

TENSIONES EN TORNO A EXCAVACIONES

INTRODUCCIÓN

A la hora de plantear la construcción de un túnel, necesitamos conocer el estado de tensiones al que se encuentra sometido el terreno objeto de la excavación. Hemos de tener en cuenta que la construcción de un túnel, modifica el estado de tensiones, de manera que se genera un desequilibrio en el momento de abrir la excavación y que dicho desequilibrio puede provocar que el terreno colapse entorno al túnel.

Necesitamos, por tanto, algún método o técnica que nos permita determinar a qué tensiones se encuentra sometido el terreno.

En este capítulo estudiaremos las maneras de obtener dicho estado de tensiones para, posteriormente, poder calcular-proyectar un tipo de sostenimiento acorde con las características de la litología que encontremos a lo largo de la traza del túnel.

ESTADO DE TENSIONES IN SITU

Para empezar, podemos plantear dos maneras de obtener el estado de tensiones de forma sencilla:

- I. Una primera hipótesis sería asumir que la deformación lateral es nula. Si asumimos que no existe deformación en el plano perpendicular al eje de gravedad se tiene que:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0 \quad (1)$$

Esto nos conduce a que las tensiones σ_x, σ_y las podamos hallar a partir de σ_z :

$$\sigma_x = \sigma_y = K_0 \sigma_z \quad (2)$$

siendo

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (3)$$

y donde $\nu \in [0.2 - 0.3]$

pero, lamentablemente, esta hipótesis no da muy buen resultado.

- II. Por otro lado, podemos establecer una segunda hipótesis: podemos asumir recubrimientos muy fuertes (debido al confinamiento) que conducen a estados de tensiones hidrostáticos en los que no se admiten tensiones tangenciales:

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z \quad (4)$$

Esta hipótesis se afianza a medida que aumenta la profundidad. Pero, la mayoría de los túneles que se proyectan y llevan a cabo se sitúan en profundidades inferiores a 500 m.

Luego, ninguna de las dos hipótesis expuestas se ajusta a la realidad. En consecuencia, la manera que tendremos de obtener el estado de tensiones será a partir de medidas realizadas “in situ” con las diferentes técnicas conocidas.

Dicho razonamiento se refuerza a partir de distintos estudios de entre los que cabe destacar la aportación realizada por el Dr. Evert Hoek. Hoek reunió información correspondiente a estados de tensiones obtenidos para túneles en roca de proyectos de distinta índole realizados a escala global, e intentó hallar una relación entre dichos estados y la profundidad a la que se encontraba la excavación. Los resultados que obtuvo fueron los siguientes (ver Fig. 1 y 2):

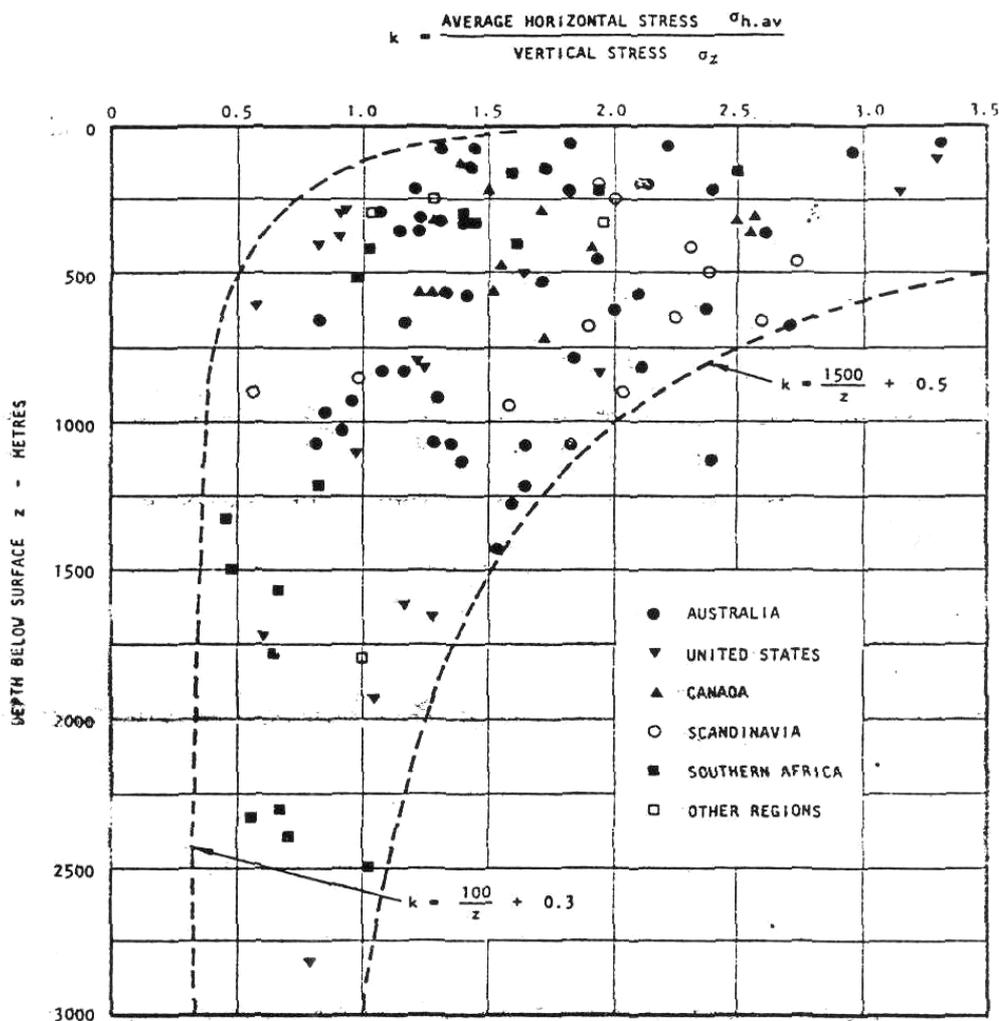


Fig. 1. Variación de K con la profundidad (Hoek & Brown)

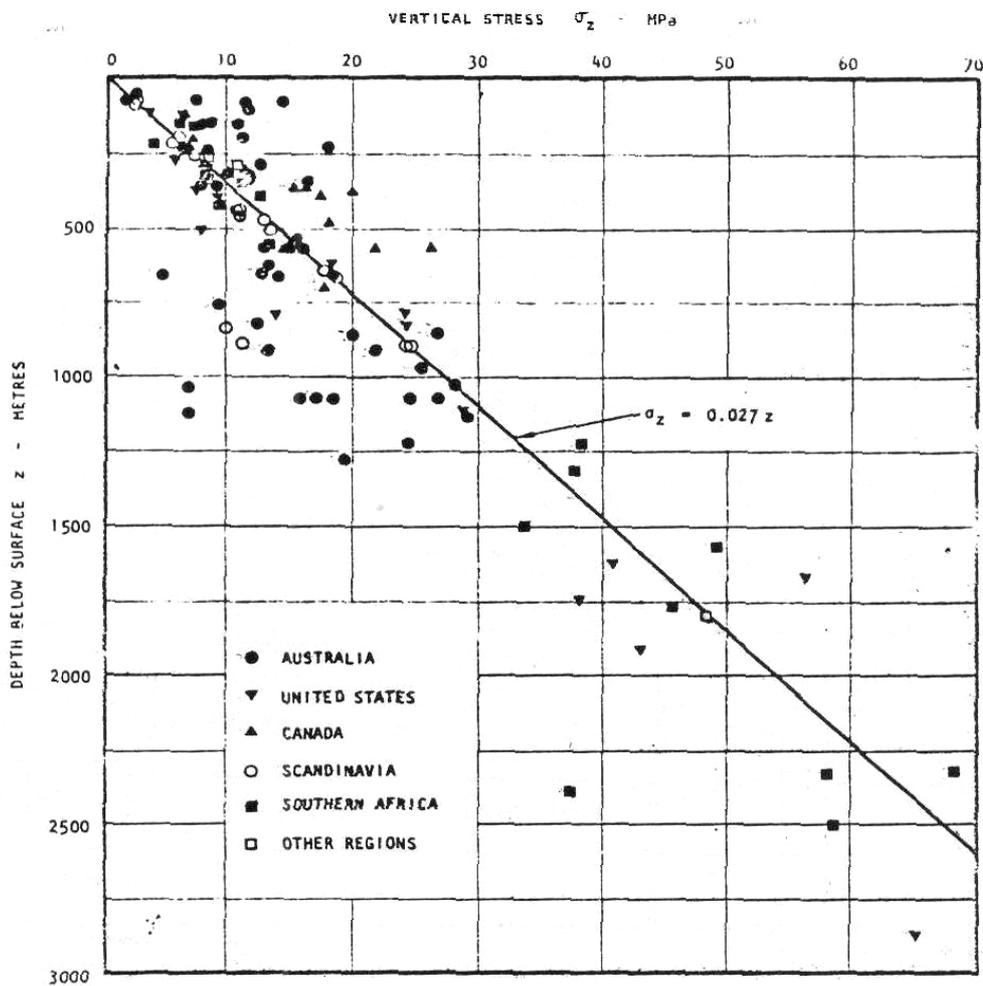


Fig. 2. Tensión vertical frente a profundidad (Hoek & Brown)

De la observación de la Fig. 1 podemos deducir que el grado de incertidumbre que existe a la hora de determinar el coeficiente K (que nos permite hallar σ_H a partir de σ_z) es notablemente mayor en zonas someras (< 500 m) que en zonas profundas. En las primeras, K puede oscilar desde algo menos de la unidad hasta 3 o 3.5 veces (hecho que sorprende para rocas). No se puede decir, por tanto, que siga un criterio definido. Consecuentemente, los valores de las tensiones pueden ser significativamente diferentes.

Por otro lado, dicha figura ratifica el hecho de que al incrementarse la profundidad el rango de valores que puede adquirir K se estrecha reduciéndose a valores que se mueven entre 0.5 y 1. (estado de tensiones hidrostático).

De la Fig. 2 se desprende la idea de que existe una cierta correlación entre profundidad y tensión vertical:

$$\sigma_z \approx \gamma \cdot z \quad (5)$$

siendo $\gamma = 20 - 30$ kN. Pero, a profundidades bajas se observa una gran dispersión que puede deberse a distintos factores, como la precisión de los aparatos de medida o el grado de tectonización padecido por los materiales.

En definitiva, no hay una teoría fiable a la que recurrir para determinar los estados de tensiones: para obras importantes hay que medirlas.

ESTADO DE TENSIONES Y RESISTENCIA DE MACIZOS ROCOSOS

El problema de hallar el estado de tensiones entorno a una cavidad abierta de forma artificial como es un túnel, ha hecho que sean numerosos los autores interesados en encontrar soluciones ha dicho problema. De todas las posibilidades que presenta este reto, la más sencilla de todas, y que simplifica enormemente los cálculos es la de resolver este problema analíticamente suponiendo medio elástico e isótropo, túnel profundo, de sección circular y en deformación plana.

Así, asumiendo dichas condiciones se obtiene la siguiente solución para el problema propuesto:

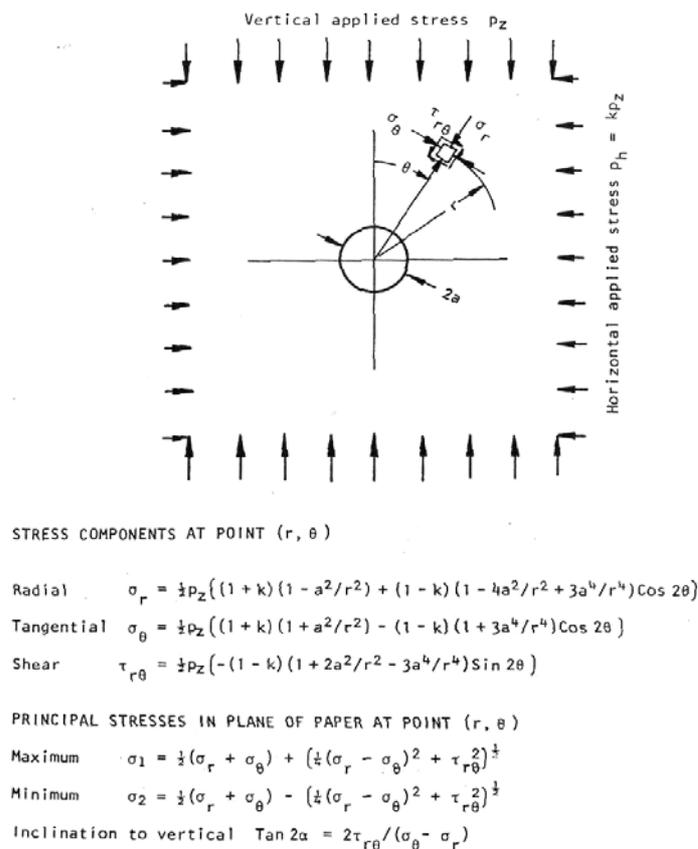


Fig. 3. Solución para al problema descrito (Hoek & Brown)

Como se puede apreciar, la solución obtenida es independiente de las constantes elásticas y del tamaño de la excavación. En otras palabras, es indiferente excavar el

túnel en una litología o en otra y no importa si el diámetro de la cavidad es de pequeño o de gran diámetro.

Evidentemente, este resultado es del todo inaceptable desde un punto de vista ingenieril, pues la experiencia nos ha demostrado que en realidad esto **no** es así.

Pero, lo interesante de todo este razonamiento no es la solución en sí, sino lo que se desprende de ella.

En primera aproximación, da una idea de que las tensiones **no** están controladas por las características del material sino por la geometría del túnel. Este hecho, que aparentemente es irrelevante, resulta de vital importancia y nos será muy útil a la hora de proyectar un sostenimiento.

En los ejemplos que se exponen a continuación, se puede apreciar para el caso elástico cómo mejoran o empeoran los estados de tensiones al adaptar la geometría del túnel sin modificar las características descritas anteriormente.

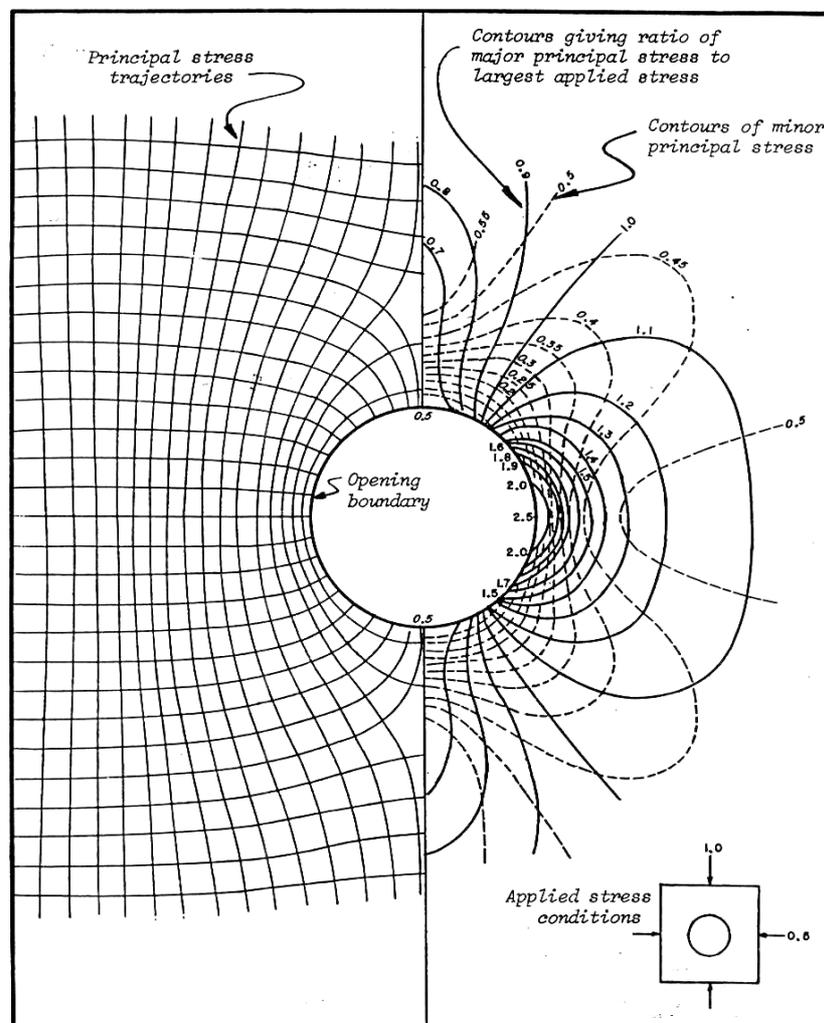


Fig. 4. Estado de tensiones principales y líneas de corriente entorno a una cavidad circular excavada en medio elástico para $K = 0.5$. Las líneas de trazo continuo representan las tensiones principales mayores y las de trazo discontinuo las menores (Hoek & Brown)

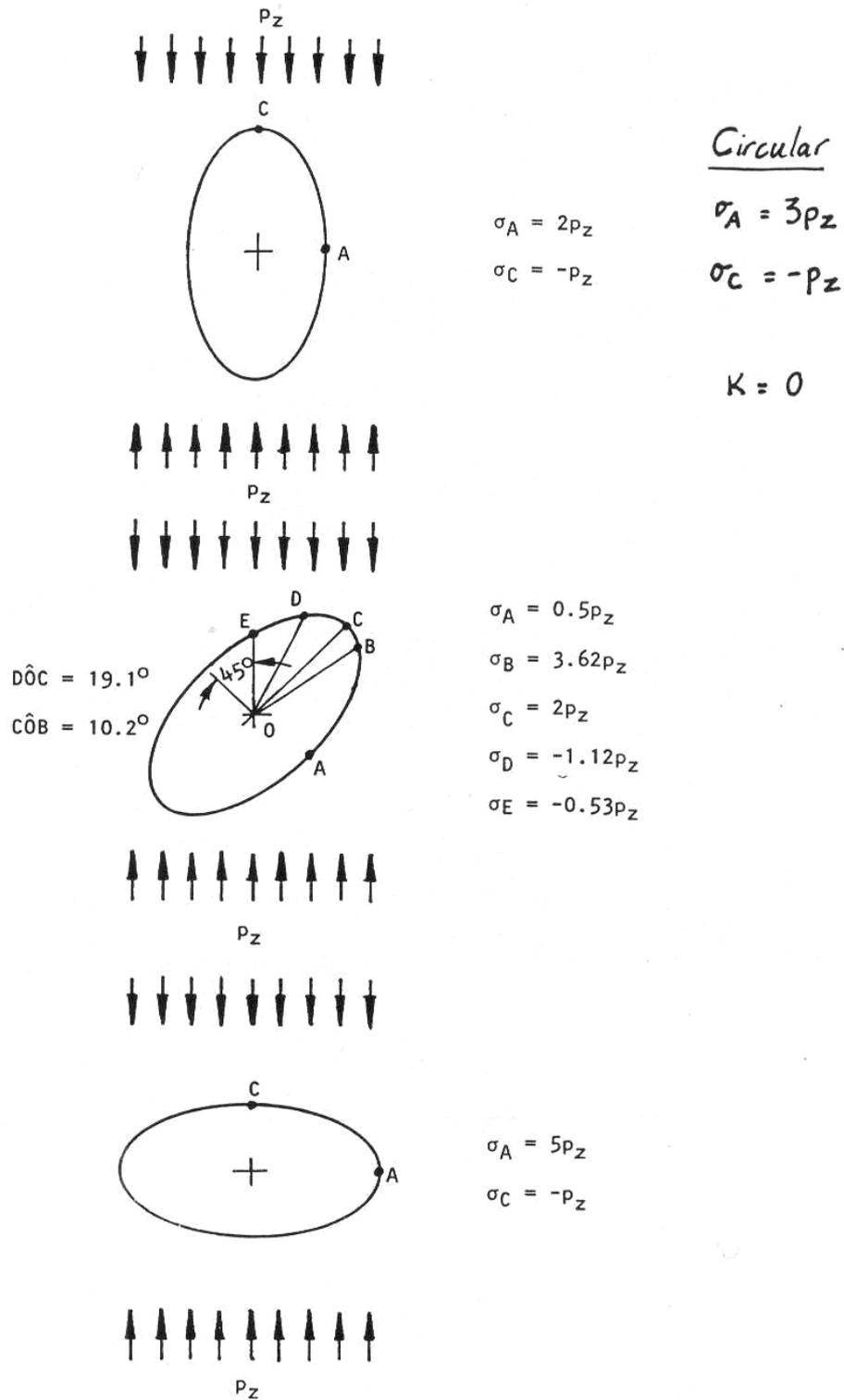


Fig. 5. Influencia de la geometría sobre el estado de tensiones. Comparación entre el circular y los restantes para $K = 0$ (Hoek & Brown)

En la Fig. 4 se constata lo que habíamos visto con anterioridad. La zona que soporta mayores tensiones son los hastiales del túnel. En esta imagen se puede apreciar muy bien como el túnel actúa como un concentrador de tensiones (ver líneas de corriente).

En la Fig. 5 se aprecia como en función de la disposición entre los semiejes mayores de la elipse y la tensión principal mayor, los estados de tensiones son unos u otros. Así, para el primer caso se observa una mejora del estado de tensiones en clave, respecto del estado que soportaría en el caso de geometría circular. Por el contrario, para el último caso (elipse con semieje mayor dispuesto horizontalmente) los estados de tensiones inducidos son pésimos ya que en clave se incrementa la tensión en dos unidades con referencia al caso circular, generando un importante gradiente entre clave y hastiales.

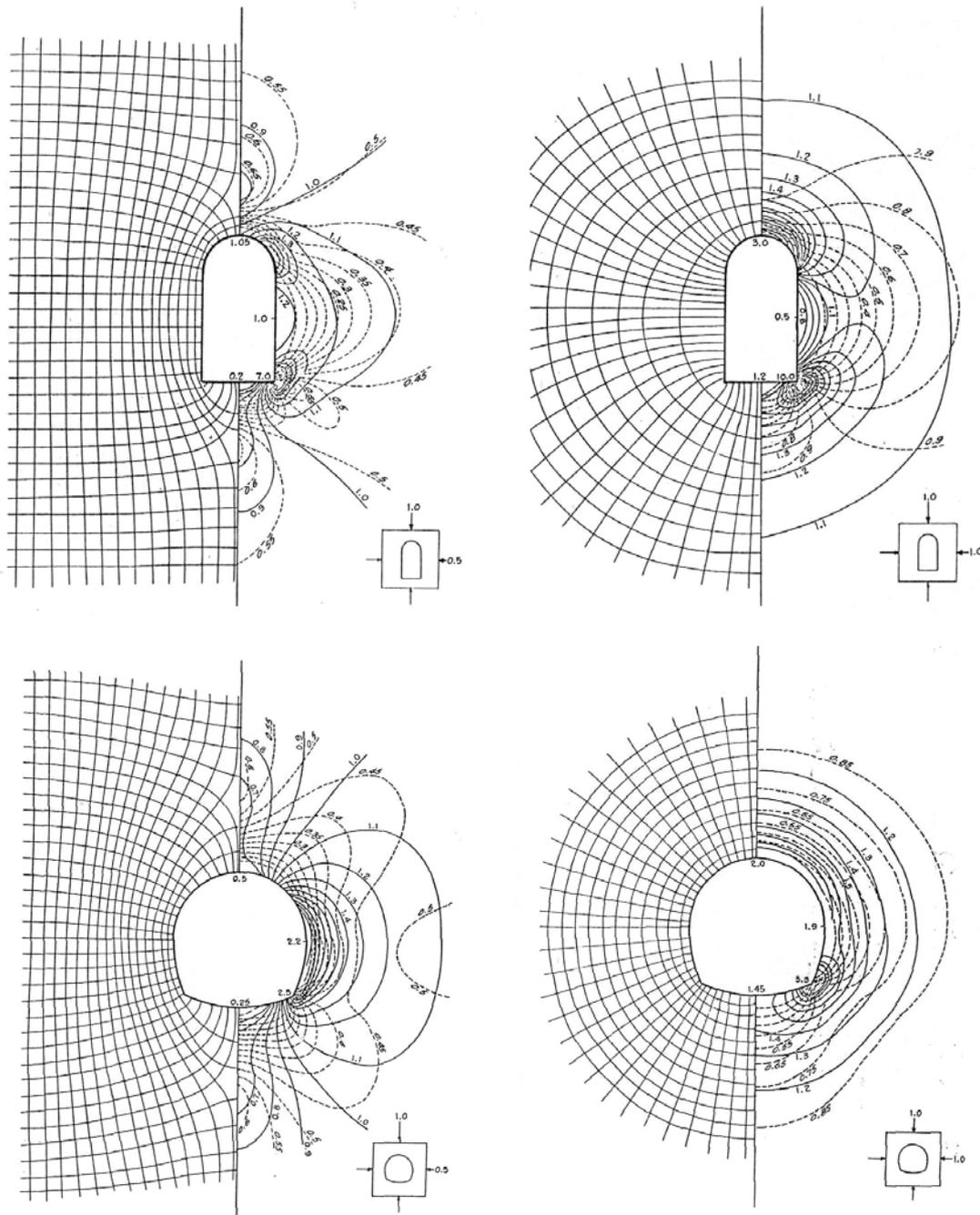


Fig. 6. Geometría típica para túneles de alcantarillado y túneles de carretera o ferrocarril respectivamente (Hoek & Brown)

La Fig. 6 nos muestra dos tipos de secciones de excavación bastante usuales. La primera corresponde a secciones de tipo alcantarillado. En ella se aprecia como las zonas donde existe mayor concentración de tensiones es en los vértices inferiores y la bóveda; sobretodo los primeros.

La otra sección, en forma de herradura, es más común y actual. Suele utilizarse en obras lineales sobretodo carreteras y ferrocarril. También en este caso, las tensiones mayores se concentran en la confluencia de los hastiales con la contrabóveda.

De esta manera tenemos una idea de como confluyen las líneas de corriente y podemos reforzar dichas zonas a la hora de diseñar el sostenimiento.

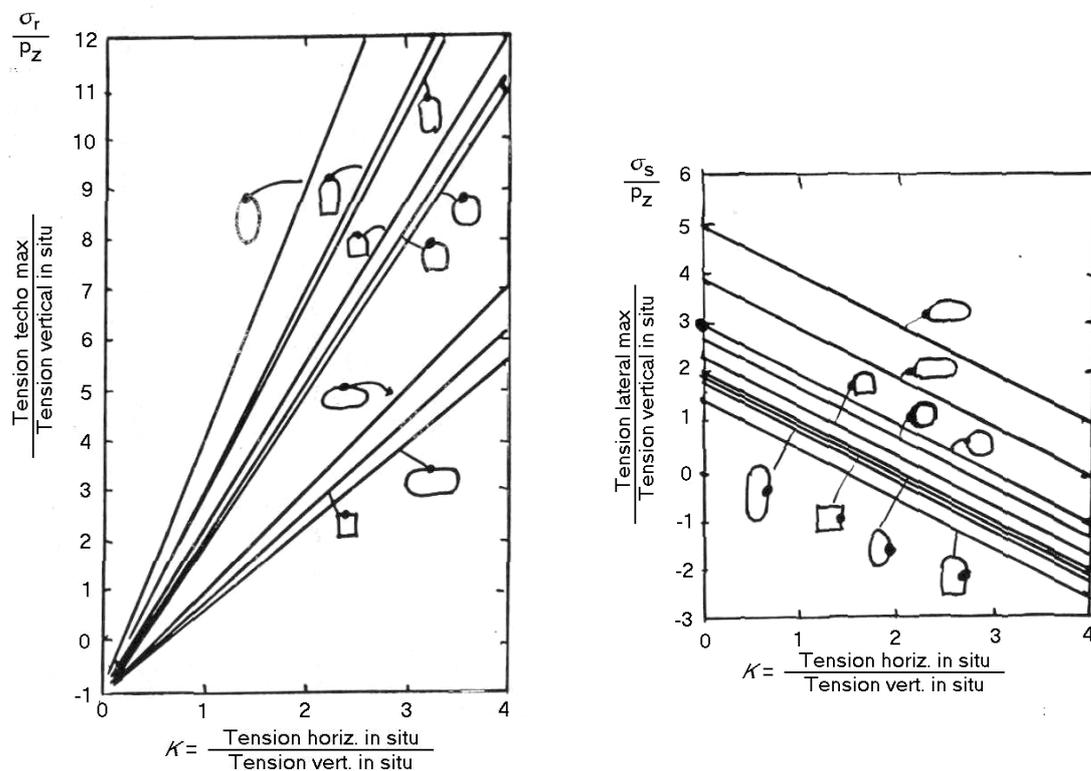


Fig. 7. Geometría "ideal" en función de los estados de tensiones en clave y hastiales respectivamente.

En la Fig. 7 se ha representado el comportamiento de la tensión circunferencial en función de la geometría y los esfuerzos. Si superpusiéramos ambos gráficos encontraríamos la sección óptima (estado de tensiones en el contorno uniforme) para los valores de K .

Dado que la geometría va a ser importante nos interesará conocer, para un caso concreto (por ejemplo: sección circular), cómo es el estado de tensiones entorno al túnel, si son tensiones de compresión o de tracción, de qué magnitud, etc. Para ello, utilizaremos las soluciones del problema inicial propuesto y particularizaremos para los puntos situados en clave, contrabóveda y hastiales.

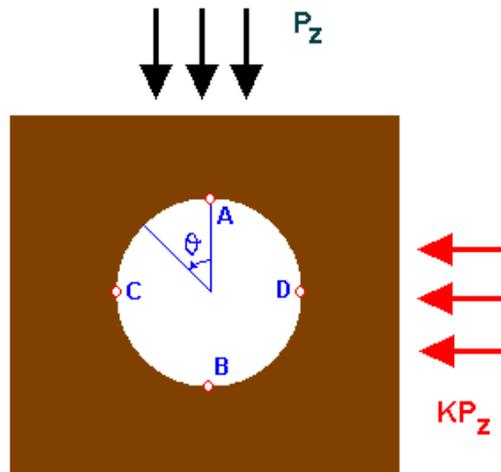
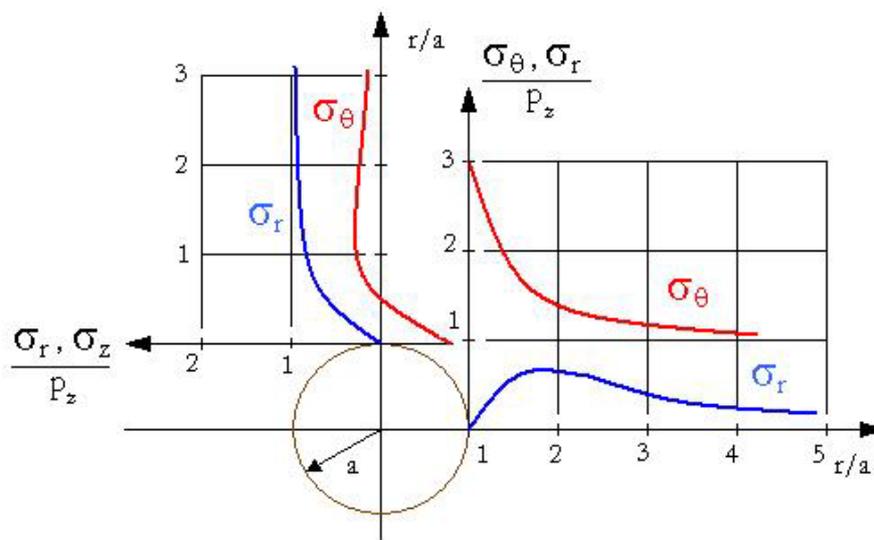


Fig. 8. Problema propuesto

El motivo por el cual tomamos dichos puntos y no otros se justifica porque facilitan los cálculos y por otro lado, como veremos más adelante, es justamente en el contorno del túnel donde se adquieren los estados de tensiones más desfavorables (ver Fig. 9 caso genérico para $K = 0$). En esta figura se ponen de manifiesto dos factores:

- El primero es que en clave se generan tensiones circunferenciales de tracción, mientras que en el hastial dichos esfuerzos son de compresión. Este hecho debe preocuparnos, pues nos interesa, como veremos más adelante, que los estados de tensiones sean “homogéneos” y de compresión en todo el contorno.
- El segundo y no menos importante es que el estado de tensiones justo en el contorno de la excavación es el más desfavorable (τ 's máximas), es decir, es la parte del terreno más susceptible de que rompa. Además hay que añadir que a medida que nos adentramos en el macizo rocoso los esfuerzos de corte decrecen, mejorándose la estabilidad.

Fig. 9. Representación del estado de tensiones en clave y hastial derecho para el túnel descrito utilizando la solución de la Fig. 3 y siendo $K = 0$

Llegados a este punto, la pregunta que cabe hacerse es de qué manera se puede determinar la frontera entre esfuerzos de compresión y de tracción. Ésta se puede obtener de forma sencilla particularizando las ecuaciones de la Fig. 3 para $r = a$. Al imponer esta condición, la única tensión distintas de cero será:

$$\sigma_{\theta} = p_z \{(1 + K) - 2(1 - K) \cos(2\theta)\} \quad (6)$$

La tensión radial y de corte serán iguales a cero. Si damos valores al ángulo que corresponde a la clave y contrabóveda ($\theta = 0^\circ$ y 180° respectivamente) del túnel y a los dos hastiales (90° y 270°) se tiene que:

$$\sigma_{\theta A} = \sigma_{\theta B} = p_z (3K - 1) \quad (7)$$

$$\sigma_{\theta C} = \sigma_{\theta D} = p_z (3 - K) \quad (8)$$

A partir de la ecuación (6) e igualándola a cero, se deduce el valor de K que hace que la tensión circunferencial sea nula y por tanto, que marca el límite entre las tensiones de tracción y compresión. Ese valor no es otro que $K = 1/3$.

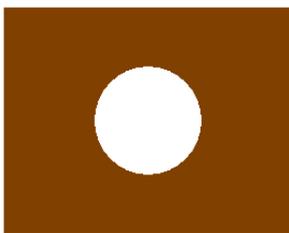
De esta manera se deduce que:

- Si $K > 0.33$ entonces: σ_{θ} siempre será de compresión en todo el contorno (añadiendo que el valor de $K < 3$, que vendría deducido de igualar a cero la ecuación (8)).
- Si $K < 0.33$ aparecen tracciones.

Otras soluciones elásticas conocidas son:

a)

Midlin, 1940

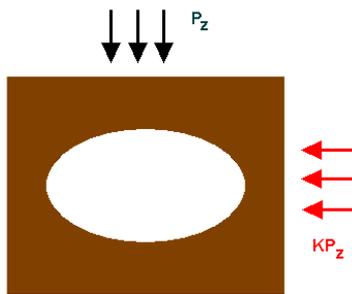


Soluciones:

1.	$p_z = \gamma \cdot z$ $p_h = \gamma \cdot z$	2.	$p_z = \gamma \cdot z$ $p_h = \frac{\nu}{1-\nu} \gamma \cdot z$
3.	$p_z = \gamma \cdot z$ $p_h = 0$	<p>Poulos, Davis ← “Elastic solution for soil and Mechanics”</p>	

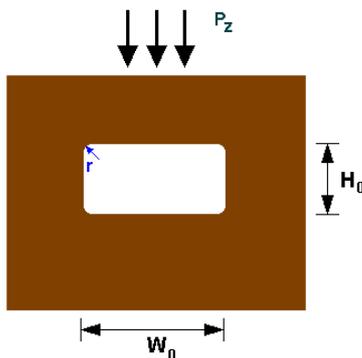
b)

Terzaghi-Richart, 1952

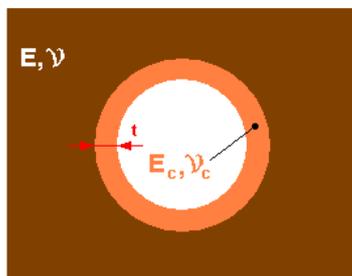


c)

Obert and Duvall, 1967



d)

Burns y Richard, 1964
Hoëj, 1968

Si queremos conocer más soluciones analíticas podemos consultar los trabajos de los siguientes autores:

- **Jaeger y Cook** “*Fundamentals of Rock Mechanics*”. Chapman Hall, 11
- **Muskhlishvili** “*Some basic problems of the Math. Theor. Of Elast.*”. Nordhoff
- **Savin** (1961) “*Stress concentrations around holes*”. Pergamon

En definitiva, podemos adaptar la forma de la sección de excavación al estado de tensiones pero a la práctica nadie diseña así los túneles. Quizá para un caso muy concreto podría llevarse a cabo, pero carece de sentido el ir modificando la sección en función de las características de las litologías que vamos atravesando.

RESISTENCIA DE LA ROCA MATRIZ Y MACIZOS ROCOSOS

Introducción

En el punto anterior hemos visto cómo tratar de determinar las tensiones entorno a una excavación. En este apartado nos ocuparemos de ver qué tensiones son capaces de resistir tanto la roca matriz como el macizo rocoso utilizando criterios de rotura. Además, veremos cómo influirá uno u otro factor de forma determinante dependiendo de la profundidad a la que se encuentre el túnel, pues esto condicionará el mecanismo de rotura.

Como acabamos de introducir, debemos hacer una distinción entre túneles someros y túneles profundos en roca a la hora de hablar de resistencia.

El factor que nos preocupará a la hora de proyectar un túnel somero en roca vendrá marcado por la estructura, grado de alteración de las juntas y discontinuidades del macizo rocoso. Por tanto, cuando hablemos de resistencia nos estaremos refiriendo a la resistencia del conjunto del macizo rocoso.

Para el caso de túneles profundos en roca, será el estado de tensiones el que nos preocupará y consecuentemente cuando hagamos referencia a la resistencia nos estaremos refiriendo a la roca matriz.

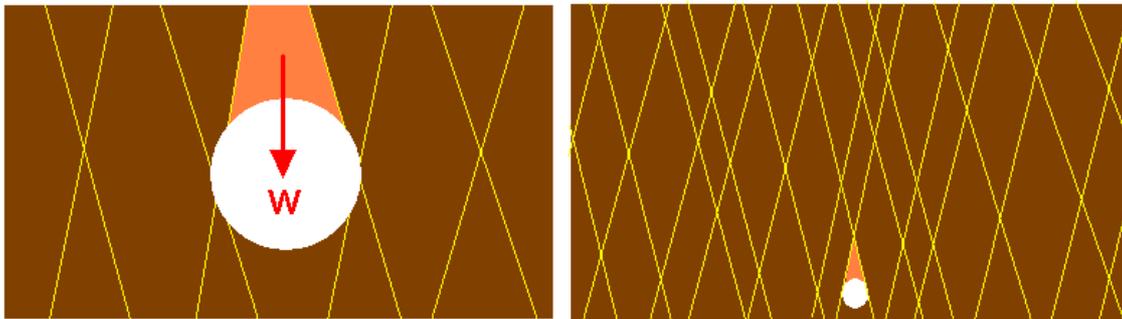
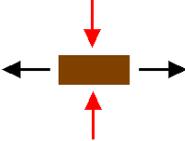
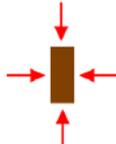


Fig. 10. A la izquierda ejemplo de un túnel somero y a la derecha de un túnel profundo

La información con que se cuenta en la actualidad sobre ambas resistencias (roca matriz y sobre el comportamiento del macizo rocoso) es un tanto desigual. De entre los diferentes factores que lo condicionan, el motivo principal por el cual esto sucede se debe a que abundan mucho más los proyectos sobre túneles “someros” que no sobre túneles “profundos”. Es por este motivo que existe muchísima información sobre resistencia de la roca matriz, mientras es más bien escasa la que hace referencia a la estabilidad global de la excavación, es decir, al comportamiento del macizo rocoso.

INVESTIGACIÓN EXPERIMENTAL SOBRE LA ROCA MATRIZ

Son numerosos los ensayos que nos permiten obtener los parámetros de resistencia de la roca matriz. Podemos citar los más conocidos:

- TRACCIÓN UNIAXIAL: 
- COMPRESIÓN-TRACCIÓN TRIAXIAL: 
- COMPRESIÓN UNIAXIAL-TRIAxIAL: 

En este último, hay que reseñar que la prensa en la que se lleve a cabo el ensayo debe ser muy rígida o con control de deformación (servocontroladas) para poder estudiar el comportamiento post-pico.

Criterio de rotura para la roca matriz

Existen diversos criterios de rotura. Los más conocidos son el de Mohr-Coulomb que es de tipo lineal y el criterio de Hoek & Brown que es de tipo cuadrático. El primero se suele utilizar mucho en suelos, mientras que el segundo tiene una amplia difusión en rocas.

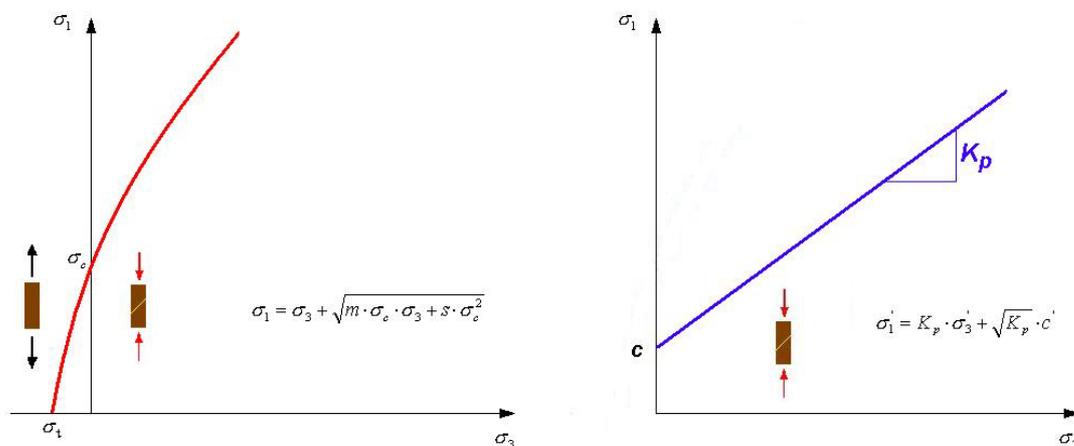


Fig. 11. Criterios de rotura de Hoek & Brown y Mohr-Coulomb respectivamente (Alonso, 2002)

Este último será el criterio de rotura que nosotros utilizaremos. Se basa en ideas de Griffith (Propagación de fisuras) y tiene la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2} \quad (9)$$

donde σ_c es la resistencia a compresión simple de la roca matriz y los parámetros m y s son constantes que se determinan experimentalmente y que son función de la calidad de la roca.

Trataremos de que este criterio de rotura que acabamos de definir para la roca matriz sirva también para el macizo rocoso relacionando m y s con los índices de calidad de la roca Q y RMR que vimos en profundidad en el capítulo anterior.

Ahora veremos qué valores podrán adoptar m y s . Para ello nos basaremos en los resultados de datos experimentales deducidos de los ensayos de laboratorio siguientes:

- Compresión simple: el estado de compresión simple sobre una muestra de roca se caracteriza por valores de tensión principal $\sigma_1 > 0$ y $\sigma_3 = 0$. Por lo que, sustituyendo $\sigma_3 = 0$ en la ecuación (9) resulta:

$$\sigma_1 = \sqrt{s} \cdot \sigma_c \quad (10)$$

Si la roca se encuentra intacta necesariamente $\sigma_1 = \sigma_c$ (es el valor de resistencia a compresión simple de la roca); esto nos conduce a que:

$$\sqrt{s} = 1 \rightarrow s = 1$$

Por tanto, s está acotado superiormente por un valor igual a 1, esto en el caso de que la roca matriz este intacta. Si la roca se encuentra alterada o rota forzosamente $s < 1$. Y el caso límite (cota inferior de s) será que la roca no resista nada y por tanto $s = 0$. En definitiva $s \in [0, 1]$.

- Tracción pura: dicho estado se caracteriza por valores de tensión $\sigma_1 = 0$ y $\sigma_3 < 0$. De esta manera, si sustituimos el valor indicado para σ_1 en (9) se tiene que:

$$\sigma_3^2 = m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2 \quad (11)$$

y si notamos $\sigma_3 = \sigma_t$:

$$\sigma_t^2 = m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_t + s \cdot \sigma_c^2 \quad (12)$$

reagrupamos para obtener una ecuación de segundo grado donde σ_t es la incógnita. Resolvemos y resulta:

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_c \left(m - \sqrt{m^2 - 4s} \right) \quad (13)$$

Si s se hace pequeño $\Rightarrow \sigma_t \rightarrow 0$. Concretamente, para $s = 0$ tenemos $\sigma_t = 0$; no resiste tensiones de tracción, hecho que coincide, como ya apuntábamos en el caso anterior, con un macizo rocoso muy fracturado.

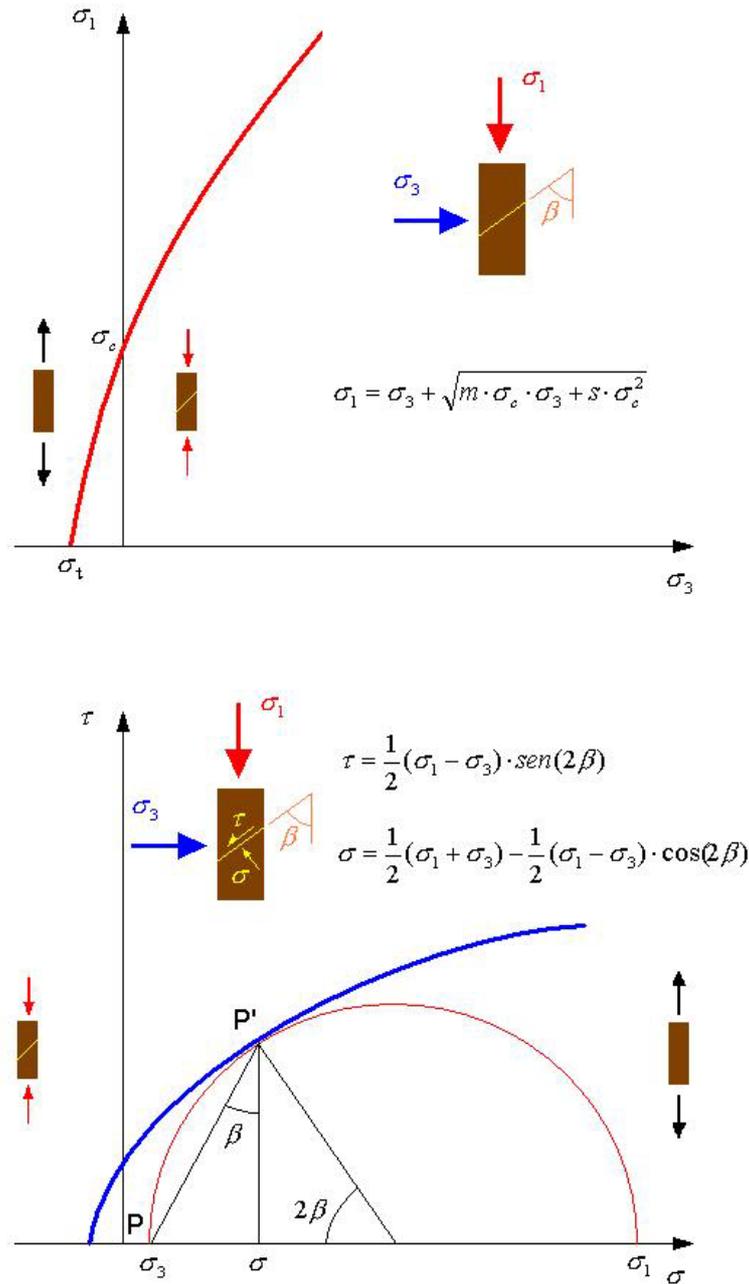


Fig. 12. Criterio de rotura de Hoek & Brown y este mismo, adaptado al plano de Mohr, respectivamente (Alonso, 2002)

En resumen:

Lo que nos debe quedar claro de este parte es que del análisis experimental sobre la roca matriz se desprende que m y s , a poco que exista el más mínimo grado de alteración / fracturación de la roca, caen a cero. Por tanto, necesitamos información que nos permita relacionar ese grado de “alteración / fracturación” con los valores de dichos parámetros. En el punto que sigue a continuación se tratará de hallar una relación entre litología y valor que adquiere m .

DATOS EXPERIMENTALES DEDUCIDOS DE LA ROCA MATRIZ

A partir de datos experimentales, se ha tratado de obtener una relación entre las tensiones principales y el valor de m . Para ello se efectuaron numerosos ensayos obteniendo las tensiones principales de rotura para distintas muestras de una misma litología y se representaron sobre un gráfico. El objetivo es ajustar una función a los puntos representados mediante regresión cuadrática de manera que se pueda obtener un valor aproximado para m . Nos interesa que la función a ajustar siga el criterio de rotura que hemos definido. Luego, habrá que llevar a cabo un pretratamiento de la ecuación. Recordemos que el criterio de rotura que utilizaremos es el de la ecuación (9). Si asumimos que la roca está intacta (roca matriz), entonces $s = 1$, quedándonos:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + \sigma_c^2} \quad (14)$$

Se desea transformar esta ecuación en la ecuación de una recta del tipo: $y = mx+n$ de manera que sea deducible m . Para ello, utilizaremos la ecuación (14) (m y σ_c son incógnitas a determinar) reagruparemos términos y elevaremos al cuadrado la expresión.

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1} \quad (15)$$

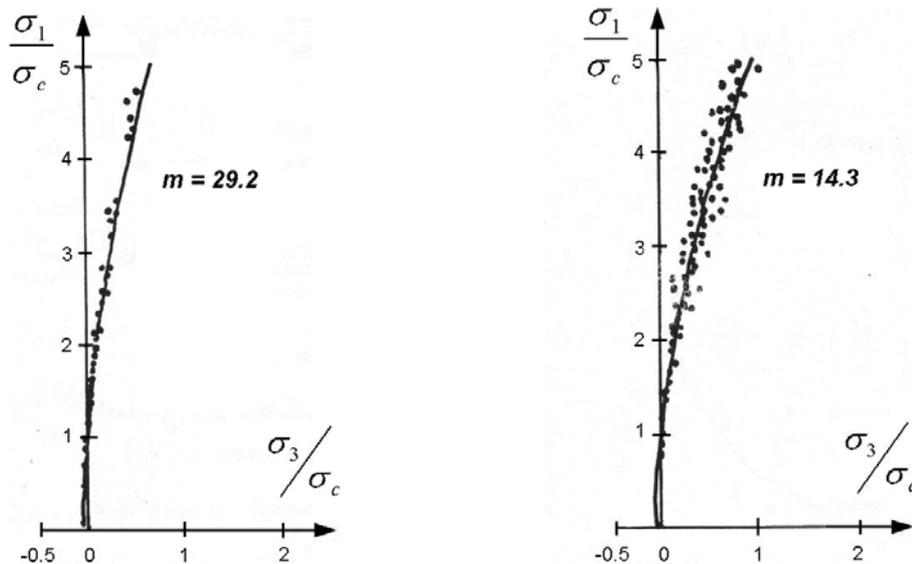
$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + \sigma_c^2 \quad (16)$$

notando: y como $(\sigma_1 - \sigma_3)^2$ y x como σ_3 nos queda:

$$y_k = m \cdot \sigma_c \cdot x_k + \sigma_c^2 \quad (17)$$

siendo $k = 1, 2, 3, \dots$

Esto nos lleva a poder obtener el valor de m para cualquiera de las litologías conocidas utilizando esta técnica. En los gráficos que se muestran a continuación ambas tensiones principales se hallan normalizadas por el coeficiente σ_c , de manera que podemos hallar m por regresión sin que este afecte (ver Fig. 13).

Fig. 13. Valores de m obtenidos a partir de regresión para GRANITO y ARENISCA

El valor de σ_c refleja la resistencia de los granos/cristales, mientras que m refleja en qué forma se propagan las fisuras (estructura, cementación, porosidad, microfisuración...) mide el grado de imbricación de la roca.

Los resultados obtenidos con este método se resumen en la tabla siguiente. En ella se puede apreciar que existe una menor variación del rango de valores para m que para σ_c .

Material	σ_c (Mpa)	m	Coef.correlación
Granito	116-343	29.2	0.99
Gneiss	234-254	24.5	0.91
Cuarcita	187.3-243	23.4	0.98
Mármol	49.7-133	10.6	0.9
Caliza	47.1-201.4	5.4	0.68
Limolita	130	7.3	0.82
Arenisca	40-398	14.3	0.87

Tabla I.

En la Tabla II se muestran algunos valores orientativos de m para distintos tipos de rocas:

Tipo de roca	m
R. Carbonatadas: dolomita, caliza, mármol	7
R. Arcillosas litificadas: argilitas, pizarras, esquistos	10
R. Arenosas: arenisca, cuarcita	15
R. Ígneas cristalinas de grano fino: andesita, diabasa	17
R. Ígneas cristalinas y metamórficas de grano grueso: Gabro, gneiss, granito, diorita	25

Tabla II.

- Factores que afectan a los estados tensionales hallados en los ensayos

Existen una serie de factores que pueden condicionar los resultados obtenidos en ensayos, a partir de los cuales realizamos la regresión con el fin de determinar el valor de m para una litología determinada. Estos factores son de distinta índole y seguidamente los desarrollaremos:

1. *Definición de rotura*: máxima tensión desviadora.
2. *Tensiones efectivas*: hay que ver si la muestra es porosa y si ésta está interconectada. Si la roca es poco porosa, no se pueden aplicar tensiones efectivas, no sabemos muy bien cómo trabajar. En presencia de juntas trabajaremos en tensiones efectivas: $\sigma' = \sigma - u$.
3. *Saturación de la roca*: una roca seca resiste más que una roca saturada. Con los testigos de roca que utilicemos en el laboratorio hay que tener el mismo cuidado que en suelos. El valor de m prácticamente no cambia.
4. *El valor de σ_2* : en general tiene poca importancia, no repercute en los resultados obtenidos.
5. *El tamaño de la muestra*: está ligado a las imperfecciones de la muestra. Cuanto mayor es el diámetro de la misma, más cae el valor de resistencia. Esto se debe a que la probabilidad de que existan fisuras en una muestra de mayor diámetro se incrementa y provocan la rotura del testigo (incluso en testigos de roca matriz). Por lo que hay que normalizar el diámetro con el fin de tener una referencia: se utiliza un diámetro de 50 mm.

JUNTAS EN EL MACIZO ROCOSO

Una vez analizado el comportamiento para la roca matriz, nos ocuparemos del macizo rocoso, de la importancia de la existencia de fracturas, y de cómo la disposición de estas, así como su número y continuidad determinan decisivamente su resistencia.

De la misma forma que hicimos para la roca matriz, ahora nos interesa tener un criterio de rotura para el conjunto del macizo rocoso, es decir nos interesa una función de que dependa de las tensiones principales.

Para tratar de caracterizar la resistencia de las juntas lo que haremos será remitirnos al caso sencillo, es decir, estudiar como rompe una muestra de roca que contenga una única junta. En principio, contaremos con dos criterios de rotura diferentes: uno para la roca matriz y otro para la junta.

El que nos interesa determinar es el que hace referencia a la junta. Un criterio sencillo sería aceptar que la junta tiende a ser friccional. En tal caso, vamos a proponer el criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad (18)$$

Primero investigaremos roturas a favor de la junta. Queremos hallar los valores de σ_1 y σ_3 para este caso. Transformamos la ecuación (18) como sigue:

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \text{sen}(2\beta) \quad (19)$$

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos(2\beta) \quad (20)$$

que sustituyendo en la ecuación (18) se obtiene la función:

$$f(\sigma_1, \sigma_3, \beta, c, \varphi) = 0 \quad (21)$$

que será el criterio de rotura, siempre y cuando la rotura se produzca por deslizamiento por un plano inclinado β , bien definido, y cuyas propiedades sean c y φ .

Manipulando dicha expresión se llega a esta otra (donde habrá deslizamiento si se cumple que σ_1 es mayor o igual que σ_3) criterio de rotura teniendo en cuenta que romperá la junta y no la probeta:

$$\sigma_1 \geq \sigma_3 + \frac{2 \cdot (c + \sigma_3 \cdot \text{tg}(\varphi))}{(1 - \text{tg}(\varphi) \cdot \text{tg}(\beta)) \cdot \text{sen}(2\beta)} \quad (22)$$

Representamos la función correspondiente a la ecuación (21) (ver Fig. 14).

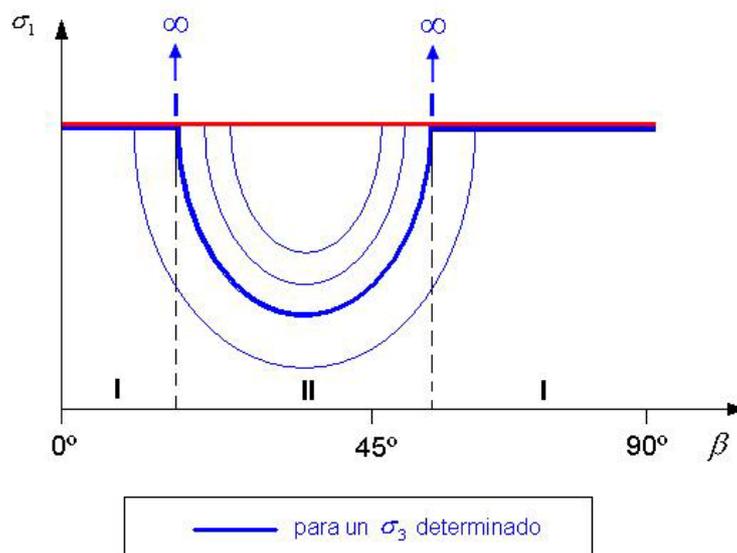


Fig.14. Representación gráfica teórica de la ecuación 21 para distintos valores de σ_3

Funciona bien si el plano de rotura está bien definido

La información que se desprende de su lectura es la siguiente. Marcado con trazo grueso de color azul tenemos, a modo de ejemplo, la curva debida a un valor determinado de σ_3 . En trazos más finos se muestran lo mismo pero para otros valores de σ_3 diferentes. Se observa que el trazo se compone de dos tramos rectos y uno curvo,

zonas **I** y **II** respectivamente, que se corresponden con rangos de valores para el ángulo β , en los que indica que la roca rompe por la matriz o por la junta en uno y otro caso.

Justo en el paso de curva a recta se marcan dos tendencias a infinito. Esto se hace para indicar que no existe posibilidad de deslizar la junta por mucho que se incrementen las tensiones en la dirección que indica β , lo que no quiere decir que no pueda romper por la roca matriz para un valor determinado de σ_3 . En la zona **II** se indica que existe la posibilidad de deslizamiento con ese plano, por tanto, cuando se cumple el mínimo de los criterios. El trazo rojo haría referencia a la roca matriz sin ninguna junta.

Hoek trató de adaptar su criterio de rotura a la forma del gráfico de la Fig. 14. Trató de hallar una relación tanto para m y β , como para s y β . Pero transformó tanto la ecuación que la dejó inservible. Pese a todo, aunque lo hubiese logrado, no resultaría una buena aproximación al criterio de rotura para un macizo rocoso.

De la misma forma que desarrolló para una junta, también lo hizo para cuando existen varias discontinuidades en la muestra. El gráfico que se obtiene es del estilo que aparece en la Fig. 15. Se representa cada discontinuidad (junta) como si no estuviesen las otras.

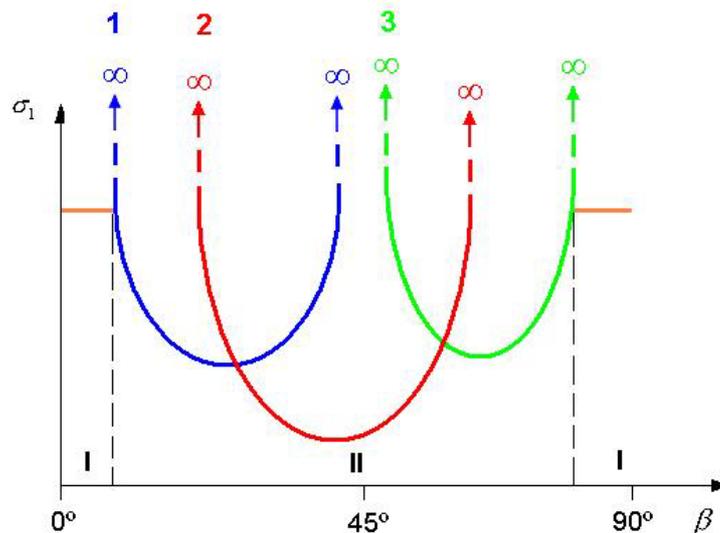


Fig. 15. Representación gráfica teórica para varias juntas, cada una representada con un color
La línea horizontal representa la roca matriz. Todo para un σ_3 determinado

En los casos que sean muy numerosas las juntas la resistencia del macizo rocoso se reduce sustancialmente, según la teoría. Entonces se prescinde del valor de β (desaparece como tal). En tal caso puedo aplicar el criterio original (ver ecuación (14)), donde los parámetros m y s , como ya hemos visto, disminuirán en función de la calidad del macizo rocoso.

Hoek realizó una serie de experimentos con el fin de ver si su teoría se ajustaba a la realidad. En la Fig. 16 se muestran algunos resultados de sus experimentos.

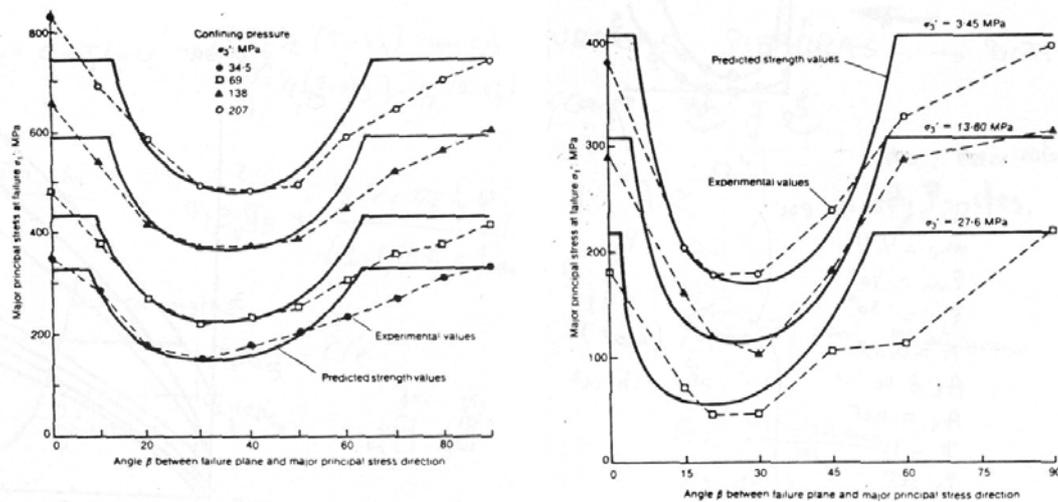


Fig. 16. Ensayos triaxiales sobre pizarra y sobre arenisca fracturada (Hoek & Brown).

Se aprecia que se ajusta bien para la junta, pero el criterio para la roca matriz queda distorsionado.

El esfuerzo de Hoek se centró precisamente en los parámetros m y s para macizos rocosos y trató de relacionarlo con las clasificaciones geomecánicas. Pero, ¿cómo relacionar dichos parámetros con los índices Q o RMR?

Para ello, realizó un estudio junto con Bray, sobre una misma roca con distintas calidades. La roca sobre la que llevaron a cabo los ensayos de tipo triaxial fue una andesita de Nueva Guinea. La tabla III recoge los resultados del estudio.

Andesita N.Guinea	Roca intacta	Testigos (buenos)	Muestras Recompactadas (graduadas)	Muestras Alteradas (poco)	Muestras Alteradas (medio)	Muestras Alteradas (mucho)
m / m_i	1	0.0147	0.0061	0.0021	0.0016	0.0006
s	1	0.002	0	0	0	0
(CSIR) RMR	100	46	28	26	18	8
(NGI) Q	533	0.67	0.06	0.02	0.009	0.006

Tabla III. Valores obtenidos para distintas calidades de roca sobre la Andesita de Nueva Guinea

En la tabla vemos que por poco que la roca esté alterada enseguida los valores de m y s caen a cero. Para verlo mejor, representaron los datos en un gráfico logarítmico (ver Fig. 17).

Llegados a este punto lo que les interesaba ahora era poder aplicar esto mismo a todas las litologías de todos los macizos rocosos. En definitiva crear una serie de correlaciones entre el índice de calidad de la roca (Q y RMR) y los valores de los parámetros m y s . Y lo consiguieron. Los distintos valores que hallaron para cada conjunto de rocas aparece en la Fig.18. Análogamente hicieron con los criterios de rotura, cuyos resultados se resumen en la tabla de la Fig. 19.

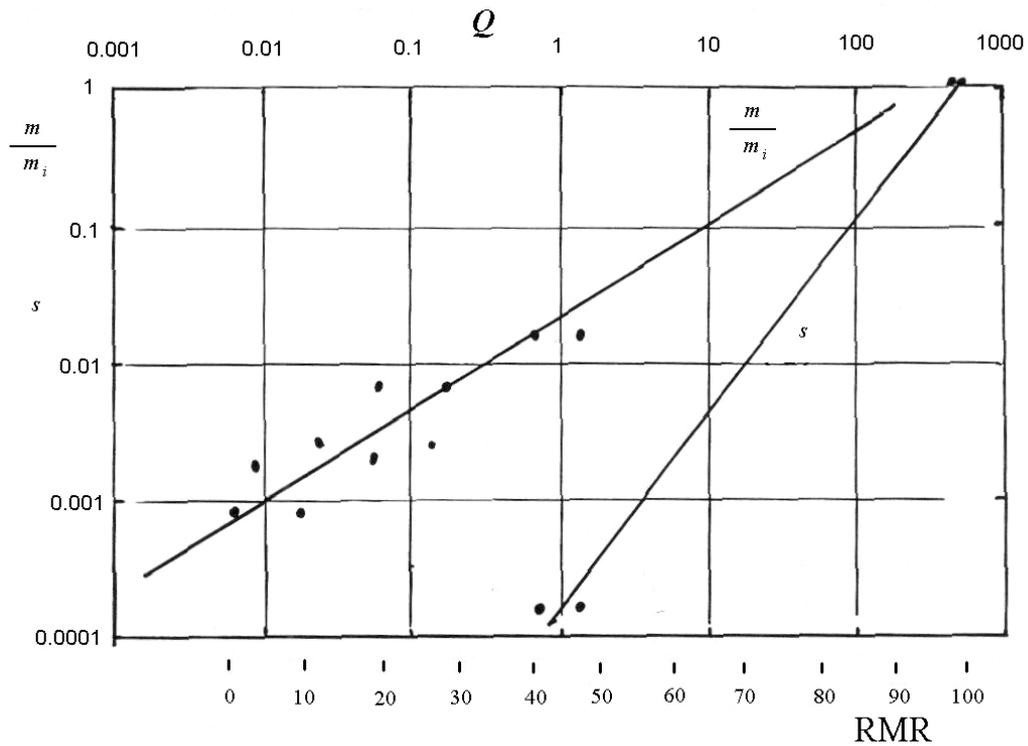


Fig. 17. Andesita de Nueva Guinea (Hoek & Bray)

En resumen, el interés demostrado en hallar los valores de m y s se debe a que gracias a ellos podremos determinar un criterio de rotura tanto para la roca matriz como para el macizo rocoso. Estos serán fácilmente deducibles conociendo previamente el índice de calidad de la roca y su pertenencia a una litología concreta. Para el trabajo que hay que realizar en la asignatura, necesitaremos consultar la Fig. 18 para poder determinar qué criterio de rotura sigue cada una de las litologías que atraviese la traza del túnel.

Empirical failure criterion $\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m\sigma_{u(r)}\sigma_3' + s\sigma_{u(r)}^2}$ σ_1' = major principal effective stress σ_3' = minor principal effective stress $\sigma_{u(r)}$ = uniaxial compressive strength of intact rock, and m and s are empirical constants.			CARBONATE ROCKS WITH WELL DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>dolomite, limestone and marble</i>	LITHIFIED ARGILLACEOUS ROCKS <i>mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)</i>	ARENACEOUS ROCKS WITH STRONG CRYSTALS AND POORLY DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>sandstone and quartzite</i>	FINE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS CRYSTALLINE ROCKS <i>andesite, dolerite, diabase and rhyolite</i>	COARSE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS & METAMORPHIC CRYSTALLINE ROCKS – <i>amphibolite, gabbro gneiss, granite, norite, quartz-diorite</i>
INTACT ROCK SAMPLES <i>Laboratory size specimens free from discontinuities</i>	m s	7.00 1.00	10.00 1.00	15.00 1.00	17.00 1.00	25.00 1.00	
* CSIR rating: RMR = 100 † NGI rating: Q = 500							
VERY GOOD QUALITY ROCK MASS <i>Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 1 to 3 m.</i>	m s	2.40 0.082	3.43 0.082	5.14 0.082	5.82 0.082	8.56 0.082	
CSIR rating: RMR = 85 NGI rating: Q = 100							
GOOD QUALITY ROCK MASS <i>Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1 to 3 m.</i>	m s	0.575 0.00293	0.821 0.00293	1.231 0.00293	1.395 0.00293	2.052 0.00293	
CSIR rating: RMR = 65 NGI rating: Q = 10							
FAIR QUALITY ROCK MASS <i>Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1 m.</i>	m s	0.128 0.00009	0.183 0.00009	0.275 0.00009	0.311 0.00009	0.458 0.00009	
CSIR rating: RMR = 44 NGI rating: Q = 1							
POOR QUALITY ROCK MASS <i>Numerous weathered joints at 30–500 mm, some gouge. Clean compacted waste rock</i>	m s	0.029 0.000003	0.041 0.000003	0.061 0.000003	0.069 0.000003	0.102 0.000003	
CSIR rating: RMR = 23 NGI rating: Q = 0.1							
VERY POOR QUALITY ROCK MASS <i>Numerous heavily weathered joints spaced <50 mm with gouge. Waste rock with fines.</i>	m s	0.007 0.0000001	0.010 0.0000001	0.015 0.0000001	0.017 0.0000001	0.025 0.0000001	
CSIR rating: RMR = 3 NGI rating: Q = 0.01							

* CSIR Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization (Bieniawski, 1974).

† NGI Norway Geotechnical Institute (Barton, 1974).

Fig. 18. Tabla que relaciona el índice de calidad de la roca con la litología
Para cada caso se señalan los valores de m y s respectivamente (Bieniawski, 1974)

TABLE 12 - APPROXIMATE EQUATIONS FOR PRINCIPAL STRESS RELATIONSHIPS AND MOHR ENVELOPES FOR INTACT ROCK AND JOINTED ROCK MASSES

	CARBONATE ROCKS WITH WELL DEVELOPED CLEAVAGE <i>dolomite, limestone and marble</i>	LITHIFIED ARGILLACEOUS ROCKS <i>slates, shales and slate (normal to cleavage)</i>	ARENACEOUS ROCKS WITH STRONG CRYSTALS AND POORLY DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE <i>sandstone and quartzite</i>	FINE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS CRYSTALLINE ROCKS <i>andesite, diorite, diabase and gabbro</i>	COARSE GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS AND METAMORPHIC CRYSTALLINE ROCKS <i>amphibolite, gabbro, gneiss, granite, norite and quartz-diorite</i>
INTACT ROCK SAMPLES Laboratory size rock specimens free from structural defects CSIR rating 100+, NGI rating 500 <i>Best</i>	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{7} \sigma_{3H} + 1.0$ $\tau_H = 0.816 (\sigma_H + 0.140)$ 0.658	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{10} \sigma_{3H} + 1.0$ $\tau_H = 0.918 (\sigma_H + 0.099)$ 0.677	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{15} \sigma_{3H} + 1.0$ $\tau_H = 1.044 (\sigma_H + 0.067)$ 0.692	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{17} \sigma_{3H} + 1.0$ $\tau_H = 1.086 (\sigma_H + 0.059)$ 0.696	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{25} \sigma_{3H} + 1.0$ $\tau_H = 1.220 (\sigma_H + 0.040)$ 0.705
VERY GOOD QUALITY ROCK MASS Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints spaced at ± 3 metres CSIR rating 85, NGI rating 100	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{3.5} \sigma_{3H} + 0.1$ $\tau_H = 0.651 (\sigma_H + 0.028)$ 0.679	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{5} \sigma_{3H} + 0.1$ $\tau_H = 0.739 (\sigma_H + 0.020)$ 0.692	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{7.5} \sigma_{3H} + 0.1$ $\tau_H = 0.848 (\sigma_H + 0.013)$ 0.702	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{12.5} \sigma_{3H} + 0.1$ $\tau_H = 0.998 (\sigma_H + 0.008)$ 0.712	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{12.5} \sigma_{3H} + 0.1$ $\tau_H = 0.998 (\sigma_H + 0.008)$ 0.712
GOOD QUALITY ROCK MASS Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints spaced at 1 to 3 metres. CSIR rating 65, NGI rating 10	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.7} \sigma_{3H} + 0.004$ $\tau_H = 0.369 (\sigma_H + 0.006)$ 0.669	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{1.0} \sigma_{3H} + 0.004$ $\tau_H = 0.427 (\sigma_H + 0.004)$ 0.683	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{1.5} \sigma_{3H} + 0.004$ $\tau_H = 0.501 (\sigma_H + 0.003)$ 0.695	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{2.5} \sigma_{3H} + 0.004$ $\tau_H = 0.525 (\sigma_H + 0.002)$ 0.698	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{2.5} \sigma_{3H} + 0.004$ $\tau_H = 0.603 (\sigma_H + 0.002)$ 0.707
FAIR QUALITY ROCK MASS Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1 metre. CSIR rating 44, NGI rating 1.0	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.14} \sigma_{3H} + 0.0001$ $\tau_H = 0.198 (\sigma_H + 0.0007)$ 0.662	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.20} \sigma_{3H} + 0.0001$ $\tau_H = 0.234 (\sigma_H + 0.0005)$ 0.675	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.30} \sigma_{3H} + 0.0001$ $\tau_H = 0.280 (\sigma_H + 0.0003)$ 0.688	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.34} \sigma_{3H} + 0.0001$ $\tau_H = 0.295 (\sigma_H + 0.0003)$ 0.691	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.50} \sigma_{3H} + 0.0001$ $\tau_H = 0.346 (\sigma_H + 0.0002)$ 0.700
POOR QUALITY ROCK MASS Numerous weathered joints spaced at 30 to 500mm with some gouge filling / clean water rock CSIR rating 23, NGI rating 0.1	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.04} \sigma_{3H} + 0.00001$ $\tau_H = 0.115 (\sigma_H + 0.0002)$ 0.646	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.059} \sigma_{3H} + 0.00001$ $\tau_H = 0.129 (\sigma_H + 0.0002)$ 0.655	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.08} \sigma_{3H} + 0.00001$ $\tau_H = 0.162 (\sigma_H + 0.0001)$ 0.672	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.09} \sigma_{3H} + 0.00001$ $\tau_H = 0.172 (\sigma_H + 0.0001)$ 0.676	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.13} \sigma_{3H} + 0.00001$ $\tau_H = 0.203 (\sigma_H + 0.0001)$ 0.686
VERY POOR QUALITY ROCK MASS Numerous heavily weathered joints spaced less than 50mm with gouge filling / waste rock with fine CSIR rating 3, NGI rating 0.01	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.007} \sigma_{3H} + 0$ $\tau_H = 0.042 (\sigma_H)$ 0.534	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.010} \sigma_{3H} + 0$ $\tau_H = 0.050 (\sigma_H)$ 0.539	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.015} \sigma_{3H} + 0$ $\tau_H = 0.061 (\sigma_H)$ 0.546	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.017} \sigma_{3H} + 0$ $\tau_H = 0.065 (\sigma_H)$ 0.548	$\sigma_{1H} = \sigma_{3H} + \sqrt{0.025} \sigma_{3H} + 0$ $\tau_H = 0.078 (\sigma_H)$ 0.556

Fig. 19. Criterios de rotura en función de la litología y el RMR o Q (Bieniawski, 1974)

BIBLIOGRAFÍA

- Alonso, E. “Apuntes de la asignatura de Túneles. Teoría 1ª Parte.: Tensiones en torno a excavaciones”. UPC, E.T.S.E.C.C.P.B. Edición 2002.
- Barton, N., Lien, R., and Lunde, J., “Engineering Classification of Rock Masses for the design of Tunnel Support”, *Rock Mechanics*, Vol. 6, No. 4, 1974, p. 189-236.
- Barton, N.,”Rock Mass Classification and Tunnel Reinforcement Selection Using the *Q*-System”, *Rock Classification Systems for Engineering Purposes, ASTM STP 984*, Louis Kirkaldie, Ed., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, p. 59-88.
- Bieniawski, Z. T., “Engineering Classification of Jointed Rock Masses”, *Transactions of the South African Institution of Civil Engineering*, Vol. 15, No. 12, 1973, p. 335-344.
- Bieniawski, Z. T., “Geomechanics Classification of Jointed Rock Masses and its Application in Tunneling”, *in Proceedings, Third International Congress on Rock Mechanics, ISRM*, Vol. IIA, Denver, 1974, p. 27-32.
- Bieniawski, Z. T., “Determining Rock Mass Deformability Experience from Case Histories”, *Intr. J. Rock Mech. Min. Sci.* 15,1978, p. 237-247.
- Bieniawski, Z. T., *Rock Mechanics Design in Mining and Tunelling*, A.A. Balkema, Rotterdam, 1984, p. 97-133.
- Bieniawski, Z. T., “Engineering Rock Mass Classifications”, A Wiley-Interscience, USA, 1989.
- Hoek, E., and E.T. Brown. “Empirical Strength Criterion for Rock Masses”, *J. Geotech. Eng.* 106 (GT9), 1980, p. 1030-1035.
- Hoek, E., and E.T. Brown. “The Hoek-Brown Failure criterion-a 1988 Update” *Proc. 15th Can. Rock Mech. Symp.*, University of Toronto, Oct. 1988.
- Hoek, E., “Practical Rock Engineering”. 2000 Edition.
- Hoek E., Brown ET “Underground Excavations in Rock”.
Dirección: [www.24-7literatureexpert.com/ Hoek-E-Brown-E-T-Underground-E-0419160302.html](http://www.24-7literatureexpert.com/Hoek-E-Brown-E-T-Underground-E-0419160302.html)