
3 Criterios de rotura y clasificaciones geomecánicas

3.1 Introducción. Definición de un criterio de rotura general

Existen dos formas para definir el comportamiento de una roca en rotura: mediante el estado de tensiones o mediante el de deformaciones. Normalmente se utiliza la primera (González Vallejo, 2002). De esta forma, se toma como resistencia de la roca la máxima tensión que ésta puede soportar.

Para cualquier punto del macizo el tensor de tensiones viene definido por seis componentes, tres componentes normales, y tres componentes tangenciales, σ_{xi} , σ_{yi} , σ_{zi} , τ_{xyi} , τ_{yzi} y τ_{xzi} , en un sistema de coordenadas (x, y, z). Dependiendo de la magnitud y dirección de las seis componentes del tensor, se obtienen las tres tensiones principales, σ_{1i} , σ_{2i} , σ_{3i} , donde σ_{1i} es la tensión mayor, σ_{2i} la tensión intermedia y σ_{3i} la tensión menor.

En el caso de un material isótropo (material que presenta las mismas característica físicas en cualquier dirección), cualquier dirección es dirección principal, con lo que las tres tensiones principales se representan σ_1 , σ_2 , σ_3 . En este caso se define como criterio de rotura a la superficie f , que delimita en el espacio de tensiones principales (σ_1 , σ_2 , σ_3) un cierto dominio que llamamos dominio elástico viene expresado por la siguiente ecuación:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \quad (3.1)$$

En general, los equipos utilizados para la obtención de resultados experimentales nos dan datos sobre las tensiones principales, si a esto le añadimos que la tensión intermedia (σ_2) se suele ignorar, el criterio de rotura se define bidimensionalmente en función de la tensión mayor (σ_1), y la tensión menor (σ_3), como:

$$f(\sigma_1, \sigma_3) = 0 \quad (3.2)$$

f es la superficie que limita el dominio elástico del material, en el espacio bidimensional de tensiones principales, y la ecuación que describe esta superficie de fluencia es el criterio de rotura (ver Figura 3.1).

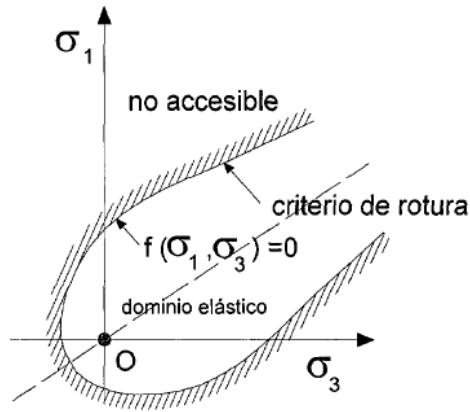


Figura 3.1: Representación del criterio de rotura en términos bidimensionales. Modificada de según Melentijevic, 2005.

Los puntos representados encima del dominio elástico ($f(\sigma_1, \sigma_3) = 0$) están en situación de rotura, por el contrario, los puntos del macizo con estado tensional en el interior del dominio elástico no están en rotura, sino que están en estado elástico. Los puntos del exterior del dominio elástico son puntos tensionales inaccesibles, es decir no se pueden obtener dichas tensiones para el macizo en cuestión.

Dependiendo de como se defina la ecuación de la superficie de fluencia (f) se obtienen distintos criterios de rotura. A continuación se hace una descripción del criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb, y del criterio de rotura no lineal de Hoek&Brown.

3.2 Criterio de rotura lineal de Mohr-Coulomb

El criterio de rotura de Mohr-Coulomb, introducido por primera vez por Coulomb en el año 1773, inicialmente pensado para el estudio en suelos, es un criterio de rotura lineal. Esto significa, tal y como se ha indicado anteriormente, que la ecuación que define la superficie de fluencia es una ecuación lineal.

Aunque el comportamiento de la roca en un ensayo triaxial no concuerda con un modelo lineal, Mohr-Coulomb se sigue utilizando mucho por su sencillez y comodidad.

Generalmente para el caso del criterio de Mohr-Coulomb, se define el criterio de rotura en función de la tensión tangencial y la tensión normal en un plano. En este caso la superficie de fluencia es de la forma $\tau = f(\sigma)$. La expresión matemática de dicha ecuación es:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (3.3)$$

donde:

- c es la cohesión, una constante que representa la tensión cortante que puede ser resistida sin que haya ninguna tensión normal aplicada.
- ϕ es el ángulo de fricción
- τ es la tensión tangencial que actúa en el plano de rotura

- σ_n es la tensión normal que actúa en el plano de rotura

A continuación (Figura 3.2), se representa el criterio de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones normal y tangencial. Se puede apreciar que la ecuación de la superficie de rotura es la ecuación de la recta tangente a todos los círculos de falla.

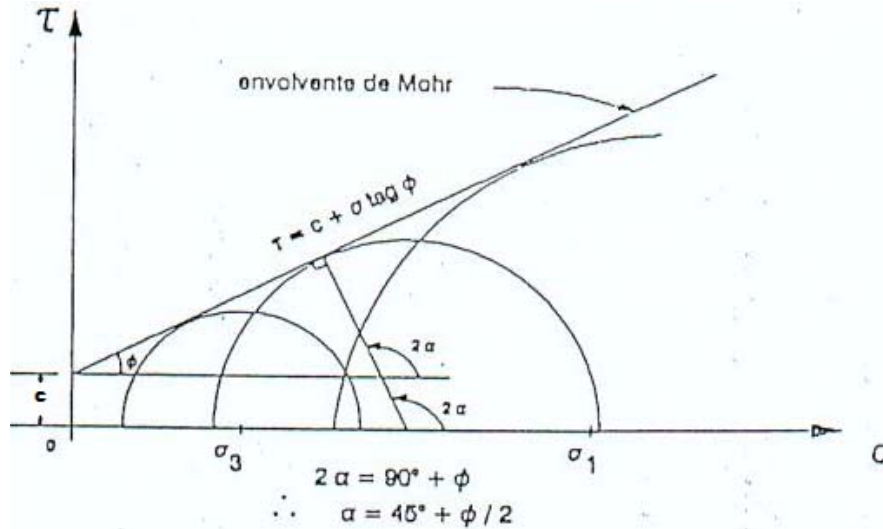


Figura 3.2: Representación de la envolvente de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones normal y tangencial. . Modificada de según Melentijevic, 2005.

En este caso, el dominio elástico viene representado por la envolvente de Mohr. Por lo tanto, haciendo referencia a la que se ha dicho anteriormente (ver apartado 3.1) los puntos del macizo con estado tensional por debajo de dicha envolvente están en un estado elástico mientras que los que se sitúan encima se encuentran en rotura. La zona de estados tensionales inaccesibles para este macizo es aquella que se encuentra por encima de la envolvente de Mohr.

Aunque anteriormente se ha dicho que es usual describir el criterio de Mohr-Coulomb en el espacio de tensiones tangencial y normal, éste también se expresa en el espacio de tensiones principales de la forma

$$\sigma_1 = N_\phi \sigma_3 + 2c\sqrt{N_\phi} \tag{3.4}$$

donde

$$N_\phi = \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right] \tag{3.5}$$

donde c y ϕ vuelven a ser cohesión y ángulo de fricción respectivamente.

3.3 Criterio de rotura no lineal de Hoek&Brown

El criterio de rotura de Hoek&Brown su versión original fue introducida en el 1980 (Hoek y Brown, 1980a; Hoek y Brown, 1980b) desde entonces su uso se ha generalizado en el ámbito de la mecánica de rocas, traspasando los límites para los que

fue propuesto (cálculo de la estabilidad en taludes y estados tensionales en el entorno de un túnel, para macizos rocosos duros). Debido a esto, y con el fin de mejorarlo, el criterio ha sufrido varias modificaciones así como la introducción de nuevos parámetros para definir el estado del material, y nuevas propuestas para obtener la caracterización del macizo, la última en 2002 (Hoek et al., 2002).

Se trata de un criterio no lineal, puramente empírico, que permite valorar, de manera sencilla, la rotura de un medio rocoso mediante la introducción de las principales características geológicas y geotécnicas.

En la Figura 3.3 se representa las tensiones de rotura para el criterio de rotura de Hoek&Brown. En la figura se aprecia que la función que define el dominio elástico es no lineal. Tal y como se ha indicado para el criterio de rotura de Mohr-Coulomb (ver apartado 3.2), los estados de tensiones encima de la curva están en rotura, mientras que los interiores están en el dominio elástico, y los estados tensionales por encima de la curva son inaccesibles para este determinado caso.

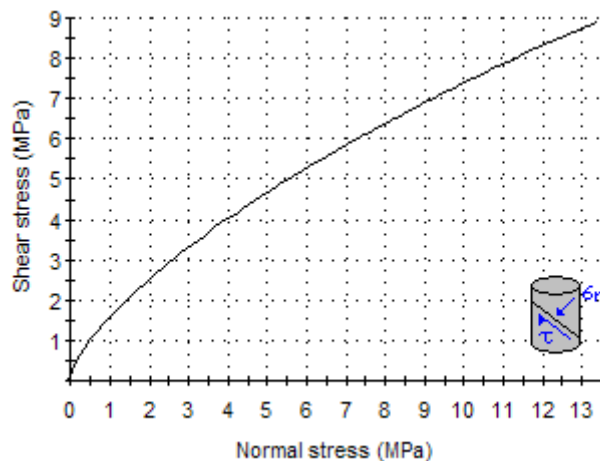


Figura 3.3: Representación del criterio de rotura de Hoek&Brown, en el espacio de tensiones normal y tangencial.

A continuación se explica el criterio de rotura original de Hoek&Brown y su última versión, esto se realiza porque será de interés en el transcurso de esta tesina.

El criterio original, es un criterio empírico para el estudio de macizos rocosos duros. Su expresión es

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{Ci} \cdot \left(m \frac{\sigma_3'}{\sigma_{Ci}} + s \right)^{0.5} \tag{3.6}$$

donde:

- σ_1' y σ_3' son las tensiones principales mayor y menor en el momento de rotura
- σ_{Ci} es la resistencia a compresión uniaxial del material intacto

- m y s son constantes del material, que dependen de las propiedades de la roca y del grado de fracturación de la roca antes de someterla a las tensiones de rotura. El parámetro s es la medida de disminución de la resistencia a compresión simple de la roca debido a la fracturación. Por su parte, m influye en la resistencia al corte del material. Ambos parámetros se pueden obtener a partir de la clasificación geomecánica Rock Mas Rating (RMR), introducida por Bieniawski, 1976 y que se expone apropiadamente más adelante (apartado 3.5.1).

El uso del criterio no solo en macizos rocosos duros, sino también en macizos de rocas débiles, ha supuesto una reformulación del criterio, así como la introducción de nuevos parámetros. Su última versión se expresa

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{Ci} \cdot \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_{Ci}} + s \right)^a \quad (3.7)$$

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

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (3.8)$$

donde GSI (Geological Strength Index) es una clasificación geomecánica (Hoek, 1994; Hoek, Kaiser y Bawden, 1995), s y a son constantes del macizo rocoso dadas por las siguientes relaciones:

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (3.9)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (3.10)$$

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 excavaciones (mecánicas o por voladuras) o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos *in situ* inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados. Mas adelante se explica detalladamente como obtener el factor de alteración D .

Cabe destacar, que en este caso ya no se utiliza el Rock Mas Rating, sino que se adopta el Geological Strength Index (GSI).

La resistencia a la compresión uniaxial se obtiene haciendo $\sigma_3' = 0$ en la ecuación (3.7), dando así:

$$\sigma_C = \sigma_{Ci} \cdot s^a \quad (3.11)$$

y siendo la resistencia a tracción:

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{Ci}}{m_b} \quad (3.12)$$

la ecuación se obtiene haciendo $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$ en la ecuación(3.7. Esto representa una condición de tensión biaxial.

Las tensiones normal y tangencial en función de las tensiones principales tienen la siguiente expresión (Balmer, 1952).

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (3.13)$$

$$\tau = (\sigma'_1 \sigma'_3) \frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1}} \quad (3.14)$$

$$d\sigma'_1/d\sigma'_3 = 1 + am_b(m_b\sigma'_3/\sigma_{Ci} + s)^{a-1} \quad (3.15)$$






Estimación del factor de alteración del criterio de rotura de Hoek&Brown, D

El factor de alteración del criterio de rotura de Hoek&Brown D , tal y como se ha explicado antes, es un factor que depende principalmente de el grado de alteración al que ha sido sometido el macizo. Alteraciones debidas a la relajación de esfuerzos, causados por excavaciones por voladura, mecánicas, o por otras causas.

El factor fue introducido en la ultima versión del criterio de rotura de Hoek&Brown (Hoek et al., 2002), porque se detectó que para el caso de macizos de rocas no alteradas ($D=0$), el criterio daba parámetros resistentes demasiado optimistas. El factor adopta valores desde 0 para la roca no alterada en condiciones in situ, hasta el valor de 1 para la roca muy alterada.

En la Tabla 3.1 se muestran los valores de el factor de alteración D , para las distintas situaciones del macizo.

Tabla 3.1: Guías para la estimación del factor de alteración del criterio de rotura de Hoek&Brown, D. Extraída de Hoek et al., 2002.

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	<p>Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel.</p>	<p>D=0</p>
	<p>Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo circundante.</p> <p>Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance. la alteración puede ser severa a menos que se coloquen una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la figura.</p>	<p>D=0</p> <p>D=0.5 No invert</p>
	<p>Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3m en el macizo rocoso circundante.</p>	<p>D=0.8</p>
	<p>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 tensión resulta en alguna alteración.</p>	<p>D=0.7 Good blasting</p> <p>D=1.0 Poor blasting</p>
	<p>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.</p> <p>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.</p>	<p>D=1.0 Production blasting</p> <p>D=0.7 Mechanical excavation</p>

3.4 Obtención de la envolvente de rotura de Mohr-Coulomb a partir de la envolvente de Hoek&Brown.

Al analizar la estabilidad de un talud rocoso, es habitual la linealización del criterio de rotura de Hoek&Brown para obtener la envolvente de rotura de Mohr-Coulomb equivalente. A continuación se presentan los distintos métodos de linealización del

criterio de rotura de Hoek&Brown (los métodos de linealización han sido estudiados de Puell et al., 2004), que permiten la obtención del ángulo de fricción y el valor de la cohesión para la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb.

3.4.1 Método de la tangente

El método de la tangente proporciona la resistencia al corte del terreno para un determinado estado tensional mediante la correspondiente envolvente de Mohr-Coulomb, tangente a la envolvente de rotura de Hoek&Brown (Figura 3.4).

Es un método difícil de aplicar, debido a que los programas de cálculo suelen caracterizar el terreno mediante un ángulo de fricción y una cohesión constantes, en vez de hacerlo para una pareja de valores que varían en función de la tensión normal en cada punto.

3.4.2 Método de la secante

El método de la secante consiste en linealizar la envolvente de rotura de Hoek&Brown mediante una recta secante a ésta. La recta secante corta la envolvente de Hoek&Brown en los puntos correspondientes a $\sigma_3=0$ y σ_{ref} , donde σ_{ref} es la presión de confinamiento del macizo en cada caso de estudio (Figura 3.4)

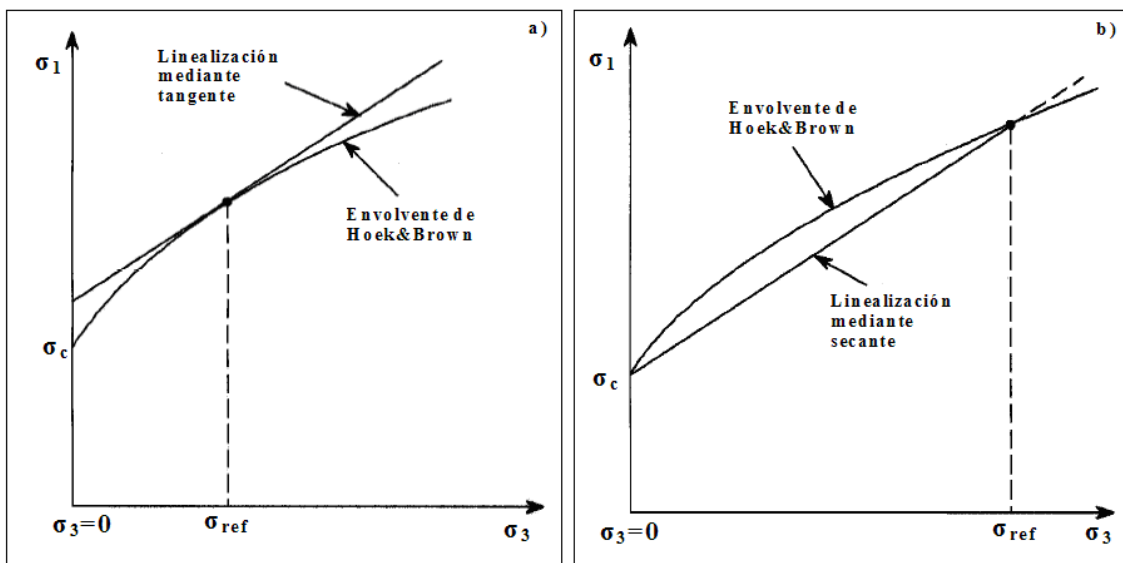


Figura 3.4: a) Representación gráfica de linealización del criterio rotura de de Hoek&Brown mediante el método de la tangente. b) Representación gráfica de linealización del criterio de rotura de Hoek&Brown mediante el método de la secante. σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor; σ_c resistencia a compresión simple del macizo rocoso; σ_{ref} presión de confinamiento de los distintos casos. Extraído de Puell et al., 2004.

Se trata de un método que conserva el valor de la resistencia a compresión simple, pero es muy conservador, pues la recta estimada queda por debajo de la envolvente de Hoek&Brown.

3.4.3 Método de la bilinealización

El método de la bilinealización consiste en sustituir la envolvente de rotura de Hoek&Brown por una envolvente bilineal que se ajusta a la envolvente curva (Figura 3.5). Cada segmento lineal corresponde a una envolvente de Mohr-Coulomb. El punto

intermedio de la bilineal, es aquel que corresponde a la menor área entre la envolvente curva i la bilineal. Es necesario definir un valor de tensión de referencia, el criterio para su obtención se valora en cada caso.

Al igual que en el caso de la secante, se mantiene el valor de la resistencia a compresión simple del macizo, y continua siendo un método conservador, aunque tiene una mejor aproximación que el de la secante.

3.4.4 Método de la regresión lineal

Esta método consiste en linealizar la envolvente de rotura de Hoek&Brown mediante una regresión lineal. A partir de la envolvente de Hoek&Brown obtenemos la tensión principal menor (σ_3), y a partir de esta la mayor (σ_1). La regresión lineal se realiza con estas parejas de valores (Figura 3.5).

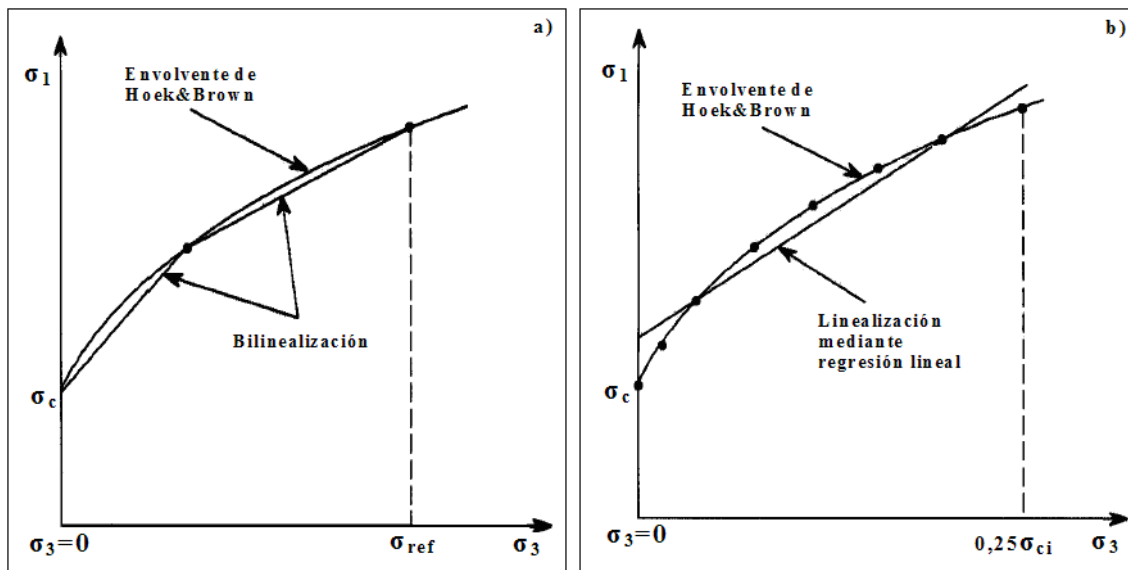


Figura 3.5: a) Representación gráfica de linealización del criterio de Hoek&Brown mediante el método de bilinealización. b) Representación gráfica de linealización del criterio de Hoek&Brown mediante el método de la regresión lineal. σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor; σ_c resistencia a compresión simple del macizo rocoso; σ_{ref} tensión de referencia, que tendrá que ser estimada en cada caso; σ_{ci} resistencia a compresión simple de la roca matriz. Extraído de Puell et al, 2004.

El método es muy sensible a los valores de la tensión principal menor que se escogen para la regresión. Los autores encontraron que los mejores resultados se obtienen para 8 parejas de valores (σ_1 , σ_3), equiespaciados en un rango de valores $0 < \sigma_3 < 0,25 \sigma_{ci}$, donde σ_{ci} es la resistencia a compresión simple de la roca matriz.

3.4.5 Método de la equivalencia de áreas

El método de la equivalencia de áreas consiste en encajar una recta que equilibre las áreas entre la envolvente curva de Hoek&Brown y la linealización de Mohr-Coulomb, para un determinado rango de tensiones, $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma_{m\acute{a}x}$ (Figura 3.6). σ_t es la resistencia a tracción, y $\sigma_{m\acute{a}x}$ es la máxima tensión de confinamiento que se espera, ésta tendrá que ser determinada en cada caso, y su valor tendrá gran influencia en los valores obtenidos.

Este método es el que se empleará al realizar esta tesina, puesto que es el método adoptado por el programa *RocLab* (Hoek et al., 2002).

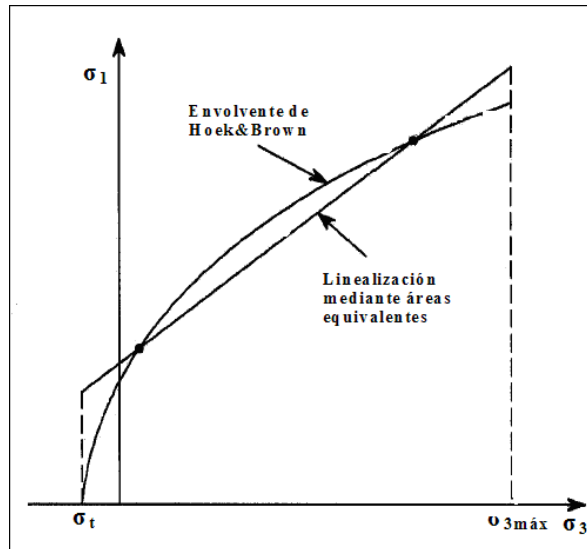


Figura 3.6: Representación gráfica de linealización del criterio de Hoek&Brown mediante el método de la equivalencia de áreas. σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor; σ_t resistencia a tracción; $\sigma_{3máx}$ es el valor máximo esperado de la tensión de confinamiento, que tendrá que ser estimado en cada caso. Extraído de Puell et al., 2004.

3.5 Clasificaciones geomecánicas: RMR y GSI

Las clasificaciones geomecánicas tienen como objetivo el de proporcionar una evaluación geomecánica del macizo rocoso que se estudia a partir de ensayos simples, y observaciones de campo.

3.5.1 Rock Mas Rating (RMR)

El RMR, introducido por Bieniawski 1976, es posiblemente la clasificación geomecánica más usada, inicialmente pensado para valorar la estabilidad i los soportes requeridos en túneles, ha resultado ser apto también para la valoración de la estabilidad en taludes. El RMR permite la obtención de la cohesión y ángulo de fricción, parámetros resistentes del criterio de Mohr-Coulomb. En las siguientes ecuaciones se muestran las relaciones entre RMR y los parámetros resistentes.

$$c = 5RMR(KPa) \quad (3.16)$$

$$\phi = 5 + \frac{RMR}{2} (\text{deg}) \quad (3.17)$$

Donde c es la cohesión y Φ es el ángulo de fricción.

El RMR es una clasificación geomecánica, en la que se tienen en cuenta los siguientes parámetros del macizo rocoso

- (1) Resistencia del material intacto que se obtiene mediante ensayo de carga puntual o compresión simple
- (2) RQD (detallado mas adelante en este mismo apartado)

- (3) Espaciado de la discontinuidades, hace referencia a la longitud entre discontinuidades dentro de la zona a estudio
- (4) Condición de las discontinuidades, que incluye:
- i. Longitud de la discontinuidad
 - ii. Abertura
 - iii. Rugosidad
 - iv. Relleno
 - v. Alteración
- (5) Presencia de agua subterránea

A cada uno de los parámetros anteriores se le asigna un valor, el RMR se obtiene como la suma de todos ellos.

$$RMR = (1) + (2) + (3) + (4) + (5) \quad (3.18)$$

Hay que tener en cuenta que existen dos versiones para la obtención del RMR, el RMR₇₆, del año 1976, y el RMR₈₉, del año 1989. La diferencia reside en los valores que se le asignan a los parámetros de: presencia de agua subterránea, condición de las discontinuidades, y RQD conjuntamente con el espaciado de las discontinuidades. En la Tabla 3.2 se muestra la diferencia entre valores que se le dan a los parámetros según el criterio.

Tabla 3.2: Diferencias de valores entre RMR₇₆ y RMR₈₉

Parámetro	RMR ₇₆	RMR ₈₉
RQD y Espaciado de las discontinuidades	8 – 50	8 – 40
Condición de las discontinuidades	0 – 25	0 – 30
Presencia de agua subterránea	0 – 10	0 – 15

En la Tabla 3.3, se muestran los valores que se le asignan a cada parámetro, para el cálculo del RMR₈₉.

Tabla 3.3: Parámetros y rango de valores para la clasificación geomecánica RMR₈₉

Parámetro			Rango de valores						
1	Resistencia de la roca intacta	Ensayo puntual carga	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa			
		Compresión simple	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MP	< 1 MPa
	valor		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%		
	valor		20	17	13	8	3		
3	Espaciado de las discontinuidades		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	6-20 cm	< 6 cm		
	valor		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	> 20 m		
		Valor	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1 – 1.0 mm	1 – 5 mm	> 5 mm		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Valor	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		valor	6	5	3	1	0		
5	Flujo de agua en las juntas	Relación Pagua / Pprinc	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Condiciones Generales	Completamente secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Agua fluyendo		
	valor		15	10	7	4	0		

Una vez obtenido el RMR para el macizo, se pueden obtener los parámetros resistentes, cohesión y el ángulo de fricción, mediante las ecuaciones 3.16 y 3.17.

Índice de calidad de las rocas, RQD

El RQD (Rock quality designation index) fue desarrollado por Deere et al. (1967), para estimar cuantitativamente la calidad del macizo rocoso basándose en la recuperación de un testigo. Depende indirectamente del número de fracturas y del grado de alteración del macizo.

El diámetro del testigo tiene que ser igual o superior a 57.4 mm, y tiene que ser perforado con un doble tubo de extracción de testigo. El RQD es el porcentaje de

fragmentos de longitud superior a 10 cm, sobre la longitud total del testigo. Su expresión es:

$$RQD = \frac{\sum \text{longitud_de_fragmentos} \geq 10 \text{ cm}}{\text{longitud_total_perforada}} \cdot 100 \tag{3.19}$$

Si no se disponen de sondeos, una alternativa para el cálculo del RQD es a partir de las ecuaciones:

$$\begin{aligned} RQD &= 115 - 3.3J_v \rightarrow J_v > 4.5 \\ RQD &= 100 \rightarrow J_v \leq 4.5 \end{aligned} \tag{3.20}$$

donde J_v es el número de juntas identificadas en el macizo rocoso por m^3 .

Una vez obtenido el valor de RQD, la calidad de la roca viene dada según la Tabla 3.4.

Tabla 3.4: Relación entre el valor del RQD y la calidad de la roca

RQD (%)	Calidad de roca
< 25	muy mala
25 - 50	mala
50 - 75	regular
75 - 90	buena
90 - 100	excelente

3.5.2 Geological Strength Index (GSI)

Con la aparición del criterio de rotura de Hoek&Brown el uso del RMR ya no es adecuado, sobretodo para el caso de rocas débiles, y se introduce de esta forma la clasificación geomecánica GSI (Hoek, 1994; Hoek et al. 1995)

El GSI es un sistema para la estimación de las propiedades geomecánicas del macizo rocoso a partir de observaciones geológicas de campo.

Las observaciones se basan en la apariencia del macizo a nivel de estructura y a nivel de condición de la superficie. A nivel de estructura se tiene en cuenta el nivel de alteración que sufren las rocas, la unión que existe entre ellas, que viene dada por las formas y aristas que presentan, así como de su cohesión. Para las condiciones de la superficie, se tiene en cuenta si ésta está alterada, si ha sufrido erosión o que tipo de textura presenta, y el tipo de recubrimiento existente.

Una vez realizadas las observaciones se escoge en la Tabla 3.5 la situación que más se acerca a la realidad del macizo a estudio, obteniendo de esta forma, el valor del GSI.

Tal y como se observa en la Tabla 3.5 los valores del GSI varían desde 1 hasta 100. Los valores cercanos al 1 corresponden a las situaciones del macizo rocoso de menor calidad, es decir con la superficie muy erosionada, con arcilla blanda en las juntas, y con una estructura poco resistente debido a las formas redondas, y a la gran cantidad de fragmentación que sufre el macizo. Por el contrario, valores de GSI cercanos a 100, implican macizos de gran calidad, ya que significa una estructura marcada por una pequeña fragmentación en la que abundan las formas prismáticas y superficies rugosas sin erosión.

Tabla 3.5: Estimación del GSI, basado en observaciones geológicas. Extraído de Hoek et al., 2002.

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
		VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	90			N/A	N/A
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	80	70			
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets		60	50		
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity			40	30	
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces				20	
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes	N/A	N/A			10

3.5.3 Relaciones entre RMR y GSI

Las relaciones existentes entre GSI y RMR, dependiendo de el RMR utilizado, se detallan a continuación:

Para el caso de RMR_{76}

$$RMR_{76} > 18 \rightarrow GSI = RMR_{76} \quad (3.21)$$

$RMR_{76} < 18 \rightarrow$ No se puede utilizar el RMR_{76} para la obtención del GSI

Para el caso de RMR_{89}

$$RMR_{89} > 23 \rightarrow GSI = RMR_{89} - 5 \quad (3.22)$$

$RMR_{89} < 23 \rightarrow$ No se puede utilizar el RMR_{89} para la obtención del GSI