으로 구성되어 있으며, 연암구간은 별도로 Zonning하고, 경암구간은 불연속구조의 분포상태 및 특성이 다르므로 혼펠스경암1과 혼펠스경암2로 구분하였다. 혼펠스연암 비탈면에서는 RMR = 49~53, SMR = 46~50, GSI = 45~60 정도의 범위를 나타낸다. 혼펠스경암1 비탈면에서는 RMR = 63~65, SMR = 57~59, GSI = 60~75 정도의 범위를 나타낸다. 혼펠스경암2 비탈면에서는 RMR = 60~68, SMR = 54~62, GSI = 55~65 정도의 범위를 나타낸다.

연구대상 괴상사암 비탈면은 주로 경암으로 구성되어 있으며, RMR = 59~67, SMR = 56~64, GSI = 55~70 정도의 범위를 나타낸다. 사암과 니암이 호층으로 분포하는 이방성 암반비탈면은 자연상태의 비탈면이다. 단층에 의해 연·경도가 혼재되어 있는 암반비탈면은 사암·니암 호층(연암)으로, 단층이 없는 암반비탈면은 사암·니암 호층(경암)으로 구분하였다. 이 사암·니암호층 암반면은 정합으로 퇴적되고 암석화된 상태이어서 연속체 암반면의 범주로 분류하였다. 연구대상 사암·니암 호층(연암) 비탈면에서는 RMR = 45~64, SMR = 45~64, GSI = 45~60 정도의 범위를 나타낸다. 연구대상 사

Table 1. Engineering rock mass classification, discontinuity dip and slope angle of rock mass slope in study area

Rock type		Engineering classification			Discontinuity dip	Slope angle
		GSI	RMR	SMR		
Granite	Range	60~75	61~71	60~70	68~78	70~80
	Mean	67	66	65	73	75
Andesite	Range	60~75	60~90	56~89	80~82	80~85
	Mean	67	65/75	62/72	81	82
Gneiss1	Range	55~70	60~73	57~70	68~70	68~70
	Mean	62	66	63	69	69
Gneiss2	Range	60~75	64~75	59~70	78~80	70~72
	Mean	67	69	64	79	71
Hornfels · PWR 1	Range	45~60	49~53	46~50	45~80	45~80
	Mean	52	51	48	45, 73	45, 73
Hornfels · FSR 1	Range	60~75	63~65	57~59	80~85	78~80
	Mean	67	64	58	82	79
Hornfels · FSR 2	Range	55~65	60~68	54~62	80~85	78~80
	Mean	60	64	58	82	79
Sandstone	Range	55~70	59~67	56~64	70~80	76~80
	Mean	62	63	60	75	78
I.L. (FSR)	Range	55~65	57~74	57~74	78~80	76~80
	Mean	60	64	65	79	78
I.L. (PWR)	Range	45~60	45~64	45~64	70~80	70~80
	Mean	52	54	54	75	75

* PWR : Partly weathered rock, FSR: Fresh sound rock
I.L. : Interbedded layer of sandstone and siltstone

암·니암 호층(경암) 비탈면은 RMR = 57~74, SMR = 57~74, GSI = 55~65 정도의 범위를 나타낸다.

연구대상 화성암의 암반비탈면은 비교적 균질한 암 괴상상태로 구성되어 있어 불연속구조가 다소 분포하는 경암 구간은 유사한 암반분류 등급을 보인다. 연구대상 변성암의 암반비탈면은 편마구조 등의 이방성구조에 의해 암반분류 등급의 범위가 화성암보다 약간 넓으나, 안산암의 열 변성으로 형성된 연구대상 혼펠스 암반비탈면은 원암의 균질한 특징으로 암반분류 등급 범위가 좁게 나타난다. 연구대상 퇴적암의 암반비탈면은, 고결도 및 불연속구조 분포상태의 이방성 특성에 따라, 괴상사암 암반비탈면에서는 비교적 규칙적이어서 분산도가 좁은 암반분류 등급 범위를, 사암·니암 호층 암반비탈면은 수직 및 수평 공간의 분포상태가 단층이나 층리구조에 의해 다소 불규칙하여 분산도가 넓은 암반분류 등급 범위를 나타낸다.

연구대상 암반비탈면은, 절리에 의해 45°(1:1)경사를 나타내는 혼펠스 연암비탈면을 제외하면, 급경사를 적용할 수 있는 양호한 연속체 암반으로 간주할 수 있다. 이 암반비탈면의 RMR, SMR, GSI 분류 결과를 분석한 결과, 연암은 Basic RMR = 51~54, SMR = 48~54, GSI = 45~60 이며, 경암은 Basic RMR = 63~75, SMR = 58~72, GSI 55~75 범위이다.

4) 화강암 비탈면 지반정수 산정

전단강도 산정과정은 Hoek 등(2002)이 제시한 비탈면 구속응력 적용 등면적법과 이 연구에서 제안한 등각

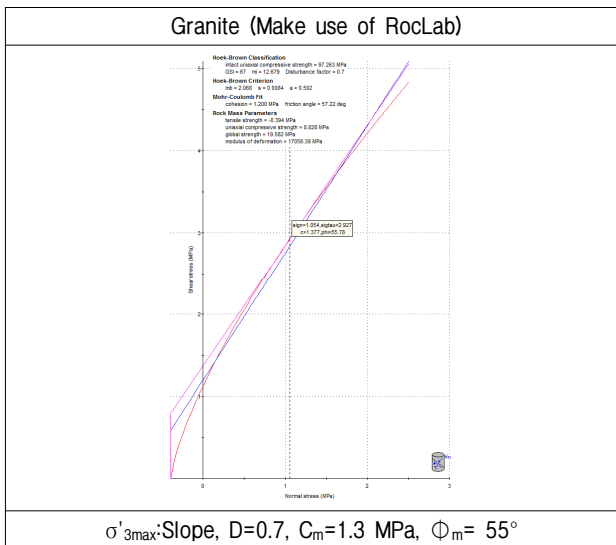


Fig. 3. Estimating shear strength suggested by Hoek for slope stress

분할법으로 구분하여 그림으로 나타내었다. 여기에 사용한 프로그램은 Rocscience사의 RocLab이다. 실무적 적용성을 분석할 목적으로 응력변화에 따른 최대 구속응력 범위의 설정을 비탈면(Slope, $\sigma_t \leq \sigma'_{3max} \leq \sigma_n (= \gamma_t \cdot H)$)과 Generalized ($\sigma_t \leq \sigma'_{3max} \leq 1/4\sigma_{ci}$)로 구분하여 강도정수를 산정하였다.

(1) Slope 구속응력(교란계수(D)=0.7 적용)에서의 강도정수 산정

교란계수(D)는, 조성된 후 15~25년 정도로 경과한 상태이더라도, 굴착 당시의 손상영역과 이완상태를 고려하여 D=0.7을 입력하고, 최대구속응력(σ'_{3max})의 범위를 Slope (비탈면)로 설정($0 \leq \sigma'_{3max} \leq \sigma_n (= \gamma_t \cdot H)$)한다. 이 암반비탈면의 최대구속응력에 해당되는 수직응력(σ_n)(여기서는 $\gamma_t=2.6t/m^3$, H=비탈면 높이(20m))의 점선 M-C 강도정수를 구한다. 이 RocLab 프로그램 결과물에서 추출한 전단응력과 수직응력 그래프를 이용하여 등면적법으로 작도하고, M-C 전단강도를 Fig. 3과 같이 산정(여기서는 $C_m=1.3$ MPa, $\Phi_m=55^\circ$)한다.

(2) 등각분할법(교란계수(D)=0.7 적용) 강도정수 산정

굴착에 의한 교란계수(D)의 영향을 판단하기 위해, 조성된 후 15~25년 정도로 경과한 상태이더라도, 굴착 당시의 손상영역과 이완상태를 고려하여 D=0.7로 입력하고, 최대구속응력(σ'_{3max})의 범위를 Generalized($\sigma_t \leq \sigma'_{3max} \leq 1/4\sigma_{ci}$)로 설정한다. 이 암반의 최대구속응력 범위에 해당되는 수직응력($1/4 \cdot \sigma_{ci}$)의 점선 M-C 강도정수를 구한

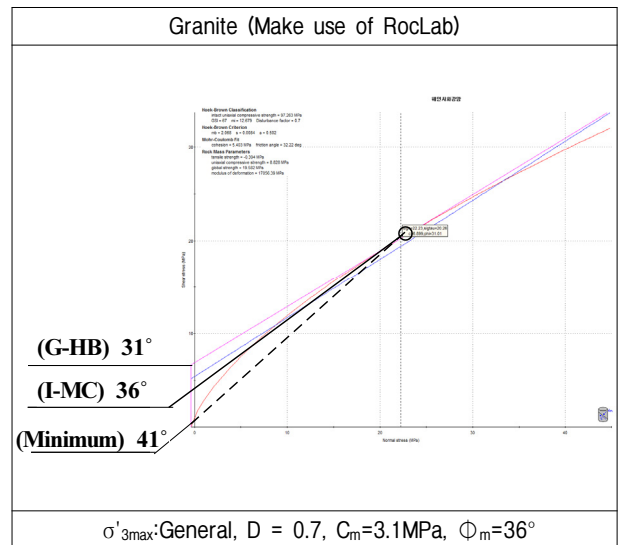


Fig. 4. Estimating shear strength by Iso-Angle Division method in continuum rock slope

다. 이 RocLab 프로그램 결과물에서 추출한 전단응력과 수직응력 그래프를 이용하여 Fig. 4와 같이 등각분할법으로 작도하여 전단강도를 산정(여기서는 $C_m=3.1$ MPa, $\phi_m=36^\circ$)한다.

위와 같은 방법으로 연구대상 암반비탈면에서 강도정수를 산정한 결과는 Table 2와 같다.

자연 상태로 형성된 비탈면(D=0)과 발파로 조성된 비탈면(D=0.7)에 대한 점착력 산정 값은 20~25%정도 차이를 보이고, 마찰각은 10~15%의 차이를 나타낸다(마찰각의 소수점이하는 절삭하여 산정함. 이하 동일 적용). 이는 지반이완에 의한 일반적인 강도감소율과 유사하다.

비탈면에 대한 점착력(C_m)산정 값은 산정방법에 따

라 많은 차이를 보인다. G-HB와 G-MC는 상호 20% 정도 차이이고, G-HB and G-MC와 I-MC의 점착력(C_m)산정 값은 40~50%의 차이를 나타낸다. G-HB and G-MC와 S-HB and S-MC 점착력(C_m)산정 값과의 차이는 70~80%로 매우 큰 편이다. 비탈면에 대한 마찰각(ϕ_m)산정 값은 산정방법에 따라 다소 차이를 보인다. G-HB와 G-MC는 상호 5%정도 차이이고, G-HB and G-MC와 I-MC의 마찰각(ϕ_m) 값은 10~15%의 차이를 나타낸다. G-HB and G-MC와 S-HB and S-MC 마찰각(ϕ_m) 값과의 차이는 40~50%로 다소 큰 편이다. H-B 파괴포락선 응력 변화에 따른 등가 M-C 강도정수의 민감성이 뚜렷하게 나타난 결과이다.

기존실시설계에서 유사한 암반 등급에서 적용한 강

Table 2. Shear strength of rock slope induced by H-B envelope

Class.	D=0 (Natural)		D=0.7 (Cut)		D=0 (Natural)		D=0.7 (Cut)	
	C_m	ϕ_m	C_m	ϕ_m	C_m	ϕ_m	C_m	ϕ_m
	Granite				Andesite			
G-HB	8.7	36	6.8	31	5.6	35	4.4	30
G-MC	6.8	37	5.4	32	4.4	37	3.4	31
S-HB	2.1	58	1.3	55	1.6	54	1.1	50
S-MC	1.9	60	1.2	57	1.4	56	0.9	52
I-MC	3.9	42	3.1	36	2.5	41	2.0	36
	Gneiss1				Gneiss2			
G-HB	6.4	30	4.8	24	6.0	35	4.7	30
G-MC	5.1	31	3.8	25	4.7	36	3.7	31
S-HB	1.8	52	1.0	48	1.6	56	1.0	53
S-MC	1.6	54	0.9	50	1.4	58	0.9	54
I-MC	4.0	34	1.7	30	2.9	40	2.3	35
	Hornfels (PWR 1)				Hornfels (FSR 1)			
G-HB	8.7	40	6.4	32	8.9	41	6.9	35
G-MC	6.6	42	4.9	34	6.8	43	5.3	36
S-HB	0.9	65	0.6	59	1.2	64	0.8	60
S-MC	0.7	66	0.4	61	0.9	65	0.6	61
I-MC	5.1	45	3.1	38	4.6	46	3.7	40
	Sandstone				C_m : cohesive strength (MPa) ϕ_m : angle of friction ($^\circ$) I.L. : Interbedded layer (consist of sandstone and siltstone)			
G-HB	9.1	39	7.1	33				
G-MC	7.0	40	5.5	34				
S-HB	1.4	62	0.9	59				
S-MC	1.2	63	0.7	60				
I-MC	4.6	44	4.1	37				
	I.L. (PWR)				I.L. (FSR)			
G-HB	4.6	30	3.2	23	5.5	35	4.2	28
G-MC	3.5	31	2.5	24	4.3	36	3.3	29
S-HB	0.8	54	0.4	48	1.1	57	0.7	53
S-MC	0.6	56	0.3	49	0.9	59	0.5	54
I-MC	2.0	36	1.5	28	3.0	39	2.0	34

도정수와 등각분할법에 의한 강도정수를 비교한 결과는 Table 3과 같다. 등각분할법에 따른 강도정수의 신뢰성을 확인하기 위해 동일 암석종류가 분포하는 인근 기존 실시설계 현장에서의 지반정수 자료와 비교하였다. 연구대상인 암반비탈면에서의 암반분류(RMR)와 기존 실시설계 현장의 암반에 대한 암반분류(RMR)가 유사한 등급지역을 선정하여 상호 비교하였다. 기존 실시설계 과정에서, 이 선정된 지역의 지반조사자료와 함께 종합적인 검토 결과에 의해 도출되어 안정해석에 적용한 지반강도정수와 등각분할법으로 산정한 지반강도정수 결과를 비교하였다. 기존 실시설계에서의 지반강도정수는 안정해석에 인용되어 시공 단계 동안 여러 경로를 거쳐 적용성이 증명되었고, 10년 이상 경과되어 암반 구조물의 변위는 수렴상태에 있으므로 비교를 위한 표준 자료로서 충분한 신뢰성을 가지고 있을 것이다.

6. 등각분할법(A) 및 기존실시설계(B) 지반정수 적용 안정해석 결과

연구대상 비탈면과 동일한 암석종류와 유사 RMR 등급이 분포하는 기존 실시설계현장에서 적용된 지반강도정수(B)들과 연구대상 비탈면에서 등각분할법으로 산정한 지반강도정수(A)들을 입력하여 비탈면의 안정성을 검

토한 결과를 각각 비교·분석하였다. 한계평형해석(안전율)과 유한요소해석(변위)을 수행하였다. 토사층은 표준경사로 형성되어 있고, 토사층과 암반층을 포함한 횡단면 전체를 대상으로 해석할 경우에 토사표층 파괴형상에서 안정한 것으로 나타났다. 이 연구 목적에 부합하기 위해 암반층을 포함한 파괴형상이 형성되도록 파괴모형을 구현하고 안정 해석하였다. 화강암 비탈면을 대표·선정하여 기술하고 전체 연구대상 비탈면의 결과를 분석한다.

6.1 화강암 비탈면 안정해석

(1) 한계평형해석 결과

해석프로그램은 마이다스아이티사의 Soilworks이다. SoilWorks는 터널, 사면, 기초, 연약지반, 침투, 동해석 등 설계 분야별로 활용되고 있는 범용 해석 프로그램이다. 이 해석 툴을 이용하여 한계평형해석과 유한요소 해석을 수행하였다. Fig. 5는 등각분할법 지반강도정수(A)와 기존 실시설계 적용 지반강도정수(B)를 해석프로그램에 입력하여 산출한 안전율을 나타낸 것이다.

한계평형해석결과 안전율은 Fig. 5와 같이 등각분할법 지반강도정수 적용에서 $F_s = 37.5$, 실시설계 지반강도정수 적용에서 $F_s = 30.1$ 로 검토되었다. 등각분할법

Table 3. Shear strength of Iso-Angle Division method (A) and working design (B)

Class.	E_m (MPa)		C_m (MPa)		ϕ_m (°)		
	A	B	A	B	A	B	
Granite	26,000	15,000	3.1	2.3	36	44	
	RMR ; A: 61 ~ 71 (66) B: 60 ~ 70						
Andesite	21,000	12,700	2.0	2.8	36	40	
	RMR ; A: 60 ~ 70 (65), 70 ~ 90 (75, Massive) B: 60 ~ 70						
Gneiss	1	19,000	12,000	1.7	1.6	30	40
		RMR ; A: 60 ~ 73 (66) B: 60 ~ 70					
	2	21,000	18,000	2.3	2.1	35	42
		RMR ; A: 64 ~ 75 (69) B: 60 ~ 70					
Hornfels	PWR 1	10,000	5,000	3.1	0.5	38	39
		RMR ; A: 49 ~ 53 (51) B: 40 ~ 50					
	FSR 1	16.500	15,000	3.7	1.0	40	42
		RMR ; A: 60 ~ 68 (64) B: 60 ~ 70					
Sandstone		19,000	18,000	4.1	4.2	37	42
		RMR ; A: 59 ~ 67 (63) B: 60 ~ 70					
Interbedded layer	1 PWR	9,000	10,000	2.0	2.0	36	38
		RMR ; A: 45 ~ 64 (54) B: 50 ~ 60					
	2 FSR	14,000	12,000	3.0	2.6	39	40
		RMR ; A: 57 ~ 74 (64) B: 60 ~ 70					

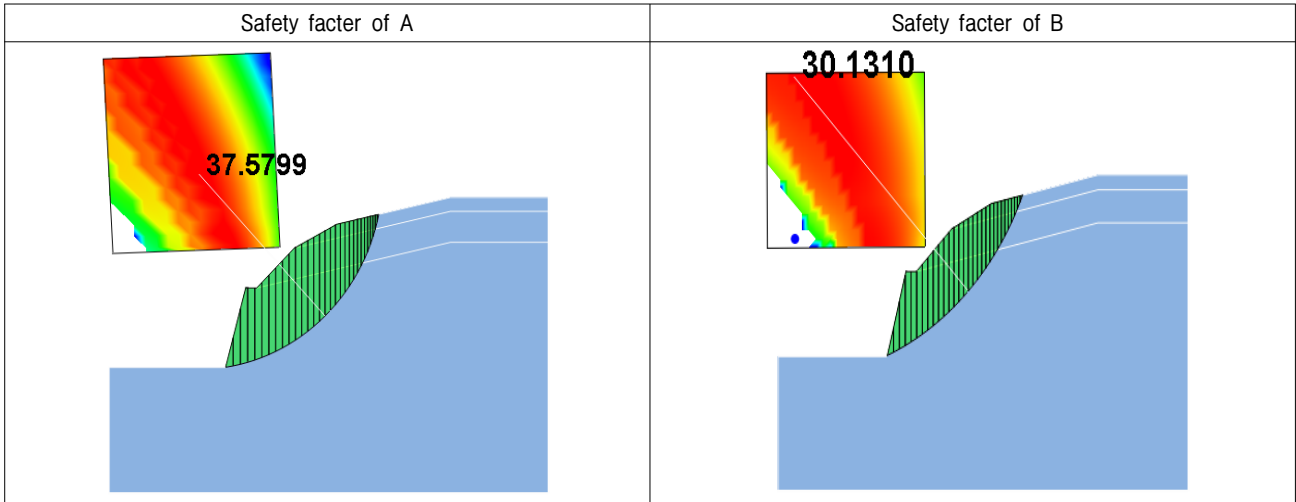


Fig. 5. Safety factor of LEM (wet condition) as shear strength of Iso-Angle Division method (A) and working design (B) for granite slope

의 안전율이 상대적으로 크게 검토되었으나 유사한 경향을 보인다.

(2) 유한요소해석 결과

유한요소해석법(finite element analysis)에 근거를 둔 MIDAS/GTS NX을 이용하여 상세해석을 수행하였다. 유한요소해석 결과, Fig. 6과 같이 등각분할법의 지반

정수를 적용한 변위는 0.22mm, 기존 실시설계의 지반정수를 적용한 변위 결과는 0.38mm로 나타났다. 변위에 대한 차이는 적으며 안전범위 내에 해당하는 것으로 검토되었다.

6.2 연구대상 암반비탈면 안정해석 결과 분석

해석 결과의 분석에서, 혼펠스는 연구대상 비탈면의 암석과 기존 실시 설계에서의 암석의 변성 전 원암이 서로 상이하기 때문에 산정된 강도 정수의 비교가 무의미하다. 비교·분석 과정에서 혼펠스는 제외하였다.

한계평형해석 결과, 우기시를 기준으로, 등각분할법 전단강도(A) 적용 안전율은 $F_s=14.08 \sim 58.22$ (평균 32.9), 기존 실시설계 전단강도(B) 적용 안전율은 $F_s=18.39 \sim 60.04$ (평균 32.2)로 나타났다. 암석종류에 따라 다소 차이가 있으나 전반적인 안전율과 전체적인 안전율의 평균값은 매우 유사한 것으로 나타났다(Table 4).

유한요소해석 결과, 등각분할법을 포함한 지반정수(A)를 적용한 변위결과는 0.13~0.65mm(평균 0.27mm)이고, 기존 실시설계에서 산정한 지반정수(B)를 적용한 변위는 0.14~1.07mm(평균 0.37mm)이다. 이는 상호 유사한 결과를 보이는 것으로 확인된다(Table 4).

기존 실시 설계에서 여러 검토를 거쳐 종합적으로 고려하여 적용한 지반물성치(B)와 암석 삼축압축시험과 GSI 산정결과를 입력하여 산출한 등각분할법 지반물성치(A)로 해석한 결과를 비교하면 대체로 유사한 경향을 나타냄을 알 수 있다. 양호한 암반 비탈면의 경사를 설정하고, 이 암반비탈면의 안정성을 해석하는 범용 프로

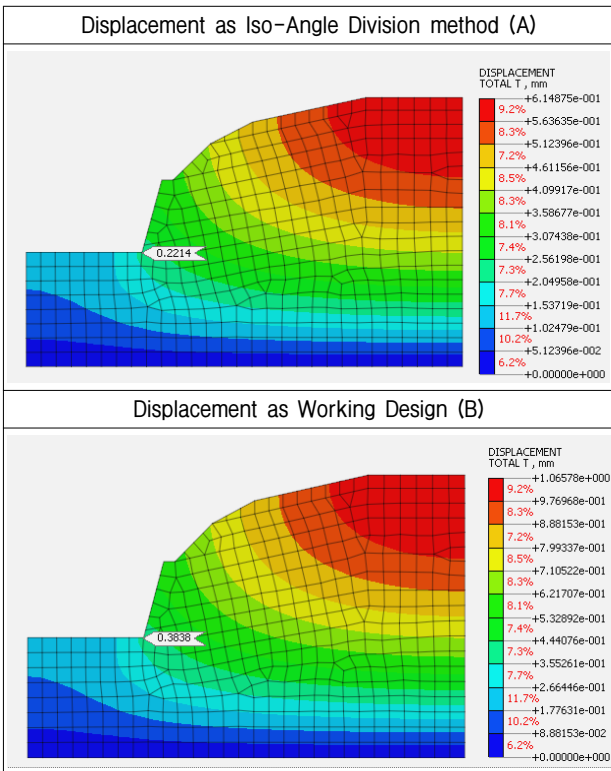


Fig. 6. FEM (displacement : mm) as geotechnical strength of Iso-Angle Division method (A) and working design (B) for granite slope

Table 4. Numerical analysis result applied geotechnical strength of Iso-Angle Division method (A) and working design (B)

Class.	LEM-wet condition (Safety factor)		FEM (Displacement : mm)		
	A	B	A	B	
Granite	37.57	30.13	0.22	0.38	
Andesite	14.08	18.39	0.65	1.07	
Gneiss	1	24.60	23.45	0.17	0.27
	2	37.91	35.06	0.22	0.25
Hornfels	PWR 1	44.49	12.96	0.24	0.26
	FSR 1	67.50	15.26	0.15	0.16
Sandstone	58.22	60.04	0.13	0.14	
Interbeded layer	1	28.04	28.96	0.29	0.26
	2	30.11	29.84	0.22	0.26

그림에 대한 입력정수를 등각분할법 강도정수로 적용할 수 있을 것으로 사료된다.

7. 결론 및 제언

- (1) 연속체 암반의 강도정수를 H-B 파괴기준을 응용하여 산정하는 과정에서, 구속응력 범위를 $\sigma_1 \leq \sigma_3 \leq \frac{1}{2}\sigma_{ci}$ 나 $\text{Slope}(\sigma_1 \leq \sigma_3 \leq \sigma_n (= \gamma_1 \cdot H))$ 로 설정하고, H-B 파괴포락선(비선형)의 $\sigma_n (= \frac{1}{2}\sigma_{ci})$ 접선 또는 $\sigma_n (= \gamma_1 \cdot H)$ 접선에서 산출한 등각 M-C 강도정수나 등면적법 M-C 강도정수는 점착력이 과다하게 산정되거나 내부 마찰각이 대부분 45°이상으로 나타났다. 작은 구속응력 변화에도 등각 M-C 강도정수는 민감하게 변화함으로 설계에서 실무적으로 활용하기가 부적합하다. 또한 결과적으로 불안정설계나 과다설계가 되기 쉽다.
- (2) 이 문제점을 보완하기 위해 등각분할법으로 등각 M-C 강도정수를 산정하는 방안을 제시하고, 이 산정방안의 현장 적용성을 평가하기 위해 급경사 연구대상 암반 비탈면을 기존 실시설계 현장 부근에서 선정하고 여러 결과들을 비교·분석하였다.
- (3) 등각분할법에 의한 전단강도 산정 결과는 Hoek이 제시한 전단강도 산정방법의 중간 값으로 나타났다. 이는 H-B 포락선의 등면적법 전단강도(G-MC) 보다 점착력이 전반적으로 낮으며, 상술한 전단강도의 과소·과대 값과 비교해서 균형적이고 평균적인 지반정수이다. H-B 파괴포락선의 수직응력(σ_n)에 해당하는 응력변화를 넓은 범위에서 잘 반영하고 있는 것으로 보인다.

- (4) 동일 암석종류의 암반에서, 연구대상 암반조건(RMR)과 유사한 기존 실시설계 현장의 강도 정수와 비교했을 때, 등각분할법으로 산정한 강도정수와 유사함을 확인할 수 있었다. 합리적이면서 실무적인 전단강도 산정방법으로 추정되고, 결과적으로 안정적이면서 경제적인 설계를 도출할 수 있어 설계에서 지속적인 적용이 이루어질 것으로 기대된다.
- (5) 혼펠스의 원암이 상이하므로 비교·분석과정에서 제외하였다. 연구대상 암반비탈면에서 산정한 등각분할법 전단강도정수(A)와 기존 실시설계에서 적용한 전단강도정수(B)를 검토한 결과, 전단강도정수 차이는 10% 이내로 매우 유사하다. 한계평형해석 결과, 우기시를 기준으로 등각 분할법(A) 적용 안전율은 $F_s=14.08 \sim 58.22$ (평균 32.9), 기존 실시설계 적용(B) 안전율은 $F_s=18.39 \sim 60.04$ (평균 32.2)로 나타났다. 각 동일한 암석종류에 따라 상호 유사한 것으로 판단된다. 유한요소해석 결과, 등각분할법(A)은 변위=0.13~0.65mm(평균 0.27mm), 기존 실시설계(B)는 변위=0.14~1.07mm(평균 0.37mm)으로 매우 유사하게 나타났다.
- (6) 설계실무 측면에서, H-B파괴기준에서 유도된 등각분할법으로 산정한 전단강도정수를 연구 대상 암반 비탈면과 유사한 양호한 암반에 대해 범용적인 전단강도로 적용하여도 안정적이고 경제적인 결과를 도출할 수 있다는 것을 확인하였다.
- (7) 등각분할법의 설계 적용성 측면에서, 연구대상 암반비탈면을 양호한 상태의 암반조건으로 설정하여 연구를 수행하였다. 좀 더 다양한 암반조건의 암반 구조물에 적용할 수 있는지에 대한 보편성 측면에

서의 실무적인 이론 정립은 추 후 연구과제가 될 것이다. 변성암에는 변성정도와 원암의 종류에 따른 전단강도 변화를 규명하는 것도 추후 연구과제가 될 것이다.

참고문헌 (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. (1973), "Engineering Classification of Jointed Rock Masses", *Trans Safr Inst Civ Eng* 15, pp.335-344.
3. Bieniawski, Z.T. (1993), "Classification of Rock Masses for Engineering : The RMR System and Future Trends", *In Comprehensive Rock Engineering*, pp.553-573.
4. Brown, E.T. (1981), "Rock Characterization, Testing and Monitoring- ISRM Suggested Methods", pp.71-183.
5. Chun, B.S., Lee, J.M., Choi, H.S., and Seo, D.D. (2003), "Numerical Study on the Tability 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.77-9 (in Korean with English abstrat).
6. Hoek, E. and Bray, J.W. (1981), "Rock Slope Engineering", *The Institution of Mining and Metallurgy*. London.
7. Hoek, E. (1994), "Strength of Rock and Rock Masses", *ISRM News Journal* 2(2), pp.4-16.
8. Hoek, E. and Brown, E.T. (1980), "Empirical Strength Criterion for Rock Masses", *J. Geotech. Eng. Div.*, pp.1013-1035.
9. Hoek, E. and Brown, E.T. (1997), "Practical Estimates of Rock Mass Strength", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, pp.1165-1186.
10. Hoek, E., Carranza, T.C., and Corkum, B. (2002), "Hoek-Brown Criterion-2002 Edition", *Proc. NARMS-TAC Conference*, pp.267-273.
11. Hoek, E., Carter, T.G., and Diederichs, M.S. (2013), "Quantification of the Geological Strength Index Chart", *ARMA (American Rock Mechanics Association)*.
12. Hoek, E. (2012), "Blast damage factor D", Technical note for RocNews.
13. Jin, K.Y. (2006), "The Evaluation for estimation method of shear strength parameters of rock masses using RMR", Kyungwon University master's thesis(in Korean with English abstrat).
14. Joh, J.H. (2004), "Numerical study on rock slope stability analysis by non-linear Hoek-Brown failure criterion", Han Yang University master's thesis (in Korean with English abstrat).
15. Jung, J.H. (2012), "A Study on stability of rock slope by shear strength", Deajeon University master's thesis (in Korean with English abstrat).
16. Marinos, P. and Hoek E. (2000), "GSI : A Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strenth Estimation", *GeoEng 2000, Technomic publ*, pp.1422-1442.
17. Marinos, V., Marinos, P., and Hoek, E. (2005), "The Geological Strength Index : Applications and Limitations", *Bull. Eng. Geol. Environ.*, pp.55-65.
18. Omar, T. and Sadrekarimi, A. (2015), "Effect of Triaxial Specimen Size on Engineering Design and Analysis", *International Journal of Geo-Engineering*, Vol.6, Paper no.5, DOI 10.1186/s40703-015-0010-7
19. Palmstrom, A. (2005), "Measurements of and Correlations between Block Size and Rock Quality Designation (RQD)", *Tunnels and Underground Space Technology*, pp.362-377.
20. Sonmez, H., Gokceoglu, C., and Ulusay, R. (2003), "An Application of Fuzzy Sets to the Geological Strength Index (GSI) System Used in Rock Engineering", *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, Vol.16, pp.251-269.
21. Sun, W.C., Hwang, S.H., Chung, S.K., Lee, S.K., and Han, K.C. (2001), "Correlation between the Rock Mass Classification Methods", *Journal of the Korean Geotechnical Society*, Vol.17, No.4, pp. 127-134 (in Korean with English abstrat).
22. The Korean Geotechnical Society (2000), "Rock engineering for civil engineer", Goomiseokwan, Seoul, 678 pp. (in Korean).
23. Yang, K.H. (2007), "A Comparative study on stability analysis of rock-cut slope using shear strength reduction method", Sung Kyun Kwan University master's thesis (in Korean with English abstrat).

Received : February 11th, 2019

Revised : May 7th, 2019

Accepted : May 8th, 2019