

# El criterio de rotura de Hoek-Brown – Edición 2002

## Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition

E. Hoek<sup>(1)</sup>, C. Carranza-Torres<sup>(2)</sup>, B. Corkum<sup>(3)</sup>

<sup>(1)</sup> Consulting Engineer, <sup>(2)</sup> University of Minnesota, <sup>(3)</sup> RocScience Inc.

### Resumen

*El criterio de rotura de macizos rocosos de Hoek-Brown es ampliamente aceptado y ha sido aplicado en un gran numero de proyectos a nivel mundial. Mientras que en general el criterio se considera satisfactorio, existen algunas incertidumbres e inexactitudes que ha creado inconvenientes en su implementación a modelos numéricos y a programas de computación de equilibrio límite. En particular, la dificultad de encontrar un ángulo de fricción y resistencia cohesiva equivalentes para un macizo rocoso dado, ha sido un inconveniente desde la publicación original del criterio en 1980. Este artículo intenta resolver todos estos problemas y establece una secuencia de cálculos recomendadas para la aplicación del criterio de rotura. Un programa de computación asociado, denominado “RocLab”, ha sido desarrollado con la finalidad de ser un medio conveniente de resolución y graficación de las ecuaciones presentadas en este artículo.*

### Abstract

*The Hoek-Brown failure criterion for rock masses is widely accepted and has been applied in a large number of projects around the world. While, in general, it has been found to be satisfactory, there are some uncertainties and inaccuracies that have made the criterion inconvenient to apply and to incorporate into numerical models and limit equilibrium programs. In particular, the difficulty of finding an acceptable equivalent friction angle and cohesive strength for a given rock mass has been a problem since the publication of the criterion in 1980. This paper resolves all these issues and sets out a recommended sequence of calculations for applying the criterion. An associated Windows program called “RocLab” has been developed to provide a convenient means of solving and plotting the equations presented in this paper.*

## 1. INTRODUCCIÓN

Hoek y Brown [1, 2] introdujeron su criterio de rotura en un intento de proporcionar los datos de partida para el análisis necesario en el diseño de excavaciones subterráneas en roca competente. El criterio se dedujo a partir de los resultados de las investigaciones de Hoek [3] de roturas frágiles de rocas intactas y de un modelo de estudio del comportamiento de macizos rocosos de Brown [4]. El criterio partía de las propiedades de la roca intacta y entonces se introducían factores reductores de esta propiedades sobre la base de las característi-

cas de un macizo rocoso diaclasado. Los autores, intentando relacionar el criterio empírico con las observaciones geológicas, por medio de uno de los sistemas de clasificación de los macizos rocosos, eligieron para este propósito el RMR (Rock Mass Rating) propuesto por Bieniawski [5].

Debido a la ausencia de otras alternativas, el criterio fue pronto adoptado por la comunidad de la mecánica de rocas y su uso rápidamente extendido más allá de los límites originales utilizados en la deducción de las relaciones de reducción de la resistencia.

Consecuentemente, llegó a ser necesario reexa-

minar estas relaciones e introducir nuevos elementos cada vez que dicho criterio era aplicado a un amplio rango de problemas prácticos. Fruto de estos avances fue la introducción de la idea de macizos rocosos “inalterados” y “alterados” por Hoek y Brown [6], y la introducción de un criterio modificado para obligar a la resistencia a tracción del macizo rocoso a tender a cero para macizos de calidad muy mala (Hoek, Wood y Shah, [7]).

Una de las primeras dificultades que aparecen en muchos problemas geotécnicos, particularmente en el ámbito de la estabilidad de taludes, es que es más conveniente tratar el criterio original de Hoek-Brown en términos de esfuerzos normales y al corte mas que en términos de esfuerzos principales, según la ecuación original:

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

donde

$\sigma'_1$  y  $\sigma'_3$  son los esfuerzos principales efectivos mayor y menor en el momento de rotura

$\sigma_{ci}$  es la resistencia a compresión uniaxial del material intacto

$m$  y  $s$  son las constantes del material, donde  $s = 1$  para roca intacta.

Una relación exacta entre la ecuación 1 y los esfuerzos normales y al corte en la rotura fue deducida por J.W. Bray (recopilada por Hoek [8] y ultimamente por Ucar [9] y por Londe<sup>1</sup> [10]).

Hoek [12] trató la derivación de las resistencias cohesivas y de los ángulos de fricción equivalentes para diferentes situaciones prácticas. Estas deducciones se basaron en las tangentes a la envolvente de Mohr obtenida por Bray. Hoek [13] sugirió que la resistencia cohesiva determinada al ajustar una tangente a la envolvente curvilínea de Mohr es un valor sobredimensionado y puede dar unos resultados optimistas en los cálculos de estabilidad. Consecuentemente, puede ser más apropiado un valor medio determinado al ajustar una relación lineal de Mohr-Coulomb por métodos de mínimos cuadrados. En ese artículo, Hoek también introdujo el concepto de criterio de Hoek-Brown Generalizado

en el que la forma de la curva de la tensión principal o la envolvente de Mohr podría ajustarse por medio de un coeficiente variable,  $a$ , en lugar del término de la raíz cuadrada de la ecuación 1.

Hoek y Brown [14] intentaron consolidar todos los progresos anteriores en una presentación comprensiva del criterio de rotura y dieron numerosos ejemplos trabajados para ilustrar su aplicación práctica.

Además de los cambios en las ecuaciones, también se reconoció que el RMR de Bieniawski no era adecuado como vehículo para relacionar el criterio de rotura con las observaciones geológicas en campo, particularmente para macizos rocosos muy débiles. Ello condujo a la introducción del Índice de Resistencia Geológica, GSI (Geological Strength Index) por Hoek, Wood y Shah [7], Hoek [13] y Hoek, Kaiser y Bawden [15]. Este índice fue posteriormente extendido a macizos rocosos débiles a través de una serie de artículos de Hoek, Marinos y Benisi [16], Hoek y Marinos [17] [18] y Marinos y Hoek [19].

Este texto no tratará el Índice de Resistencia Geológica GSI, en cambio el texto se centrará en la secuencia de cálculos ahora propuesta para la aplicación del criterio de Hoek y Brown Generalizado a macizos rocosos diaclasados.

## 2. CRITERIO DE HOEK-BROWN GENERALIZADO

Éste se expresa como:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2)$$

donde  $m_b$  es un valor reducido de la constante del material  $m_i$  y está dado por:

$$m_b = m_i \exp \left( \frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (3)$$

$s$  y  $a$  son constantes del macizo rocoso dadas por las siguientes relaciones:

$$s = \exp \left( \frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (4)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (5)$$

$D$  es un factor que depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las voladuras o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos

<sup>1</sup>Recientemente se ha visto que las ecuaciones de Londe contienen errores, aunque los conceptos introducidos por Londe fueron muy importantes en la aplicación del criterio de Hoek-Brown a los problemas de túneles (Carranza-Torres y Fairhurst, [11]).

rocosos *in situ* inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados. En la última sección de este capítulo se dan las pautas para la selección de  $D$ .

La resistencia a la compresión uniaxial se obtiene haciendo  $\sigma'_3 = 0$  en la ecuación 2, dando así:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^a \quad (6)$$

y siendo la resistencia a tracción:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (7)$$

La ecuación 7 se obtiene haciendo  $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$  en la ecuación 2. Esto representa una condición de tensión biaxial. Hoek [8] mostró que para materiales frágiles, la resistencia a tracción uniaxial es igual a la resistencia a tracción biaxial.

Obsérvese que el “cambio” en GSI= 25 para los coeficientes  $s$  y  $a$  (Hoek y Brown, [14]) se han suprimido en las ecuaciones 4 y 5 que dan una transición continua suave para todo el intervalo de valores de GSI. Los valores numéricos de  $a$  y  $s$  dados por estas ecuaciones están muy próximos a los dados por las ecuaciones anteriores y no es necesario hacer correcciones o rehacer los antiguos cálculos.

Los esfuerzos normales y al corte están relacionadas con los esfuerzos principales por las ecuaciones publicadas por Balmer [20]:

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (8)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (9)$$

siendo

$$d\sigma'_1/d\sigma'_3 = 1 + am_b (m_b \sigma'_3 / \sigma_{ci} + s)^{a-1} \quad (10)$$

### 3. MÓDULO DE DEFORMACIÓN

Los módulos de deformación de macizos rocosos están dados por:

$$E_m \text{ [GPa]} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{\frac{\text{GSI}-10}{40}} \quad (11)$$

La ecuación 11 se utiliza cuando  $\sigma_{ci} \leq 100$  MPa. Cuando  $\sigma_{ci} > 100$  MPa, se utiliza la siguiente expresión

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

Obsérvese que la ecuación original propuesta por Hoek y Brown [14] ha sido modificada por la inclusión del factor  $D$ , para tener en cuenta los efectos de los daños de las voladuras y la relajación de esfuerzos.

### 4. CRITERIO DE MOHR-COULOMB

Dado que mucho software geotécnico está aun escrito en términos del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, es necesario determinar los ángulos de fricción y las resistencias cohesivas para cada macizo rocoso e intervalo de esfuerzos. Esto se hace ajustando una relación lineal media a la curva generada a partir de la ecuación 2 para un intervalo de esfuerzo principal menor definido por  $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{3\max}$ , tal como se ilustra en la Figura 1. El proceso de ajuste supone equilibrar las áreas por encima y por debajo de la curva de Mohr-Coulomb. Esto da lugar a las siguientes ecuaciones para el ángulo de fricción  $\phi'$  y la resistencia cohesiva  $c'$ :

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (13)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}] (s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (14)$$

siendo  $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_{ci}$ .

Obsérvese que el valor de  $\sigma'_{3\max}$ , el límite superior del esfuerzo de confinamiento sobre el que se ha considerado la relación de los criterios de Mohr-Coulomb y de Hoek-Brown, ha sido determinado para cada caso individual. Mas adelante se presentan pautas para tomar valores de  $\sigma'_{3\max}$  para el caso de taludes y túneles superficiales y profundos.

La resistencia al corte de Mohr-Coulomb  $\tau$ , para un esfuerzo normal dado  $\sigma'_n$ , se encuentra sustituyendo estos valores de  $c'$  y  $\phi'$  en la ecuación:

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (15)$$

La gráfica equivalente, en términos de esfuerzos principales menor y mayor, está definida por:

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_3 \quad (16)$$

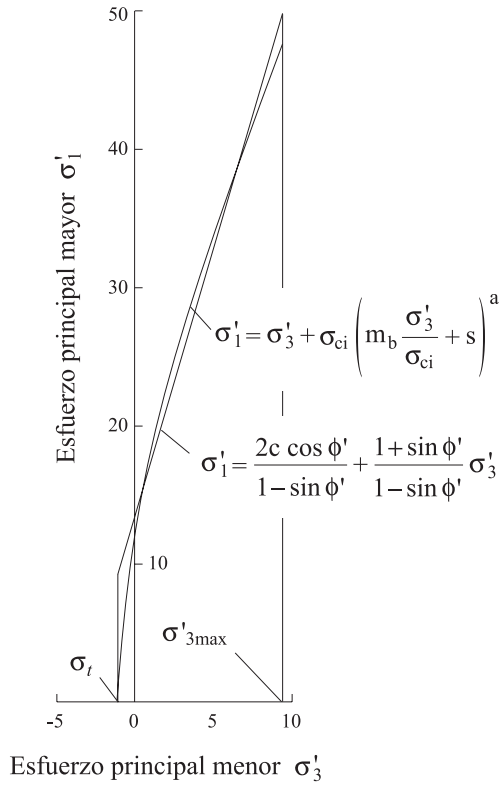


Figura 1. Relaciones entre esfuerzos principales mayores y menores para el criterio de Hoek-Brown y el equivalente de Mohr-Coulomb.

## 5. RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

La resistencia a compresión uniaxial del macizo rocoso  $\sigma_c$  está dada por la ecuación 6. La rotura se inicia en el contorno de una excavación cuando los esfuerzos introducidos en dicho contorno exceden el valor  $\sigma_c$ . La rotura se propaga desde este punto inicial formando un campo de esfuerzos biaxial en rotura y eventualmente se estabiliza cuando la relación de esfuerzos de resistencia local, definida por la ecuación 2, resulta mayor la combinación de esfuerzos inducidos  $\sigma'_1$  y  $\sigma'_3$ . Muchos modelos numéricos pueden seguir este proceso de propagación de rotura, siendo muy importante este nivel de análisis detallado cuando se trata de determinar la estabilidad de excavaciones en roca y cuando se diseñan sistemas de sostenimiento para estas excavaciones.

Sin embargo, hay ocasiones en las que es útil considerar el comportamiento global del macizo rocoso mas que el proceso detallado de propagación de rotura descrito anteriormente. Por ejemplo, cuando se considera la rotura de un pilar, es útil tener una estimación de la resistencia global del pilar mas que un conocimiento detallado de la extensión de la propa-

gación de fracturas en el pilar. Esto conduce al concepto de “resistencia del macizo rocoso” global. Hoek y Brown [14] propusieron que ésta podría estimarse a partir de la relación de Mohr-Coulomb:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (17)$$

con  $c'$  y  $\phi'$  determinada para el intervalo de esfuerzos  $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$ , resultando en

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)] (m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (18)$$

## 6. DETERMINACIÓN DE $\sigma'_{3max}$

La determinación de valor apropiado de  $\sigma'_{3max}$  a ser utilizado en las ecuaciones 13 y 14 depende de cada situación específica. Dos casos serán investigados:

1. Túneles, donde el valor de  $\sigma'_{3max}$  es aquel valor que da curvas características similares para ambos criterios de rotura en el caso de túneles profundos; o que da perfiles de subsidencia equivalentes para túneles superficiales.
2. Taludes, donde el factor de seguridad calculado y la forma y ubicación de la superficie de rotura son equivalentes.

Para el caso de túneles profundos se han utilizado soluciones elasto-plásticas que incorporan los criterios de Hoek-Brown Generalizado y Mohr-Coulomb para generar cientos de resultados y para encontrar el valor de  $\sigma'_{3max}$  que da las curvas características equivalentes.

Para túneles someros, donde la profundidad por debajo de la superficie es menor a tres veces el diámetro del túnel, estudios numéricos comparativos de la extensión de rotura y la magnitud de la superficie de subsidencia dan una relación parecida a la obtenida para túneles profundos —esto es cuando el hundimiento sobre el túnel somero no alcanza la superficie.

Los resultados de los estudios para túneles profundos se representan en la Figura 2. La ecuación ajustada para ambos casos es:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94} \quad (19)$$

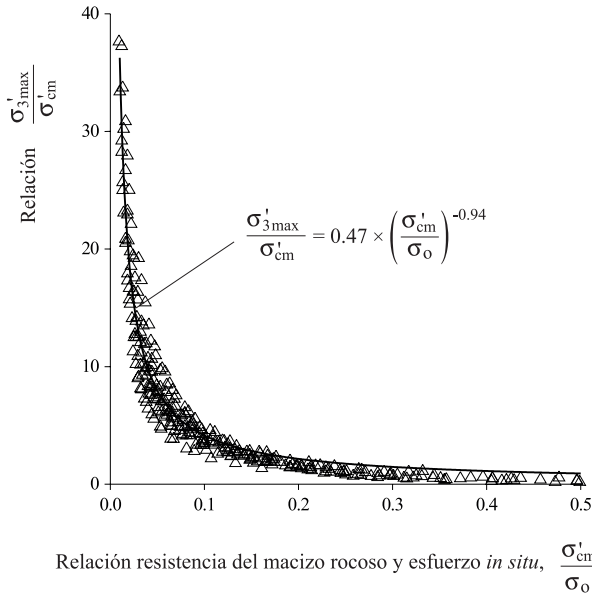


Figura 2. Relación para el calculo de  $\sigma'_{3max}$  en los parámetros de Hoek-Brown y Mohr-Coulomb para el caso de túneles.

donde  $\sigma'_{cm}$  es la resistencia del macizo rocoso, definida por la ecuación 18,  $\gamma$  es el peso unitario del macizo rocoso y  $H$  es la profundidad del túnel desde la superficie. En casos donde la tensión horizontal es mayor que la tensión vertical, se usará el valor de la tensión horizontal en lugar de  $\gamma H$ .

La ecuación 19 se aplica a todas las excavaciones subterráneas, que son circundadas por una zona de rotura que no se extiende hasta la superficie.

Para estudios de problemas tales como el hundimiento de bloques en minas se recomienda que no se intente relacionar los parámetros de Mohr-Coulomb y de Hoek-Brown y que la determinación de las propiedades del material y análisis subyacente se basen sólo en uno de estos criterios.

Estudios similares en taludes, usando el análisis de rotura circular de Bishop para un amplio rango de geometrías de taludes y propiedades de macizo rocoso, dan

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left( \frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (20)$$

siendo  $H$  la altura del talud.

## 7. ESTIMACIÓN DEL FACTOR DE ALTERNACIÓN $D$

La experiencia en el diseño de taludes en grandes rajes a cielo abierto ha mostrado que el criterio

de Hoek-Brown para macizos rocosos *in situ* no alterados ( $D = 0$ ) da lugar a parámetros de resistencia del macizo rocoso consideradas optimistas [21] [22]. Los efectos de los intensos daños de las voladuras, así como de la relación de esfuerzos debido a la retirada del estéril de recubrimiento, provocan una alteración del macizo rocoso. Para estos macizos rocosos es más apropiado considerar propiedades “alteradas” del macizo [6], es decir  $D = 1$  en las ecuaciones 3 y 4.






Lorig y Varona [23] muestran que factores tales como el confinamiento lateral producido por los diferentes radios de curvatura de los taludes (en planta) comparados con su altura también tienen su influencia sobre el grado de alteración.

Sonmez y Ulusay [24] analizaron retrospectivamente cinco roturas de taludes en minas de carbón a cielo abierto en Turquía e intentaron asignar factores de alteración a cada macizo rocoso basándose fundamentalmente en la evaluación de las propiedades de los macizos rocosos deducidas con el criterio de Hoek-Brown. Desgraciadamente, uno de los taludes parece estar controlado estructuralmente mientras otro consiste en un depósito de estéril desplazado. Los autores consideran que el criterio de Hoek-Brown no es aplicable a estos dos casos.

Cheng y Liu [25] recopilaron los resultados de análisis retrospectivos de medidas de deformación, a partir de extensómetros colocados antes del comienzo de la excavación, en la caverna de la central hidroeléctrica de Mingtan en Taiwan. Ellos encontraron que la zona dañada por las voladuras se extendía a una distancia de unos 2 m alrededor de toda la excavación. La resistencia y propiedades de deformación del macizo rocoso dañado calculadas de manera retrospectiva dan un factor de alteración equivalente  $D = 0.7$ .

A partir de esta referencias, esta claro que sobre el grado de alteración en el macizo rocoso circundante a una excavación pueden influir un gran numero de factores y que nunca es posible cuantificar estos factores de manera precisa. Sin embargo, a partir de la experiencia y del análisis de todos los detalles recogidos en estos artículos, los autores han intentado establecer unas guías para estimar el factor  $D$ , que son resumidas en la Tabla 1. La influencia de este factor de alteración puede ser grande. Esto se ilustra con un ejemplo típico en el que  $\sigma_{ci} = 50$  MPa,  $m_i = 10$  y  $GSI = 45$ .

Tabla 1. Guías para estimar el factor de alteración  $D$ .

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor $D$ sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel	$D = 0$
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante.  Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la fotografía.	$D = 0$  $D = 0.5$ No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso circundante.	$D = 0.8$
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensiones resulta en alguna alteración.	$D = 0.7$ Good blasting  $D = 1.0$ Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento.  En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	$D = 1.0$ Production blasting  $D = 0.7$ Mechanical excavation



Para un macizo rocoso inalterado circundante a un túnel a una profundidad de 100 m, con un factor de alteración  $D = 0$ , el ángulo de fricción equivalente es  $\phi' = 47,16^\circ$  mientras que la resistencia cohesiva es  $c' = 0,58$  MPa. Un macizo rocoso con los mismos parámetros básicos pero en un talud frecuentemente alterado de 100 m de altura con un factor de alteración  $D = 1$ , tiene un ángulo de fricción equivalente al  $\phi' = 27,61^\circ$  y una resistencia cohesiva de  $c' = 0,35$  MPa.

Obsérvese que éstas son solamente guías y por lo tanto se advierte al lector de que se deberán aplicar los valores dados con cautela. Sin embargo, estas guías pueden ser utilizadas para proporcionar un punto de partida realista para cualquier diseño y, si la observación o medidas registradas del comportamiento de la excavación son mejores que los previstos, los valores de alteración podrán ser ajustados a la baja.

## 8. CONCLUSIÓN

En este artículo se han tratado diversos problemas prácticos y aspectos de incertidumbre en el uso del criterio de rotura de Hoek-Brown. Se ha hecho lo posible por aportar un método riguroso y sin ambigüedades para calcular o estimar los parámetros requeridos en el análisis. Estos métodos han sido implementados en un programa Windows llamado "Roclab" que puede ser bajado (gratis) de la página web [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com). Este programa incluye tablas y gráficos para estimar la resistencia a compresión de los elementos de roca intacta ( $\sigma_{ci}$ ), la constante del material  $m_i$  y el Índice de Resistencia Geológica, GSI.

## 9. AGRADECIMIENTOS

Los autores desean agradecer al profesor E. T. Brown sus contribuciones en la revisión del borrador de este texto y su participación en el desarrollo del criterio de Hoek-Brown durante los pasados 25 años.

## Referencias

- [1] Hoek, E. and Brown, E.T. (1980). *Empirical strength criterion for rock masses*. J. Geotech. Engng Div., ASCE 106 (GT9), 1013–1035.
- [2] Hoek, E. and Brown, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. London, Instn. Min. Metall.
- [3] Hoek, E (1968). *Brittle failure of rock*. Rock Mechanics in Engineering Practice. (Eds. K.G. Stagg and O.C. Zienkiewicz), 99–124. London: Wiley.
- [4] Brown, E.T. (1970). *Strength of models of rock with intermittent joints*. J. Soil Mech. Foundn Div., ASCE 96, SM6, 1935–1949.
- [5] Bieniawski Z.T. (1976). *Rock mass classification in rock engineering*. Exploration for Rock Engineering, Proc. Of the Symp., (ed. Z.T. Bieniawski). 1, 97–106. Cape Town, Balkema.
- [6] Hoek, E and Brown, E.T. (1988). *The Hoek-Brown failure criterion — a 1988 update*. Proc. 15 th Canadian Rock Mech. Symp. (Ed. J.C. Curran), 31–38. Toronto, Dept. Civil Engineering, University of Toronto.
- [7] 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, (ed. J.A. Hudson), 209–214. London, Brit. Geotech. Soc.
- [8] Hoek, E. (1983). *Strength of jointed rock masses*. 23 rd. Rankine Lecture. Géotechnique 33 (3), 187–223.
- [9] Ucar, R. (1986). *Determination of shear failure envelope in rock masses*. J. Geotech. Engg. Div. ASCE. 112, (3), 303–315.
- [10] Londe, P. (1988). *Discussion on the determination of the shear stress failure in rock masses*. ASCE J. Geotech Eng Div, 14, (3), 374–376.
- [11] 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), 777–809.
- [12] 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.
- [13] Hoek, E. (1994). *Strength of rock and masses*. ISRM News Journal, 2 (2), 4–16.

- [14] 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.
- [15] Hoek, E., Kaiser P.K. and Bawden W.F. (1995). *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam, Balkema.
- [16] 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. Eng. Geol. Env. 57 (2), 151–160.
- [17] Marinos, P. and Hoek, E. (2000). *GSI — A geologically friendly tool for rock mass strength estimation*. Proc. GeoEng 2000 Conference, Melbourne.
- [18] Hoek, E. and Marinos, P. (2000). *Predicting Tunnel Squeezing*. Tunnels and Tunnelling International. Part 1 – November 2000, Part 2 – December, 2000.
- [19] Marinos, P. and Hoek, E. (2001). *Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as flysch*. Bulletin of the International Association of Engineering Geologists.
- [20] Balmer, G. (1952). *A general analytical solution for Mohr's envelope*. Am. Soc. Test. Mat. 52, 1260–1271.
- [21] Söberg, J., Sharp, J.C., and Malorey, D.J. (2001). *Slope stability at Aznalcóllar*. Slope stability in surface mining. (Eds. W. A. Hustrulid, M. J. McCarter and D.J.A. Van Zyl). Littleton: Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc., 183–202.
- [22] Pierce, M., Brandshaugg, T., and Ward, M. (2001). *Slope stability assessment at the Main Cresson Mine*. Slope stability in surface mining. (eds. W.A. Hustrulid, M.J. McCarter and D.J.A. Van Zyl). Littleton: Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc., 239–250.
- [23] Lorig, L., and Varona, P. (2001). *Practical slope-stability analysis using finite-difference codes*. Slope stability in surface mining. (Eds. W.A. Hustrulid, M.J. McCarter and D.J.A. Van Zyl). Littleton: Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc., 115–124.
- [24] 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.
- [25] 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, 111–132.

## NOTA SOBRE LA VERSIÓN DEL ARTÍCULO EN ESPAÑOL

Esta es una versión en idioma Español del artículo original:

Hoek, E., C. Carranza-Torres, and B. Corkum (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. In R. Hammah, W. Bawden, J. Curran, and M. Telesnicki (Eds.), Proceedings of NARMS-TAC 2002, Mining Innovation and Technology. Toronto. 10 July 2002, pp. 267—273. University of Toronto.

La versión en idioma Español ha sido realizada por el Profesor Carlos López Jimeno, de la Escuela de Minas de Madrid, y publicada como

Hoek, E., C. Carranza-Torres, and B. Corkum (2004). El Criterio de Rotura de Hoek-Brown. Edición 2002. In Carlos López Jimeno (Ed.), IngeoTÚNELES, Capítulo 1, Libro 7, 2003, pp. 35—47. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros en Minas.

Los autores agradecen la gentileza del Profesor Carlos López Jimeno de haber puesto a disposición de los autores el texto traducido para su re-publicación en estas Actas del VI Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas- XI Congreso Colombiano de Geotecnia, Cartagena, Colombia, Octubre 8-13 de 2006.