

Madrid, 29 de junio de 2011

# **ERRORES EN LA APLICACIÓN DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS Y SU CORRECCIÓN**

Prof. Richard Z. Bieniawski von Preinl

Bieniawski Design Enterprises, USA

### ERRORES EN LA APLICACIÓN DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECÁNICAS

#### Y SU CORRECCIÓN

**Richard Z. Bieniawski von Preinl**, *DrHon.C (Madrid), DrHon.C (Cracovia)*  
*Bieniawski Design Enterprises, USA*

**Lo que nos crea problemas no son las cosas que no conocemos;  
sino las que creemos conocer con certeza.**  
**Presidente Dwight Eisenhower**

La cita que reproduzco arriba es muy apropiada para el tema de nuestra Jornada por su importancia en muchos campos, incluida la ingeniería, donde las creencias erróneas son una plaga para la humanidad que genera pérdidas de vidas y recursos a gran escala. Recientemente se produjeron errores en la política exterior en 2003, cuando se basó la guerra de Irak en informaciones erróneas **aceptadas como “seguras”** por los líderes de Norteamérica, Reino Unido y España, o en la crisis financiera de 2008 cuando los expertos en bolsa **sabían con “seguridad”** cómo controlar la “burbuja” bancaria hasta que explotó. Entre medias se han producido desastres en la ingeniería, como colapsos de minas de carbón en Norteamérica, y otros en Chile y China, que fueron provocados por hacer **“lo que siempre se había hecho de manera “segura”**”. Posteriormente en todos los casos se realizaron grandes esfuerzos para corregir los errores, pero la pérdida de vidas, o el dinero malgastado y los minerales no recuperados son injustificables.

De hecho, el último número de *Tunnels & Tunnelling International* (Febrero de 2011) enumera no menos de 41 grandes roturas de túneles. El estudio de estos casos, dos de ellos acaecidos en España, muestra que más del 85% se produjeron por condiciones geotécnicas inesperadas y errores interpretativos.

Esta situación me hizo reflexionar sobre nuestra disciplina, túneles en rocas, y sobre mi propia especialidad, diseño y caracterización de macizos rocosos, cuando me pidieron dar un discurso inaugural en Polonia hace diez meses con motivo de recibir la distinción de *Doctor Honoris Causa* por la Universidad Politécnica de Cracovia, Polonia. De inmediato recordé el discurso que di en esta ciudad cuando me otorgaron, lo que también fue un gran honor para mí, mi primer *Doctor Honoris Causa* por la distinguida Universidad Politécnica de Madrid en el año 2001. Hay un lapso de una década entre estos dos discursos que trataban, en ambos casos, sobre la caracterización y clasificación de macizos rocosos, aspectos que deben comprenderse bien y evitar los errores, pues proporcionan los datos iniciales a los modelos numéricos, cada vez más sofisticados y complejos. Puesto que la estimación realista de las propiedades mecánicas de los macizos rocosos, principalmente su resistencia y deformabilidad, es la esencia de la ingeniería de rocas, lamenté entonces que cuando los datos iniciales resultan erróneos (como la inteligencia militar o la arrogancia financiera), los resultados que proporcionan son también erróneos.

Se dice que **“errar es humano”** (Alexander Pope, 1688-1744) y que **“Los científicos e ingenieros aprenden de sus errores”** (Henry Petroski, 1991) pero llega un momento en que debemos revisar nuestros errores y efectuar las correcciones necesarias para evitarlos en el futuro.

Por mi parte, he recopilado una cantidad significativa de material que demuestra que **los mitos** (o errores de concepto) todavía persisten cuando se usan las clasificaciones geomecánicas y me gustaría ofrecer algunas **soluciones** que emergieron a lo largo de los 10 años que pasaron entre mis dos Doctor Honoris Causa y que siguen desarrollándose.

Mientras hay soluciones, se sigue esperando respuestas para ponerlas en marcha, a pesar de muchos proyectos hechos, de muchas publicaciones y un sin fin de reuniones en oficinas de distintas compañías.

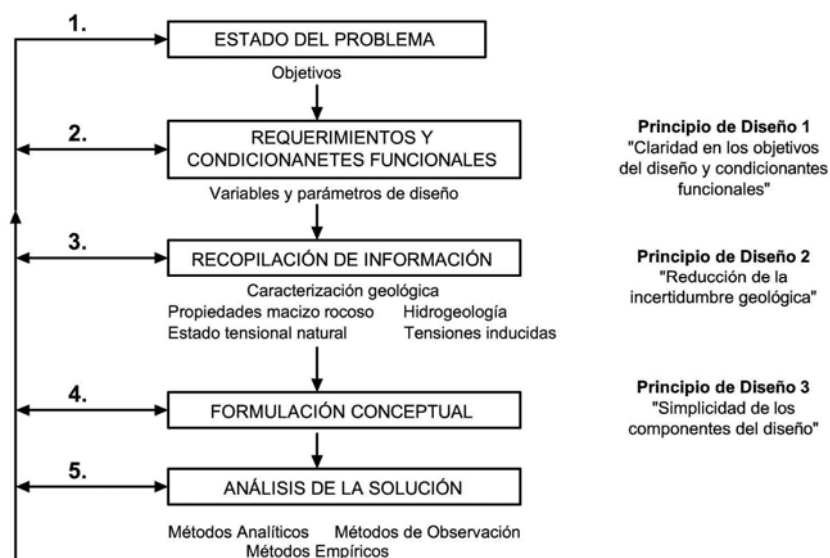
## MITOS frecuentes en las Clasificaciones Geomecánicas

Dado el tiempo limitado del que dispongo, he elegido los CINCO errores de concepto más evidentes que aparecen con frecuencia en la ingeniería geomecánica.

**MITO N°1: LOS TÚNELES PUEDEN DISEÑARSE USANDO BIEN LAS CLASIFICACIONES GEOMECAÑICAS, BIEN LOS MODELOS NUMÉRICOS, O BIEN A PARTIR DE LOS DATOS DE LA INSTRUMENTACIÓN.**

No es cierto. **Hacerlo así es un grave error.**

Este mito se refiere al diseño de túneles en general, que implica tres formas de aproximarse al problema que deberían ir de la mano para formar parte de un único proceso de diseño de ingeniería, como por ejemplo la Metodología de Bieniawski (1992), **Figura 1**.



**Figura 1.-Metodología de Diseño y principios de la Ingeniería de Rocas (Bieniawski 1992)**

Es primordial evitar elegir un único método de diseño, justificándolo con “no teníamos el tiempo y el dinero” para afrontar la aproximación correcta. Los tres métodos señalados son: el **empírico** (por ejemplo la clasificación **RMR** o la **Q**), el **analítico** (por ejemplo, las soluciones concretas que se obtienen en los modelos numéricos de ordenador), y el **observacional** (por ejemplo, las mediciones que se realizan durante la construcción o el Nuevo Método Austriaco NMA).

La razón por la que deberían utilizarse los tres métodos en el Proyecto de un túnel es que cada uno tiene sus virtudes y juega un papel determinado. De esta forma, las clasificaciones geomecánicas empíricas RMR o Q representan un gran número de experiencias prácticas sobre casos históricos y proporcionan un criterio técnico veraz y actual. En cuanto al método teórico, los criterios analíticos de resistencia y deformabilidad del macizo rocoso son fundamentales, puesto que incluyen una relación entre la resistencia del macizo rocoso y los esfuerzos existentes en vistas a la determinación de factores de seguridad. Y en cuanto al método observacional, las medidas de convergencia y deformaciones durante la construcción resultan imprescindibles para comparar las predicciones con el comportamiento real, permitiendo así revisar las hipótesis y estimaciones asumidas en el diseño.

Es asombroso ver cómo en muchas publicaciones se han escrito argumentos en contra de las clasificaciones geomecánicas como método exclusivo para el diseño de túneles, y sin embargo ¡nunca pretendí esta exclusividad cuando desarrollé el índice **RMR** hace 38 años! Siempre he enfatizado que las clasificaciones geomecánicas deben usarse en conjunto con los otros dos métodos de aproximación. Por el mismo argumento estas no deben desestimarse en el proceso de diseño pues juegan un papel crucial en la caracterización de macizos rocosos, que es servir de puente entre las descripciones geológicas cualitativas y los datos cuantitativos que se requieren en la ingeniería.

Por último, ¡una advertencia! Cuando hablamos sobre los métodos empíricos y considerando como ejemplo las clasificaciones geomecánicas, debe tenerse en cuenta que estas clasificaciones no son iguales; ¡Se desarrollaron para distintos propósitos y a partir de distintas bases de datos! En esencia el **RMR** y la **Q** están sin duda en la misma categoría de evaluar la calidad del macizo rocoso con el propósito de construir túneles y proporcionar datos para el proyecto y la construcción. En consecuencia, “se complementan y correlacionan entre sí” (Barton y Bieniawski, 2007). El índice de resistencia geológica **GSI** es diferente de estos dos; “no tiene otro uso que el de proporcionar datos al criterio de Hoek-Brown” (Hoek et al, 1995) siendo un índice de caracterización de macizos rocosos. La clasificación **NMA** difiere también del RMR y la Q; forma parte de un método observacional de construir túneles que no se propone caracterizar geotécnicamente el terreno pero que proporciona “unas bases objetivas para calcular el coste de los túneles y las velocidades de avance” (Galler, 2010), es decir, establecer “clases de excavación” a efectos de compensaciones contractuales.

Debido a los malentendidos que existen sobre la historia y la aplicabilidad del **RMR** (1989) y del **GSI** (1995), los apartados siguientes tratarán estos aspectos con algo de detalle, mientras que el **NMA**, que no pretende caracterizar geotécnicamente el terreno, queda fuera del alcance de esta Jornada.

## **MITO N°2: PARA MACIZOS ROCOSOS DE MUY MALA CALIDAD, NO ES APLICABLE LA CATEGORÍA INFERIOR DE LA CLASIFICACIÓN RMR.**

No es cierto, **son ideas equivocadas** sobre los hechos. **Los hechos son que el RMR continua usándose con éxito incluso para “rocas de muy mala calidad”, Clase 5 con  $RMR < 20$ , cuando los datos se determinan de manera adecuada.**

Este mito se deriva de hábitos erróneos que utilizan las clasificaciones geomecánicas como un “libro de cocina” del que se espera obtener “recetas” válidas para todas las situaciones de proyecto. En una publicación del año 1991, advertí a ingenieros y geólogos de que los macizos rocosos de mala calidad requieren especial atención y una cuidadosa caracterización geotécnica, puesto que la precisión del **RMR**, dependiendo de la pericia, puede estar dentro de un rango de 2-3 puntos (lo mismo que sucede en otras clasificaciones). Pero esto no significa que el RMR no pueda aplicarse para evaluar macizos rocosos de muy mala calidad. Después de todo, tenemos numerosos casos históricos donde se registra un  $RMR = 0$  a 3.

El malentendido más grave que se reprodujo en la literatura en la década pasada fue que no se entendió claramente que las puntuaciones para los parámetros del **RMR** son cero en sus valores mínimos. Se pasó por alto que las puntuaciones de la tabla original del **RMR** – **Tabla 1** – representan el valor promedio de cada parámetro, y no el valor mínimo, como se deduce de Hoek et al (1995).

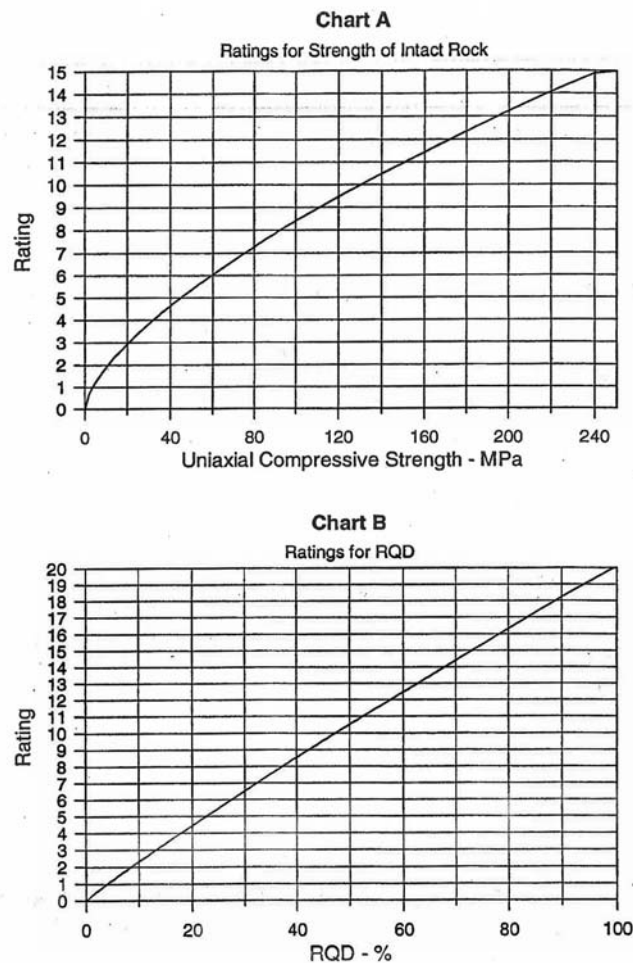
Table : Rock Mass Rating System (After Bieniawski, 1989).

| A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS |                                      |                                                  |                                                                                 |                                                                          |                                                                        |                                                                                            |                                                                 |         |         |
|------------------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|---------|---------|
| Parameter                                      |                                      |                                                  | Range of values                                                                 |                                                                          |                                                                        |                                                                                            |                                                                 |         |         |
| 1                                              | Strength of intact rock material     | Point-load strength index                        | >10 MPa                                                                         | 4-10 MPa                                                                 | 2-4 MPa                                                                | 1-2 MPa                                                                                    | For this low range - uniaxial compressive test is preferred     |         |         |
|                                                |                                      | Uniaxial comp. strength                          | >250 MPa                                                                        | 100-250 MPa                                                              | 50-100 MPa                                                             | 25-50 MPa                                                                                  | 5-25 MPa                                                        | 1-5 MPa | < 1 MPa |
|                                                | Rating                               |                                                  | 15                                                                              | 12                                                                       | 7                                                                      | 4                                                                                          | 2                                                               | 1       | 0       |
| 2                                              | Drill core Quality <i>RQD</i>        |                                                  | 90%-100%                                                                        | 75%-90%                                                                  | 50%-75%                                                                | 25%-50%                                                                                    | < 25%                                                           |         |         |
|                                                | Rating                               |                                                  | 20                                                                              | 17                                                                       | 13                                                                     | 8                                                                                          | 3                                                               |         |         |
| 3                                              | Spacing of discontinuities           |                                                  | > 2 m                                                                           | 0.6-2 . m                                                                | 200-600 mm                                                             | 60-200 mm                                                                                  | < 60 mm                                                         |         |         |
|                                                | Rating                               |                                                  | 20                                                                              | 15                                                                       | 10                                                                     | 8                                                                                          | 5                                                               |         |         |
| 4                                              | Condition of discontinuities (See E) |                                                  | Very rough surfaces<br>Not continuous<br>No separation<br>Unweathered wall rock | Slightly rough surfaces<br>Separation < 1 mm<br>Slightly weathered walls | Slightly rough surfaces<br>Separation < 1 mm<br>Highly weathered walls | Slickensided surfaces<br>or<br>Gouge < 5 mm thick<br>or<br>Separation 1-5 mm<br>Continuous | Soft gouge >5 mm thick<br>or<br>Separation > 5 mm<br>Continuous |         |         |
|                                                | Rating                               |                                                  | 30                                                                              | 25                                                                       | 20                                                                     | 10                                                                                         | 0                                                               |         |         |
| 5                                              | Ground water                         | Inflow per 10 m tunnel length (l/m)              | None                                                                            | < 10                                                                     | 10-25                                                                  | 25-125                                                                                     | > 125                                                           |         |         |
|                                                |                                      | (Joint water press)/ (Major principal $\sigma$ ) | 0                                                                               | < 0.1                                                                    | 0.1,-0.2                                                               | 0.2-0.5                                                                                    | > 0.5                                                           |         |         |
|                                                |                                      | General conditions                               | Completely dry                                                                  | Damp                                                                     | Wet                                                                    | Dripping                                                                                   | Flowing                                                         |         |         |
|                                                | Rating                               |                                                  | 15                                                                              | 10                                                                       | 7                                                                      | 4                                                                                          | 0                                                               |         |         |

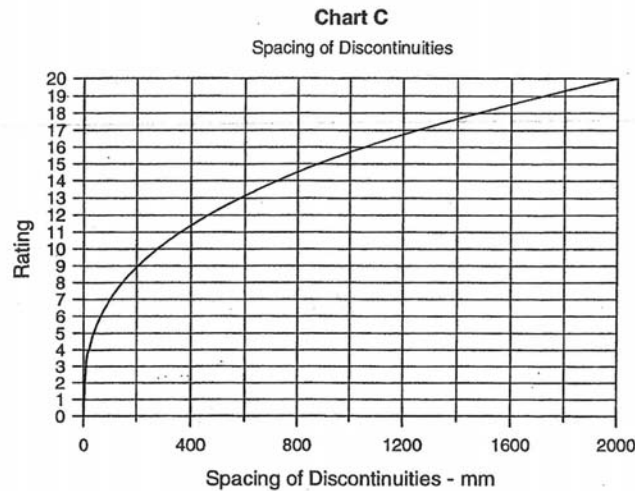


Sin embargo, existían en la literatura **gráficas** para la valoración de los parámetros, preparadas para facilitar los análisis con ordenadores (**Figura 2**), que muestran claramente que las curvas comienzan en cero. **Por lo tanto, el macizo rocoso de peor calidad tiene un valor de  $RMR=0$** , que significa que en tal caso se trata de un suelo y no de una roca.

Este malentendido surgió cuando Hoek et al. (1995), actuando de buena fe para tratar con macizos rocosos de muy mala calidad, presentó un ejemplo donde en la aplicación del **RMR** se asumían condiciones secas en el macizo y una orientación de las discontinuidades muy favorable para un macizo rocoso de muy mala calidad con resistencia insignificante  $\sigma_c$ . En tal caso, y según la **Tabla 1**, el mínimo valor de **RMR** que se tomó erróneamente fue de 8 (3+5) concluyendo que el índice RMR no funcionaba para macizos rocoso de muy mala calidad. Para superar estas supuestas limitaciones se introdujo el Geological Strength Index (**GSI**).



**Figura 2a.-Gráficas para la valoración del RMR y RQD (Bieniawski 1989)**



**Figura 2b.-Gráficas para la valoración del RMR en macizos rocosos (Bieniawski 1989)**

Además, se especulaba que en esas condiciones, con **RMR**<15, podría aplicarse la siguiente ecuación aproximada:

$$\text{GSI} = \text{RMR} - 5,$$

puesto que los parámetros del **RMR** relativos a la densidad de discontinuidades (RQD + espaciamiento de juntas) y a las condiciones de las discontinuidades serían aproximadamente iguales a los dos parámetros del **GSI** relativos a la estructura del macizo y las condiciones de las superficies (cuyos valores se obtuvieron de todos modos de la clasificación **RMR**).

El problema de este razonamiento es que dicha equivalencia solo es de aplicación en el rango inferior de los macizos rocosos de muy mala calidad (clase V del **RMR**).

Desafortunadamente, estas ideas se aplicaron de forma errónea por muchos geólogos e ingenieros a macizos de mejor calidad con **RMR**>>20, puesto que era más fácil realizar una aproximación descriptiva mediante el **GSI** que una cuantitativa mediante el **RMR**, donde hay que medir los parámetros que lo componen. En este proceso se obtuvieron resultados inexactos que fueron tomados como “fiabes” al introducirlos en sofisticados análisis por ordenador.

De hecho, cuando el **GSI** se introdujo en 1995, las herramientas geológicas no estaban tan avanzadas como lo están hoy y su lema “no intente ser preciso” condujo a estimaciones rápidas. Los que desarrollaron el **GSI** señalaron que es un *índice* de *caracterización* de los macizos rocosos y no pretende sustituir a sistemas de *clasificación* del tipo del **RMR** o el **Q** – pero esto se pasa por alto, incluso a día de hoy. Hay que tener en cuenta que la única función que se le exigió al **GSI** fue la



de estimar la resistencia del macizo rocoso utilizando el criterio de Hoek-Brown, específicamente para macizos rocosos de muy mala calidad.

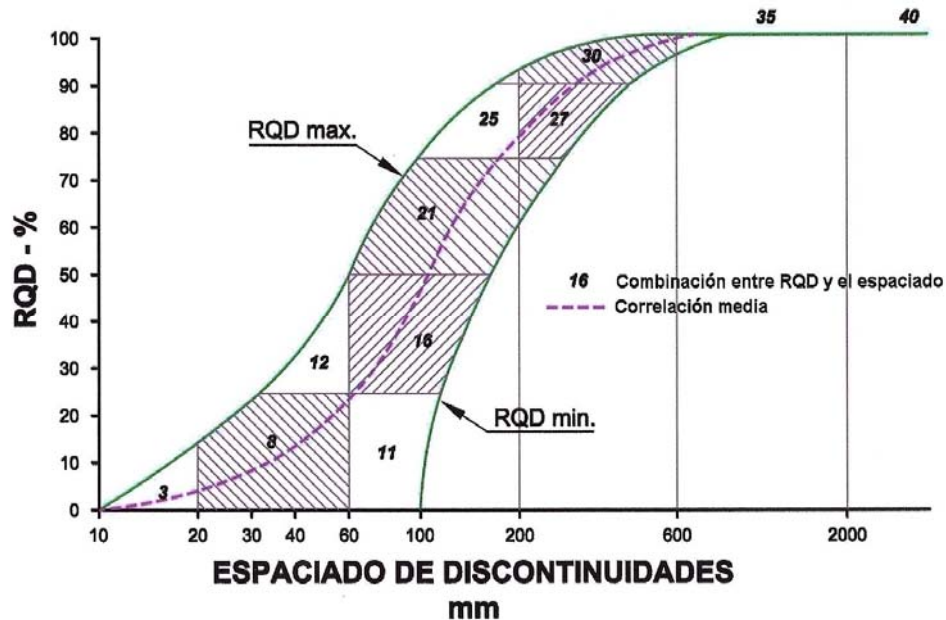


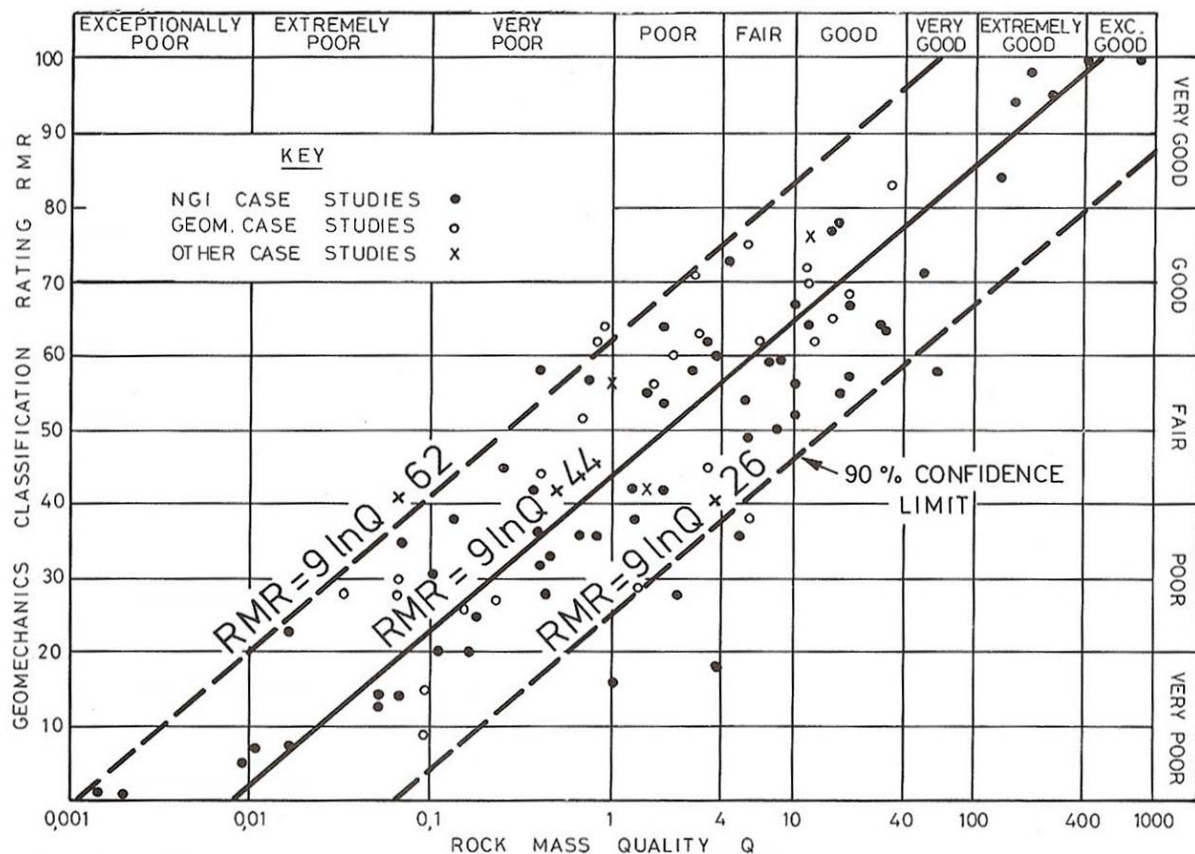
Figura 3.-Correlación entre el RQD y el Espaciado (Bieniawski 1983)

Otro error fue afirmar que el parámetro RQD, utilizado para determinar el **RMR**, es muy difícil de obtener en macizos rocosos de muy mala calidad, ya que puede aproximarse a cero. De hecho, este aspecto fue estudiado en 1989 y publicado en varios artículos que señalaban que el RQD se utilizó originariamente tanto en la clasificación **RMR** como en la **Q** porque contaba con la ventaja de haberse determinado en un gran número de casos históricos. Este parámetro equivalía en cierta forma al espaciado de las discontinuidades puesto que existían correlaciones entre el RQD y el espaciado, (**Figura 3**), que condujeron al concepto de “densidad de discontinuidades” introducido en el **RMR** en 1989. La unión de estos dos parámetros en este único concepto permitió usarlos de manera aventajada en dos situaciones: la primera durante la campaña de sondeos en superficie, donde se utilizaba el RQD como parámetro principal para determinar la densidad de discontinuidades, puesto que no había acceso al frente del túnel para medir espaciados de discontinuidades. Y la segunda, cuando en el interior de un túnel se tenía acceso al frente pero no se contaba con sondeos, donde el RQD podría ignorarse y utilizar el espaciamiento de las discontinuidades para obtener el valor de la densidad a partir de la **Figura 3**. Queda claro entonces, que las clasificaciones cuantitativas **RMR** y **Q** son iguales o más adecuadas para macizos rocosos de muy mala calidad que el índice cualitativo **GSI**.

Por último, una prueba de la aplicabilidad de la clasificación **RMR** para evaluar los macizos rocosos de muy mala calidad se obtiene de la observación de los numerosos casos históricos de la **Figura 4**, donde se muestra una correlación entre el **RMR** y el **Q** publicada en un año tan temprano como 1976. En la gráfica se observa una notable dispersión de resultados. Por lo tanto, en un proyecto determinado deben emplearse ambas clasificaciones para comprobar que es aplicable la correlación:

$$RMR = 9 \ln Q + 44$$

(la misma correlación figura también en la literatura como  $RMR = 9 \log_e Q + 44$ ). Esta expresión no resulta válida cuando se utiliza el **GSI** en lugar del **RMR**.



**Figura 4.-Correlación entre RMR y Q (Bieniawski 1976)**

### **MITO N° 3: EL CRITERIO DE HOEK-BROWN Y EL CRITERIO DE MOHR-COULOMB SON LOS ÚNICOS PARA ESTIMAR LA RESISTENCIA DE LOS MACIZOS ROCOSOS Y EL FACTOR DE SEGURIDAD.**

No es cierto, el criterio de Mohr-Coulomb, que se remonta a 1773 (!), sirve para bastantes cosas, en particular para el análisis de la estabilidad de taludes, pero existen otros criterios de resistencia de pico - igualmente efectivos -por ejemplo, el criterio de Yudhbir-Bieniawski (1983) que se utiliza para cotejar los resultados del criterio de Hoek-Brown (Edelbro et al, 2006).

Si bien el criterio de Hoek-Brown es más conocido y frecuentemente usado en los cálculos con ordenador, el criterio de Yudhbir (1983), basado en Bieniawski (1974), merece tenerse en cuenta para comprobar las estimaciones de la resistencia del macizo rocoso, lo que resulta necesario, pues este valor es muy difícil medirlo directamente. Estos dos criterios se incluyen en la **Tabla 2**.

**TABLA 2.-Los criterios de rotura usados actualmente**

| <b>Criterio de rotura del macizo rocoso</b>                                                                                                                | <b>Parámetros y definiciones</b>                                                                                                                                                             |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Generalizada por Hoek-Brown (2002)<br><br>$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left( m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$                           | $m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right)$<br><br>$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$<br><br>$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left( e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$ | <b><math>m_i</math></b> : constante de la roca intacta<br>$m_i = f$ (tipo de roca)<br>p.ej: arenisca $m_i = 12-17$<br><b><math>m_b</math></b> : valor minorado de la constante $m_i$<br><b><math>s</math> y <math>a</math></b> : constantes del macizo rocoso<br><b><math>D</math></b> : Factor de perturbación |
| Modificado por Yudhbir-Bieniawski (2011)<br><br>$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = A + B \sqrt{\frac{RMR}{100}} \left( \frac{\sigma_3}{\sigma_c} \right)^{0.75}$ | $A = e^{\frac{RMR-100}{20}}$                                                                                                                                                                 | <b><math>A</math></b> : constante del macizo rocoso<br>$A = f$ (calidad del macizo)<br>p.ej: $A=1$ para roca intacta<br><b><math>B</math></b> : constante de la roca intacta<br>$B = f$ (tipo de roca)<br>p.ej. arenisca $B = 4.0$                                                                              |

Si se quiere aplicar el **criterio de Hoek-Brown** es necesario conocer el **RMR** o el **GSI** y la constante de la roca  $m_i$ . Nótese que las ecuaciones originales (1988) para determinar los parámetros  $m_b$  (definido como  $m$  en 1980) y  $s$  del criterio de Hoek-Brown, se basaban en el **RMR** (después de Priest e Brown, 1983), y muchos ingenieros aún las consideran las más apropiadas. Con posterioridad (Hoek et al., 1995) estas ecuaciones se modificaron al sustituirse el **RMR** por el **GSI**, pero manteniendo las mismas expresiones. El criterio original incluía también un término exponencial donde la potencia  $a$  tomaba el valor de

0,5, en lugar de la compleja y variable expresión usada en la actualidad (que proporciona un valor máximo para  $a$  de 0,666).

Más recientemente, Malkowski (2010) estudió detalladamente estos aspectos. Determinó cómo el valor del GSI afecta a las constantes empíricas  $m_b$  y  $s$ , así como a la resistencia del macizo rocoso  $\sigma_M$ . Como se muestra en la **Tabla 3**, los cálculos de Malkowski demuestran que una variación de 5 puntos en el GSI, de 35 a 40, conlleva dramáticos incrementos en los siguientes valores: un 37% en  $\sigma_M$ , un 20% en el valor del parámetro  $m_b$  y un 33% en el módulo de deformación  $E_M$ , ¡mientras que el parámetro  $s$  se incrementa en un 85%!

**TABLA 3.-** Parámetros  $m_b$  y  $s$ , resistencia  $\sigma_M$  y módulo de deformación  $E_M$  para diferentes valores de GSI con  $\sigma_c = 50$  MPa y  $m_i = 10$  e  $D$  (después de Malkowski, 2010)

| GSI | $m_b$ | $s$    | $\sigma_M$ (MPa) | $E_M$ (GPa) |
|-----|-------|--------|------------------|-------------|
| 35  | 0,981 | 0,0007 | 1,204            | 2,982       |
| 40  | 1,173 | 0,0013 | 1,654            | 3,976       |
| 45  | 1,403 | 0,0022 | 2,241            | 5,303       |
| 50  | 1,677 | 0,0039 | 3,011            | 7,071       |
| 55  | 2,005 | 0,0067 | 4,022            | 9,429       |
| 60  | 2,367 | 0,0117 | 5,350            | 12,574      |
| 65  | 2,865 | 0,0205 | 7,099            | 16,768      |
| 70  | 3,425 | 0,0357 | 9,401            | 22,361      |

En los cálculos anteriores, se necesita también la constante empírica de la roca  $m_i$  para obtener la constante  $m_b$  del criterio Hoek-Brown (como se observa en la **Tabla 2**).

El valor real de la constante de la roca  $m_i$  depende de varios factores y puede variar considerablemente para una roca dada según las tablas publicadas por Hoek y Brown en 1995. Posteriormente se puso a disposición del público el programa *RocLab* ([www.rocscience.com](http://www.rocscience.com)) que proporciona estimaciones de  $m_i$ . Adicionalmente muchos investigadores realizaron ensayos triaxiales sobre la roca intacta, pero la elección del valor de  $m_i$  continúa siendo bastante subjetiva. Muy recientemente, Kwasniewski realizó 625 ensayos triaxiales (Malkowski, 2010) sobre 75 tipos de rocas y 46 tipos de carbón de varias partes del mundo y concluyó que las desviaciones estándar resultaban demasiado grandes, que si bien había

cierta convergencia en el **rango de los valores** para algunas rocas, la dispersión de los valores arrojaba *dudas sobre la fiabilidad* en las aplicaciones prácticas, y **recomendó revisar y cotejar los resultados**.

Debido a las incertidumbres para cuantificar el **GSI** ya señaladas, y dada la importancia del criterio de Hoek-Brown, una práctica frecuente en Europa es determinar en primer lugar el **RMR** y convertirlo en el GSI utilizando la expresión  **$GSI = RMR - 5$** , como recomendaba Hoek et al. (1995). Pero, como se mostró anteriormente, esta ecuación solo es válida para macizos rocosos de muy mala calidad.

También de forma bastante reciente, Brown (2008) reevaluó el criterio de Hoek-Brown al proporcionar una revisión de sus usos, abusos y limitaciones, aclarando que el criterio se creó para su uso en la **estimación aproximada de las resistencias de pico de los macizos rocosos en estudios preliminares** de proyectos de ingeniería de rocas que incluyeran **excavaciones subterráneas**, el autor señaló tres aspectos que requerían de especiales **precauciones**, que son los siguientes:

“(1) el criterio no debería utilizarse en los casos donde aparecen solo una o dos familias de discontinuidades;

(2) existe un límite en el rango de valores del GSI para el que se puede aplicar el criterio con confianza: debe tenerse cuidado cuando se trata con roturas frágiles en rocas resistentes y masivas con valores de GSI por encima de 75, y del mismo modo, debe tenerse un especial cuidado con los **bajos valores de GSI, por debajo de 30, y casos con baja  $\sigma_c$** , así como también con las rocas heterogéneas tectonizadas. La estimación de los valores del GSI en tales casos es una labor para especialistas experimentados porque el criterio de Hoek-Brown puede no ser de aplicación en **rocas muy blandas con  $\sigma_c < 15 \text{ MPa}$**  donde el parámetro **a** puede superar su valor máximo de 0,666 y aproximarse a uno, valor que normalmente se asigna a los suelos;

(3) El factor de perturbación **D** está sujeto a errores significativos si se aplica a la totalidad del macizo rocoso en lugar de únicamente a una zona perturbada de unos pocos metros.”\*

Por consiguiente, parece necesario comprobar y cotejar los resultados proporcionados por el **criterio de Hoek-Brown**. Esto puede lograrse con el apoyo del **criterio de Yudhbir-Bieniawski**, como se señalaba en un estudio de Edelbro et al. (2006) que comparaba todos los criterios disponibles con valores medidos (Tabla 5).

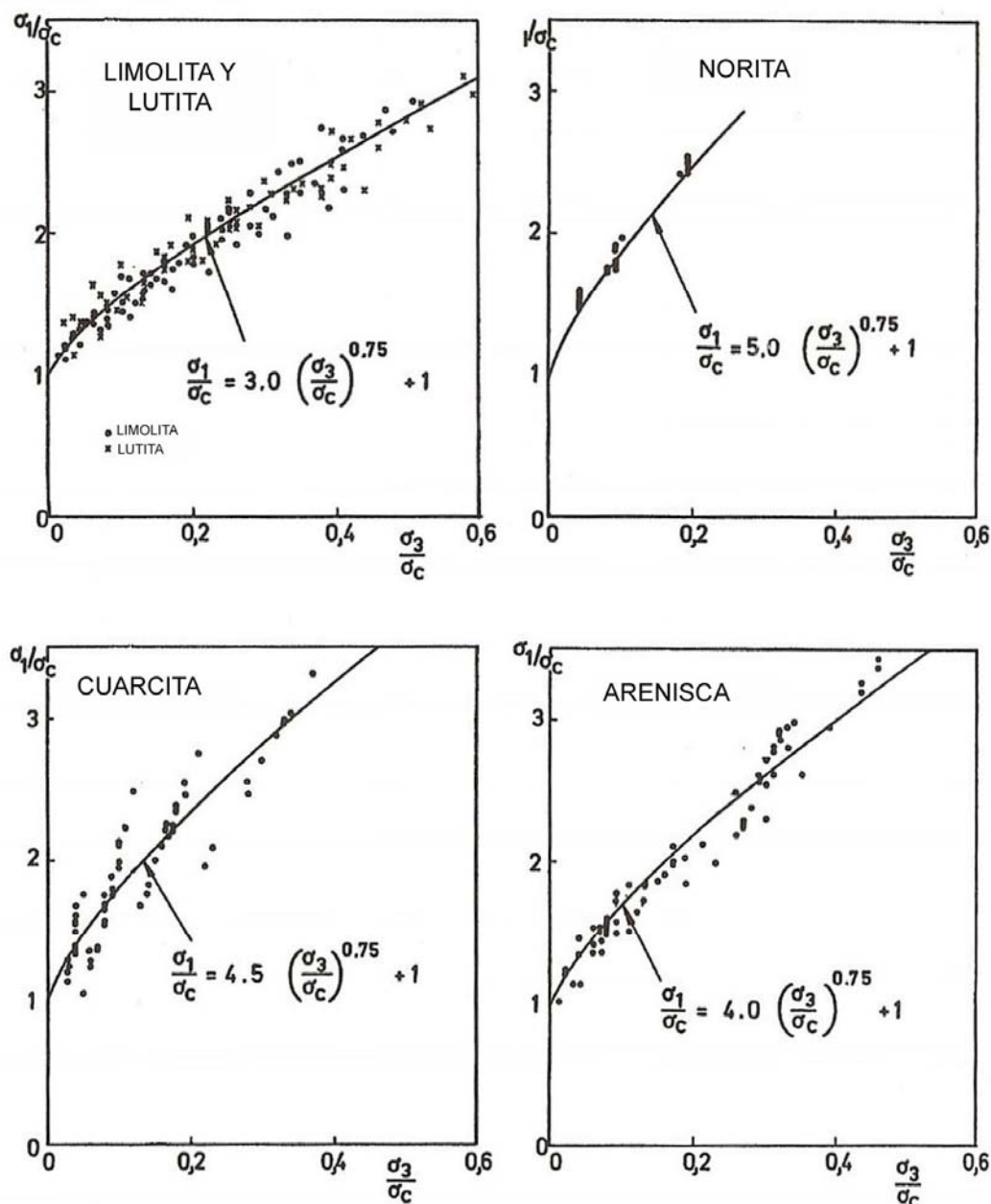
---

\* El factor de perturbación **D** introducido en el índice GSI no es necesario cuando se usa el sistema RMR, pues un factor **A<sub>b</sub>** de ajuste más fácil forma parte del procedimiento del RMR para caracterizar la calidad de la voladura.



El criterio de Yudhbir-Bieniawski tiene la forma dada en la **Tabla 2**. La constante **A** también puede obtenerse de  $A = \exp(0.042RMR - 4.167)$ . La constante **B** se obtiene a partir de ensayos triaxiales sobre los litotipos rocosos, representándose en la **Figura 5** (Bieniawski, 1974).

La constante  $\alpha$  adopta aquí un valor de  $\alpha = 0.75$  pero hay excepciones para algunas rocas, por ejemplo, el carbón de Pittsburgh parece estar mejor caracterizado con  $\alpha = 0.65$  y con  $B = 4.4$ .



**Figura 5.-Esfuerzos en la rotura a compresión triaxial para distintas rocas (Bieniawski 1974)**



**TABLA 5.-** Resistencia del macizo rocoso  $\sigma_M$  estimada por los criterios de Hoek-Brown y de Yudhbir-Bieniawski comparada con los resultados de ensayos reales a gran escala (según Edelbro et al, 2006)

**Laisval Case,  $\sigma_M = 19.8$  MPa  $\pm 1.4$ MPa,  $\sigma_C = 180$  MPa RMR = 47  $\pm 18$**

| Criterio              | $\sigma_M$ (MPa) | $\sigma_{min}$ (MPa) | $\sigma_{max}$ (MPa) |
|-----------------------|------------------|----------------------|----------------------|
| Hoek-Brown-RMR (1980) | <b>34,5</b>      | 12,0                 | 74                   |
| Hoek-Brown-GSI (2002) | <b>15,0</b>      | 2,5                  | 50                   |
| Yudhbir-Bieniawski    | <b>16,3</b>      | 4,2                  | 53                   |
| Sheorey-RMR (1989)    | <b>37,0</b>      | 15,5                 | 81                   |

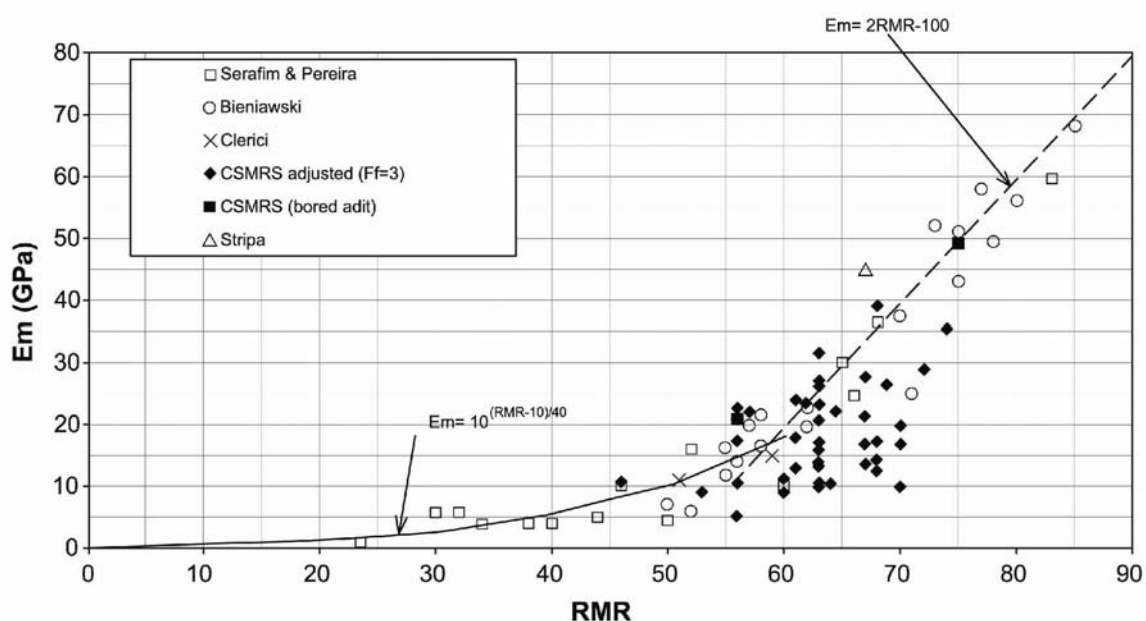
Edelbro et al (2006) concluyeron del anterior estudio que los criterios de Hoek-Brown y de Yudhbir-Bieniawski proporcionan “*coincidencia razonable con las medidas de resistencia y son (a pesar del amplio rango entre los valores mínimos y máximos) los mejores candidatos para estimar la resistencia de forma realista, siempre que se sea cuidadoso en la elección de los valores de cada uno de los parámetros en cada método.*” No obstante, la concordancia con la resistencia medida fue relativamente escasa, lo que implica que no pueden esperarse estimaciones precisas con ninguno de los criterios.

Para finalizar, todos los criterios anteriores asumen que los macizos rocosos son homogéneos e isotrópos, y como señalan los propios autores “no deben usarse para analizar macizos rocosos anisótropos o con marcado control estructural”. Además, y como señaló Brown (2008), hasta que se desarrolle una metodología fundamentada en la evaluación explícita de los factores que influyen en las propiedades mecánicas de los macizos rocosos, los criterios empíricos siguen siendo la única alternativa. Por lo tanto, creo firmemente que es muy importante comprobar y cotejar siempre los resultados, y no depender de un único método.

**MITO N°4: LA MEJOR FORMA DE ESTIMAR EL MÓDULO DE DEFORMACIÓN ES A PARTIR DE CUALQUIERA DE LAS CORRELACIONES QUE SE ENCUENTRAN EN LA LITERATURA DE LA MECÁNICA DE ROCAS.**

No es cierto, unas correlaciones están mejor sustentadas que otras, y algunas correlaciones deben evitarse si no se confirman con ensayos in situ. Pero hay una gran diferencia entre “determinar” y “estimar” la deformabilidad del macizo rocoso: *determinar* es muy deseable; *estimar* se hace en ausencia de datos in situ fiables y para diseños preliminares.

Este mito se refiere al módulo de deformación del macizo, imprescindible en el diseño de obras subterráneas para determinar deformaciones y desplazamientos en un túnel sometido a la presión litostática y a esfuerzos inducidos. Este dato puede obtenerse a partir de ensayos in situ, tales como ensayos de placa de carga o gato plano a gran escala, ensayos muy fiables pero muy caros y de larga duración, por lo que rara vez se usan hoy en día salvo en casos muy especiales (almacenamiento subterráneo de residuos nucleares). Es cierto que este valor puede obtenerse a partir de una clasificación geomecánica que se haya probado adecuada para este propósito. De hecho, el sistema **RMR** fue el que primero propuso (en 1978) una correlación directa entre la calidad del macizo rocoso y el módulo de deformación de campo  $E_M$ , como se muestra en la **Figura 6**, en lugar de usar la relación entre el módulo de elasticidad de laboratorio  $E_C$  y  $E_M$ . La correlación se basó en numerosos ensayos in situ a gran escala cuidadosamente supervisados y analizados, constituyendo los datos obtenidos la base de estudios posteriores.



**Figura 6.-Correlación entre el RMR y el modulo de deformación del macizo rocoso  $E_M$  (Palmström y Singh 2001)**

Algunos de esos estudios fueron muy útiles, por ejemplo, aumentando la validez de la correlación original a los macizos rocosos de inferior calidad (Serafim and Pereira, 1983); otros no fueron tan provechosos ya que introdujeron innecesariamente otra variable, la resistencia a compresión simple de la roca intacta  $\sigma_c$ , que sólo añadió la incertidumbre inherente a los procedimientos de los ensayos de laboratorio. Además, el asunto se complicó al utilizar el índice cualitativo **GSI** en lugar de las correlaciones cuantitativas y apoyadas en ensayos de campo basadas en el **RMR**, compuesto por parámetros medibles, y por tanto preferibles para su uso en la ingeniería a las estimaciones descriptivas. El argumento de que los datos cualitativos son mas sencillos y baratos de obtener es claramente erróneo, ya que se trata de un paso atrás al añadir más empirismo a un enfoque ya de por sí empírico. No obstante, algunos proyectistas y planificadores aceptan este razonamiento de miras tan limitadas. Por lo tanto la ecuación reproducida a continuación, que incluye la resistencia a compresión simple  $\sigma_c$ , debería evitarse. Además, puesto que el índice **GSI** tiene la única función de proporcionar datos al criterio de Hoek-Brown, su papel para la determinación del módulo de deformación es secundario y debería recurrirse al **RMR** para ser mucho más preciso. Por ejemplo, el factor de perturbación  $D$  introducido en el índice **GSI** resulta innecesario cuando se utiliza el sistema **RMR**, puesto que existe un factor fácilmente ajustable  $A_b$  para evaluar la calidad de la voladura que forma parte de los procedimientos del **RMR**.

Obsérvese que la sustitución del **GSI** por el **RMR** en la segunda ecuación y en la **Figura 6** es incorrecta puesto que no hay equivalencia entre la clasificación **RMR** y el índice **GSI**, excepto para rocas de una calidad excepcionalmente mala, como se ha demostrado en apartados anteriores.

En resumen, se recomiendan las ecuaciones incluidas en la **Figura 6 para los dos rangos de RMR**, puesto que son las que mejor se ajustan a los datos experimentales y poseen un enfoque realista, apoyándose además en los trabajos de Palmström y Singh, 2001. Usar los dos rangos de **RMR** tiene la ventaja de que el módulo **NO** se sobreestima en el rango superior de valores ni se subestima en el rango inferior. Esto resulta más realista que usar una ecuación sigmoideal.

Si se dispone de datos de laboratorio del módulo de elasticidad de la roca intacta, estos podrían incluirse en la expresión para determinar el módulo de deformación del macizo, porque los procedimientos para obtener los módulos en el laboratorio están mejor estandarizados que los de las determinaciones de la resistencia  $\sigma_c$  en el laboratorio.

De esta forma, para estimar el modulo de deformación se pueden utilizar la expresión de Galera *et al* (2005):

$$E_M \text{ (GPa)} = E_L e^{\frac{RMR-100}{36}}$$

donde  $E_L$  es el módulo de deformación de la roca intacta, determinado en laboratorio.

Galera (2007) también obtuvo una útil expresión que incluye tanto el módulo del macizo rocoso  $E_M$  como la resistencia del macizo rocoso  $\sigma_M$ , que es:

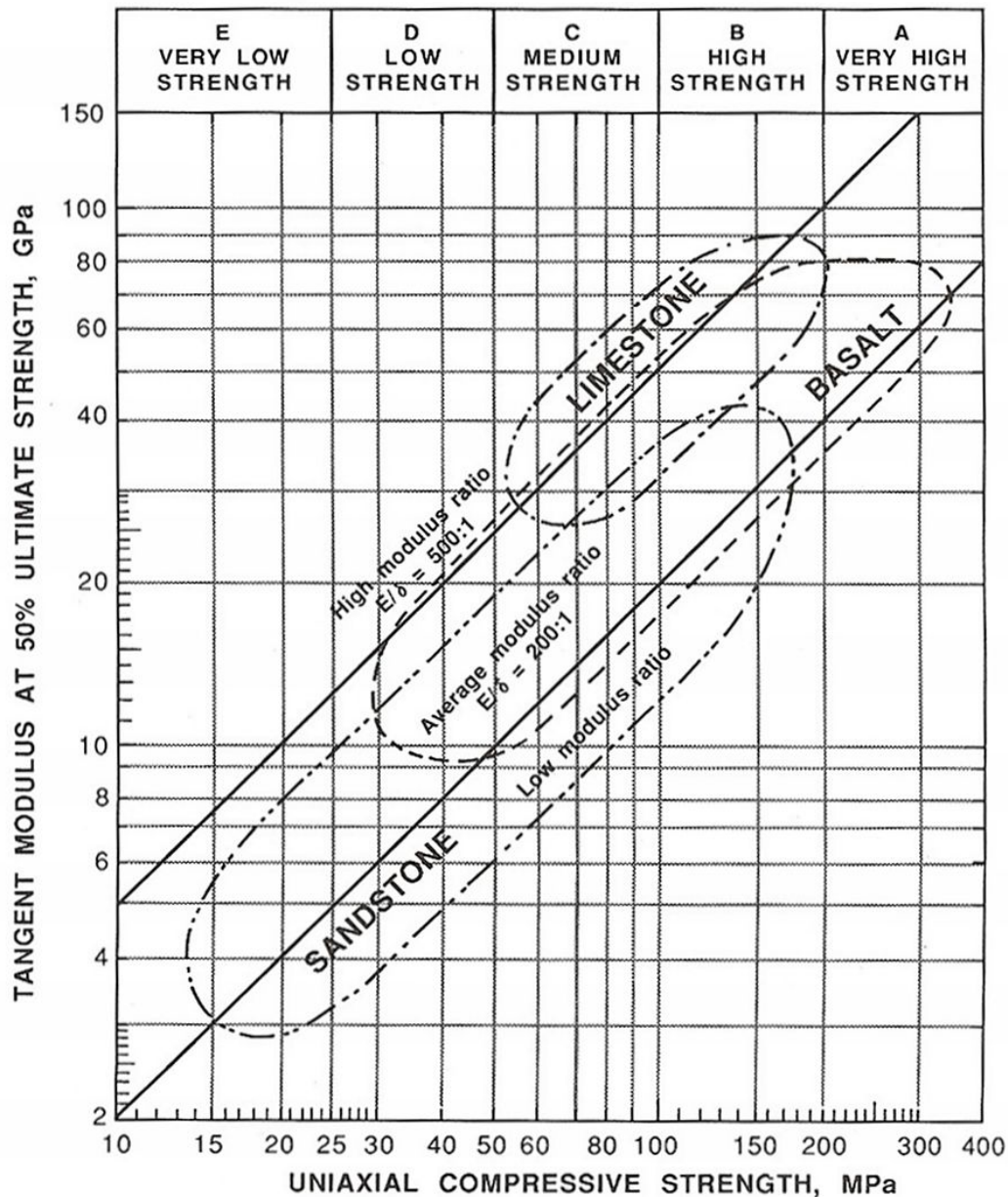
$$E_M / E_L = \{ \sigma_M / \sigma_C \}^{2/3}$$

donde  $E_L$  y  $\sigma_C$  son los valores del módulo y la resistencia a compresión uniaxial respectivamente determinados en el laboratorio.

La expresión anterior tiene el mérito de resultar útil como comprobación, ya que está de acuerdo con un antiguo concepto propuesto por Deere y Miller en 1966: la representación de la relación esfuerzo-deformación mediante el “modulus ratio (MR)”, que se muestra en la **Figura 7**, que proponía que ante la ausencia de datos,  $E_L$  podía obtenerse a partir de la relación:

$$E_L = MR \sigma_C.$$

Palmström y Singh (2001), así como Hoek y Diederichs (2006), actualizaron los valores de MR para distintas rocas.



**Figura 7.-El concepto de Modulus Ratio (MR): una representación de la relación esfuerzo-deformación para roca intacta y macizos rocosos (Deere y Miller 1966)**

Más recientemente, Ván y Vásárhelyi (2010) propusieron dos expresiones similares:

$$E_M / E_L = \sigma_M / \sigma_C = e^{\frac{RMR-100}{22}} \quad \text{y} \quad E_M / \sigma_M = MR \cdot e^{\frac{2(RMR-100)}{100}}$$

donde MR es el modulus ratio representativo de una roca en concreto según las tablas de Palmström y Singh (2001), por ejemplo para areniscas; MR = 257 ( $\sigma_C=109$  MPa,  $E_L=28$  GPa).

Como es obvio, las expresiones anteriores todavía no se han comprobado con datos experimentales, y las correlaciones empíricas no deberían reemplazar a

los ensayos in situ en los diseños definitivos. Sin duda alguna, la práctica actual de prescindir de los ensayos in situ, incluso en los grandes proyectos, es lamentable, poniéndose en peligro con demasiada frecuencia la seguridad del proyecto con la excusa del escaso plazo y del limitado presupuesto.

**MITO N°5: ES SUFICIENTE CON BASARSE EN EJEMPLOS ESTUDIADOS Y DESARROLLADOS EN EL CAMPO DE LA INGENIERÍA CIVIL DE TÚNELES.**

**Una gran equivocación! Hay una gran cantidad de valiosa información que obtener de “nuestros primos” los ingenieros de minas, para aplicarla a la ingeniería civil.**

Tanto los ingenieros civiles como los de minas tienen gran tradición y suficientes logros en su haber en el diseño y construcción de túneles de obras civiles y galerías mineras, cavernas y chimeneas. Sin embargo, llama la atención la escasa interacción entre las dos disciplinas, y esto es particularmente evidente en lo que se refiere a las clasificaciones del macizo rocoso. Como estoy involucrado en ambos campos y me he esforzado durante años en integrar en mis proyectos a equipos de ingenieros civiles, ingenieros de minas y geólogos, estoy convencido de que se pierden excelentes oportunidades por no intercambiar ideas. Por ejemplo, las aplicaciones del RMR a las explotaciones mineras por hundimiento en rocas resistentes de Chile y Australia, el denominado **RMR minero**, o a las galerías de carbón norteamericanas en representación de la minería en rocas blandas, el denominado **Valor del techo de las minas de carbón (Coal Roof Mine Rating)**, proporcionaron grandes avances en el diseño de los sostenimientos de excavaciones subterráneas con grandes vanos y en la estabilidad de los pilares de carbón o roca, incluyendo los efectos de la presión litostática y los esfuerzos inducidos por la minería (**Figuras 8 y 9**).



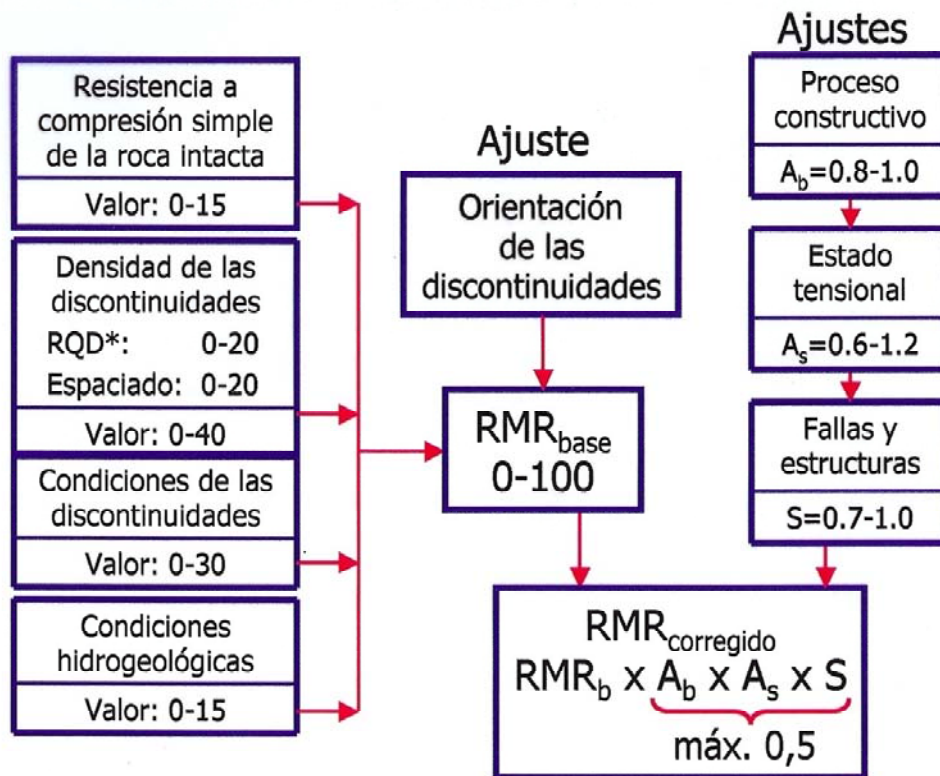


Figura 8.-RMR y Factores de ajuste (Bieniawski 1989)

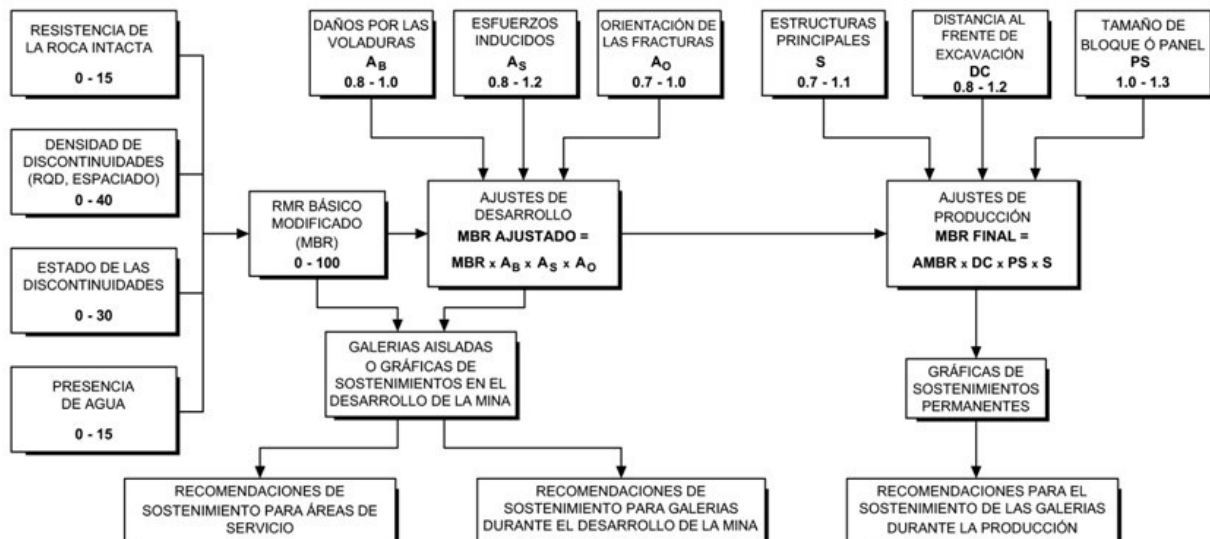


Figura 9.-Esquema de la clasificación RMR para aplicaciones mineras (Kendorski et al. 1983)

El diseño de los pilares es un área específica en la que los ingenieros civiles pueden beneficiarse de las investigaciones y experiencias de sus colegas mineros. Se trata del dimensionamiento de los pilares de roca teniendo en cuenta el

efecto de su forma y la resistencia del macizo rocoso,  $\sigma_M$ . La conocida ecuación para este propósito (Bieniawski, 1984), muy utilizada en la minería de los Estados Unidos, es:

$$\sigma_{\text{pilar}} = \sigma_M [ 0.64 + 0.36 w/h ]$$

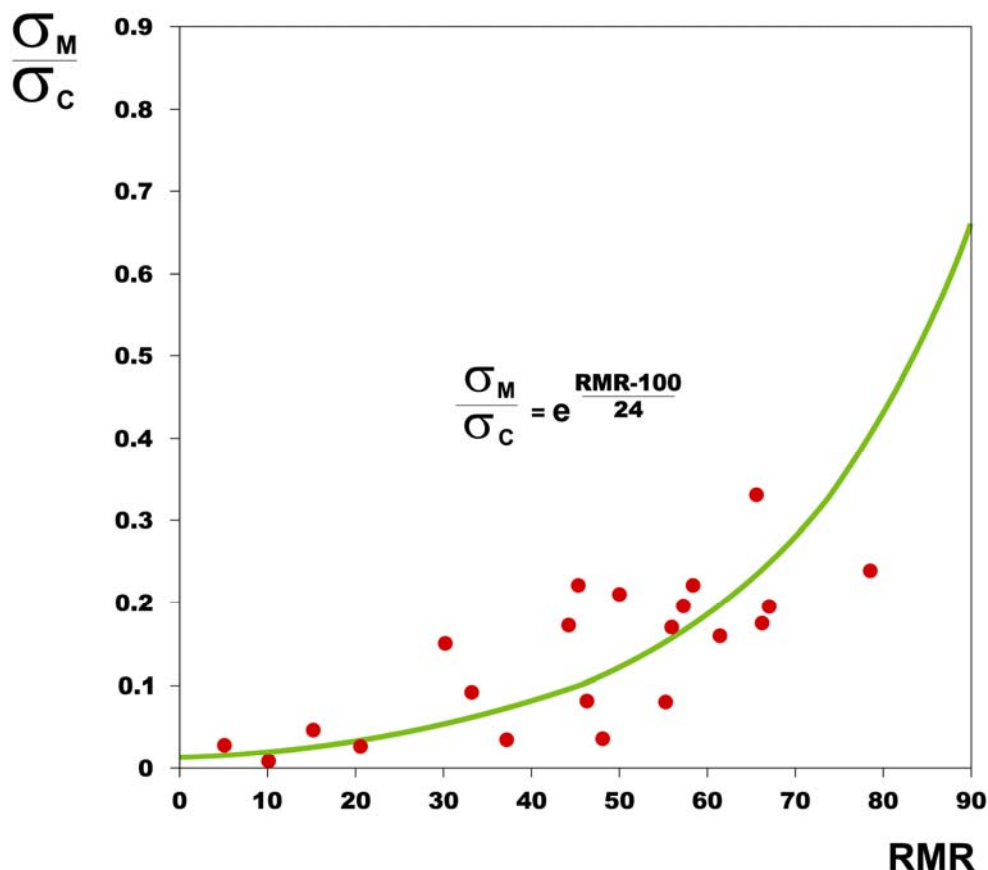
Donde:  $\sigma_{\text{pilar}}$  – resistencia global del pilar, MPa.

$\sigma_M$  – resistencia unitaria in situ del macizo rocoso ( $1\text{m}^3$ ), MPa (**Figura 10a**)

w – anchura del pilar, m.

h – altura del pilar, m.

La resistencia a compresión uniaxial del macizo rocosos,  $\sigma_M$  se determinó a partir del criterio de **Kalamaras-Bieniawski** de 1995 (**Figuras 10a**), que es también muy útil para proyectos de ingeniería civil concernientes a túneles y cámaras subterráneas.



**Figura 10a.- Un criterio de rotura para macizos rocoso en función del RMR (Kalamaras y Bieniawski 1995).**(Los datos experimentales de esta figura proceden de los ensayos *in situ* recopilados por Aydan y Dalgic (1998) en Japón).

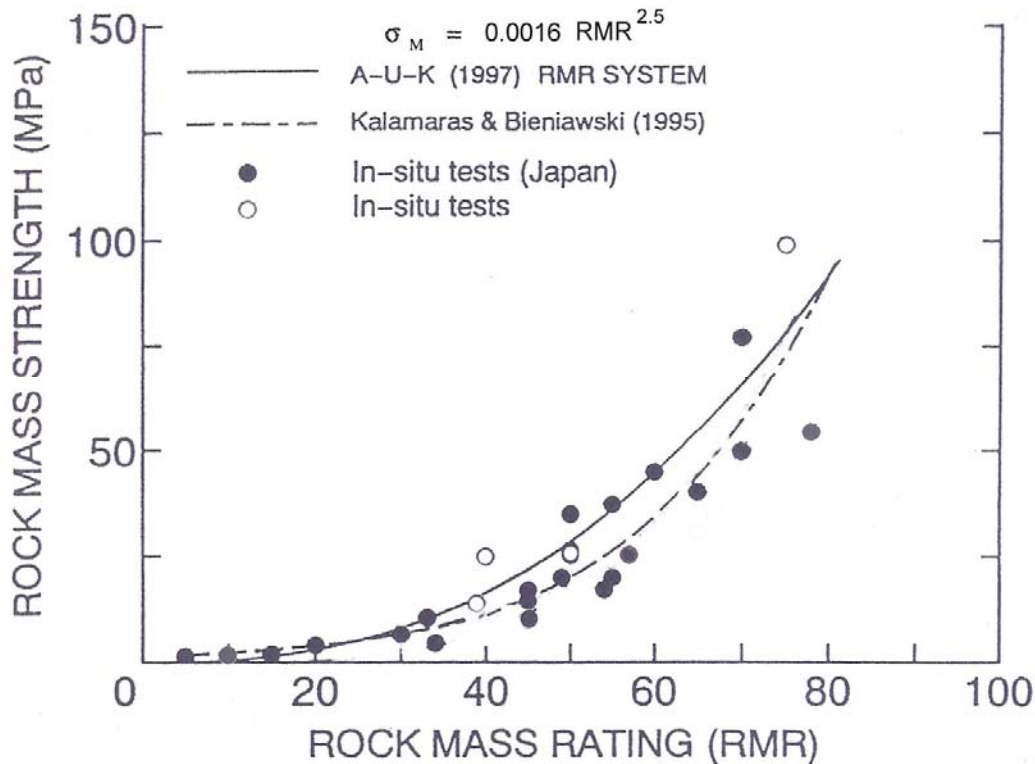


Figura 10b.- La correlación directa en función del RMR (Aydan y Dalgic (1998))

## SOLUCIONES

Las clasificaciones geomecánicas **RMR** y **Q**, se desarrollaron de forma independiente en 1973 y 1974 con el propósito común de **cuantificar** preliminarmente las características del macizo rocoso en base a descripciones geológicas **cualitativas**. ***Siempre se ha destacado la importancia de un minucioso reconocimiento geológico.*** Además, se señaló en repetidas ocasiones que estos sistemas de clasificación no eran "libros de cocina", sino que debían emplearse con el propósito para el que fueron desarrollados: formar parte del proceso de diseño de los proyectos de ingeniería. Este proceso es reiterativo cuando se aplica a las obras subterráneas, donde el reconocimiento detallado del terreno debe actualizarse día a día.

En la época en la que se desarrollaron las clasificaciones **RMR** y **Q** los geólogos trabajaban a menudo en equipos distintos que los ingenieros, lo que conllevaba a potenciales malentendidos sobre lo que el proyecto requería. De hecho, la llegada de nuestras clasificaciones geomecánicas parece haber proporcionado la oportunidad de combinar los esfuerzos de ingenieros y geólogos para actuar como un solo equipo, que cubra las necesidades de procedimientos claros en la ingeniería básica de túneles y los requerimientos de información geológica **cuantitativa** y cuidadosamente seleccionada. Como se muestra en la

**Tabla 6**, esto propició el desarrollo de muchas variantes en la clasificación para diferentes fines, tales como los túneles, la minería, la estabilidad de taludes y las cimentaciones de presas.

### **Ámbito de aplicación de las clasificaciones RMR y Q.**

Las clasificaciones **RMR** y **Q** son especialmente adecuadas en la planificación del proyecto de un túnel, donde es necesaria una valoración preliminar del sostenimiento más adecuado basándose en la testificación de sondeos, en la cartografía geológica y en los estudios de sísmica de refracción. Durante la construcción su aplicación es más esencial si cabe, ya que la idoneidad de los sostenimientos se comprueba día a día. Las razones para esto son las siguientes:

1) El **RMR** y el **Q** surgieron, y se actualizaron específicamente, para la estimación del sostenimiento de los túneles. Más tarde se utilizaron para evaluar las propiedades del macizo rocoso, como el módulo de deformación, para la interpretación de velocidades sísmicas, y como complemento en el análisis de los datos de auscultación durante la construcción a través de las relaciones entre convergencia, calidad del macizo rocoso y dimensiones del túnel.

2) Estimar las propiedades del macizo rocoso para incluirlas en los modelos numéricos ha demostrado ser una alternativa competitiva a los costosos y complejos ensayos *in situ*, que se basan en una serie de hipótesis interpretativas de los datos. Resulta significativo que los ensayos de placa de carga, el gato plano a gran escala y las células de presión rara vez se utilicen en la actualidad, debido a su coste y a las dudas sobre el comportamiento de la zona perturbada en la excavación.

Las clasificaciones **RMR** y **Q** proporcionan *estimaciones* realistas para los modelos y, a través de las mediciones sísmicas y su interpretación, pueden ayudar a conocer las características de la zona perturbada.

3) Una adecuada auscultación y el registro de una o ambas clasificaciones geomecánicas durante la construcción del túnel es fundamental para cuantificar las condiciones existentes en el macizo rocoso y seleccionar el tipo de sostenimiento más adecuado, resultando también útiles si aparecen controversias contractuales, peritajes y modificaciones del proyecto.

**TABLA 6.- Principales clasificaciones geomecánicas en la Ingeniería**

| NOMBRE                                                      | CREADOR Y FECHA                        | PAÍS DE ORIGEN             | APLICACIONES                            |
|-------------------------------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------|-----------------------------------------|
| 1. Carga en rocas                                           | Terzaghi, 1946                         | Estados Unidos             | Túneles con sostenimiento de acero      |
| 2. Tiempo de autoestabilidad                                | Lauffer, 1958                          | Austria                    | Túneles                                 |
| 3. Nuevo método austriaco de construcción de túneles (NATM) | Pacher, Rabcewicz, 1964                | Austria                    | Túneles                                 |
| 4. Rock Quality Designation (RQD)                           | Deere et al., 1967                     | Estados Unidos             | Testigos de sondeos, túneles            |
| 5. Rock Structure Rating (RSR) concepto                     | Wickham et al., 1972                   | Estados Unidos             | Túneles                                 |
| 6. <b>Rock Mass Rating (RMR) sistema</b>                    | Bieniawski, 1973<br>Modificado en 1989 | Sudáfrica y Estados Unidos | Túneles, minas, taludes y cimentaciones |
| Extensiones al sistema RMR                                  | Weaver, 1975                           | Sudáfrica                  | Ripabilidad                             |
|                                                             | Laubscher, 1976                        | Sudáfrica                  | Minería en rocas duras                  |
|                                                             | Olivier, 1979                          | Sudáfrica                  | Resistencia a la meteorización          |
|                                                             | Ghose y Raju, 1981                     | India                      | Minería del carbón                      |
|                                                             | Moreno Tallon, 1982                    | España                     | Túneles                                 |
|                                                             | Kendorski y Cummings, 1983             | Estados Unidos             | Minería en rocas duras                  |
|                                                             | Nakao et al., 1983                     | Japón                      | Túneles                                 |
|                                                             | Serafim y Pereira, 1983                | Brasil                     | Cimentaciones                           |
|                                                             | Gonzalez de Vallejo, 1983              | España                     | Túneles                                 |
|                                                             | Ünal, 1983                             | Estados Unidos             | Minería del carbón con claves bulonadas |
|                                                             | Romana, 1985                           | España                     | Estabilidad de taludes                  |
|                                                             | Newman, 1985                           | Estados Unidos             | Minas de carbón                         |
|                                                             | Sandbak, 1985                          | Estados Unidos             | Perforabilidad                          |
|                                                             | Smith, 1986                            | Estados Unidos             | Facilidad para el dragado               |
|                                                             | Venkateswarlu, 1986                    | India                      | Minería del carbón (CMRS)               |
|                                                             | Robertson, 1988                        | Canadá                     | Estabilidad de taludes                  |
|                                                             | Thiel, 1985                            | Polonia                    | Flysch de los Cárpatos                  |
|                                                             | Ünal, 1996                             | Turquía                    | Rocas blandas, carbón                   |
|                                                             | Pakalnis et al., 2007                  | Canadá                     | Minería en rocas blandas                |
| 7. Sistema Q                                                | Barton et al., 1974                    | Noruega                    | Túneles, cavernas                       |
| Extensiones al sistema Q                                    | Kirsten, 1982                          | Sudáfrica                  | Excavabilidad                           |
|                                                             | Kirsten, 1983                          | Sudáfrica                  | Túneles                                 |
|                                                             | Barton, 2000                           | Noruega, Brasil            | Túneles con TBM                         |
| 8. Resistencia-tamaño                                       | Franklin, 1975                         | Canadá                     | Túneles                                 |
| 9. Clasificación unificada                                  | Williamson, 1984                       | Estados Unidos             | General, comunicaciones                 |
| 10. Coal Mine Roof Rating (CMRR)                            | Molinda y Mark, 1994                   | Estados Unidos             | Minas de Carbón                         |
| 11. Geological Strength Index (GSI)                         | Hoek et al., 1995                      | Canadá                     | Caracterización de macizos rocosos      |
| 12. Rock Mass index (RMi)                                   | Palmström, 1995                        | Noruega                    | Ingeniería de rocas                     |
| 13. Deutsche Steinkohle                                     | Witthaus, 2006                         | Alemania                   | Minas de carbón                         |
| 14. Rock Mass Excavability (RME)                            | Bieniawski et al., 2007                | España                     | Túneles con TBM                         |

4) La tecnología ha cambiado mucho en los 38 años que han pasado desde que se desarrolló la clasificación **RMR**, por lo que deben revisarse los métodos y elementos de sostenimiento. En consecuencia de vez en cuando se realizan importantes actualizaciones, como la sustitución del mallazo por las fibras.

5) El **RMR** y el **Q** resultan ser eficaces tanto en *macizos de muy mala calidad* como en *macizos de muy buena calidad*, y es incorrecto afirmar que métodos descriptivos alternativos podrían ser preferibles en macizos rocosos de mala calidad. De igual forma que las técnicas de la ingeniería geológica mejoran con el avance de la tecnología, nuestros sistemas **cuantitativos** de clasificación siempre serán preferibles a cualquier evaluación *cualitativa* de tipo descriptivo.

6) Tanto el **Q** como el **RMR** constituyen la base de los nuevos métodos de previsión de avance de tuneladoras, en forma del **Q<sub>TBM</sub>** y del **RME**, que han generado tanto partidarios como detractores, lo que era de esperar en una especialidad tan dinámica como la nuestra.

7) Para finalizar, puesto que las clasificaciones geomecánicas forman parte de una aproximación empírica, se debería ser cuidadoso, puesto que las soluciones que se obtienen, *que son estimadas*, no son un comodín ante la complejidad que pretendan una precisión superior a lo que significa una aproximación empírica. Barton (2007) puso un ejemplo relativo a la formulación de Hoek-Brown mostrada en la **Tabla 7** y que se basa en el GSI; llamando a esta: “fórmulas extraordinariamente complejas (a la izquierda) creadas para proporcionar datos a algunos modelos continuos recientes, en los que no es posible tener en cuenta la influencia de variaciones locales en la calidad de la roca sobre la resistencia del macizo rocoso, la deformación, ángulo de fricción y cohesión, cuando la formulación requiere de software más que de estimaciones para su resolución”.

Quizás como resultado de las presiones presupuestarias y de plazo, ha habido una clara tendencia a usar códigos continuos “apropiados”, que ofrecen una particularmente buena representación gráfica de los resultados. También están disponibles sencillos programas para manejar las complejas ecuaciones de la Tabla 7, de forma que un usuario medio necesita únicamente un conocimiento limitado de los principios de la mecánica de rocas para usar estos códigos “con éxito”. Como resultado, el informe de un consultor podría contener nada más que distribuciones de esfuerzos y patrones de deformación coloreados, pero ¿Representan todos estos colores algo real? ¿Qué aproximación continua se ha realizado? La realidad es que usar correctamente códigos sofisticados, con datos iniciales realistas, requiere a la vez experiencia y tiempo, y por lo tanto también presupuesto. Irónicamente, los datos iniciales requeridos para algunos modelos **continuos** parecen ser ahora considerablemente más complejos que los datos requeridos para los códigos **discontinuos**, como se sugiere en la Tabla 7.



**TABLA 7.- Las extraordinariamente complejas fórmulas (a la izquierda) requeridas en los modelos continuos en comparación (a la derecha) con sus expresiones equivalentes (modificado de Barton 2007)**

|                                                                                                                                                                                           |                                                                                                                                              |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $E_M \text{ (GPa)} = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \times 10^{(GSI-10)/40}$                                                                                    | $E_M \text{ (GPa)} = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad RMR < 60$ $E_M \text{ (GPa)} = 2 RMR - 100 \quad RMR > 60$                                 |
| $\sigma_M = \sigma_c \times \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$                                                                                                | $\sigma_M = \sigma_c \times e^{\frac{RMR-100}{24}}$                                                                                          |
| $\phi = a \sin \left[ \frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$                                                                | $\phi = \tan^{-1} \left( \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{1} \right)$ $\phi = 20 + 0.05 RMR$                                                |
| $c = \frac{\sigma_c \left[ (1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n} \right] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+u)(2+a) \sqrt{1 + \left( 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1} \right) / ((1+a)(2+a))}}$ | $c \approx \frac{RQD}{J_n} \times \frac{1}{SRF} \times \frac{\sigma_c}{100}$ $c = \frac{\sigma_M}{2} \times \frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi}$ |

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

Además de todo lo anterior, la pretendida precisión de las expresiones de la izquierda de la Tabla 7 carece de sentido cuando, en cualquier caso, los **factores de seguridad** (¡también conocidos como “factores de ignorancia”!) forman parte del diseño de un túnel. Ellos nos protegen de los errores, de las grandes desviaciones estándar, y nos permiten plantear supuestos con un considerable margen de seguridad, ¡con factores entorno a 1,5 en túneles, 2.0 en grandes cavernas, y 3.0 y mas en grandes presas!

## "Los Diez Mandamientos" para usar las clasificaciones RMR y Q

Para evitar la confusión, me gustaría enumerar los "diez mandamientos" para un uso correcto de las dos principales clasificaciones geomecánicas (Barton y Bieniawski, 2008).

**I.** Asegúrate de que los parámetros de la clasificación son cuantitativos (están medidos no solo descritos), adecuados, provienen de ensayos normalizados, pertenecen a cada región estructural geológica, se basan en sondeos, galerías de exploración y cartografía geológica de superficie, además de en sismica de refracción que permita interpolar entre el inevitablemente escaso número de sondeos.

**II.** Sigue los procedimientos establecidos para clasificar los macizos rocosos con el **RMR** y el **Q**, y determina los rangos de variación típicos y los valores medios.

**III.** Utiliza las dos clasificaciones y comprueba los valores obtenidos con las correlaciones publicadas entre Bieniawski (1976) y Barton (2008).

**IV.** Estima las propiedades del macizo rocoso, en particular el módulo del macizo (para su uso en modelos numéricos), ver **Figura 6**, y el tiempo de autoestabilidad, según la **Figura 11**. No olvides incluir un ajuste para los túneles construidos con TBM, como se muestra en la **Figura 12**.

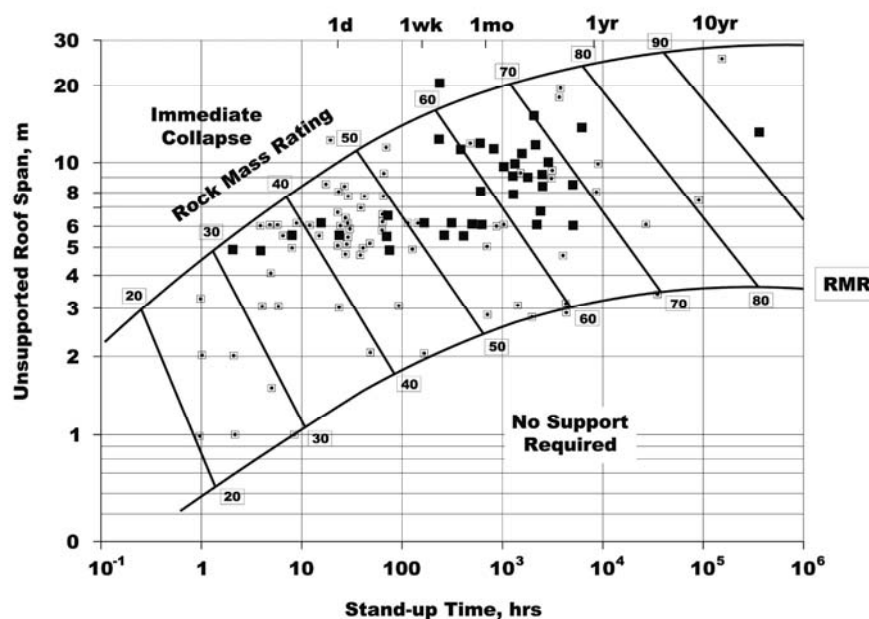
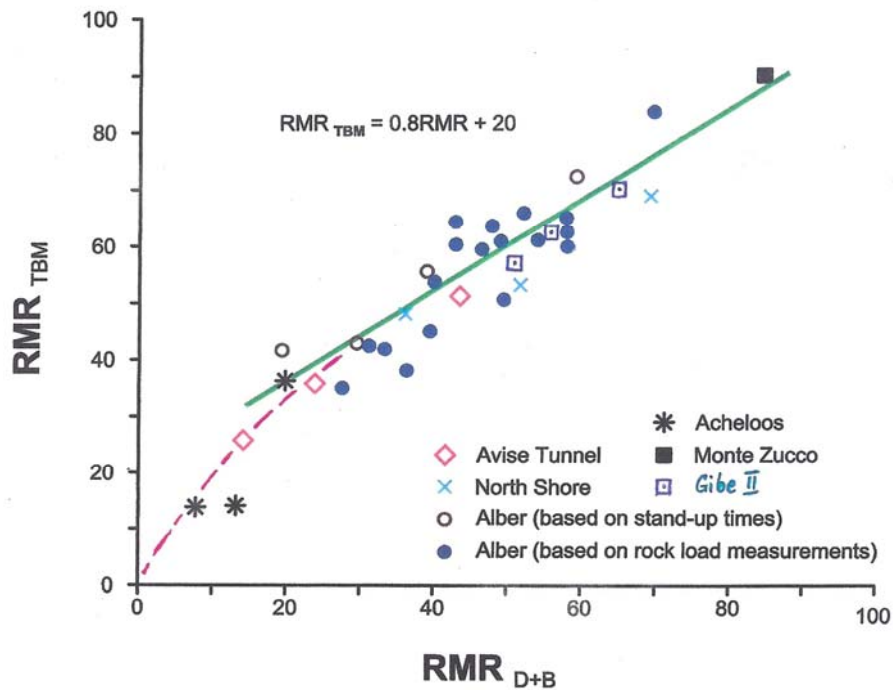
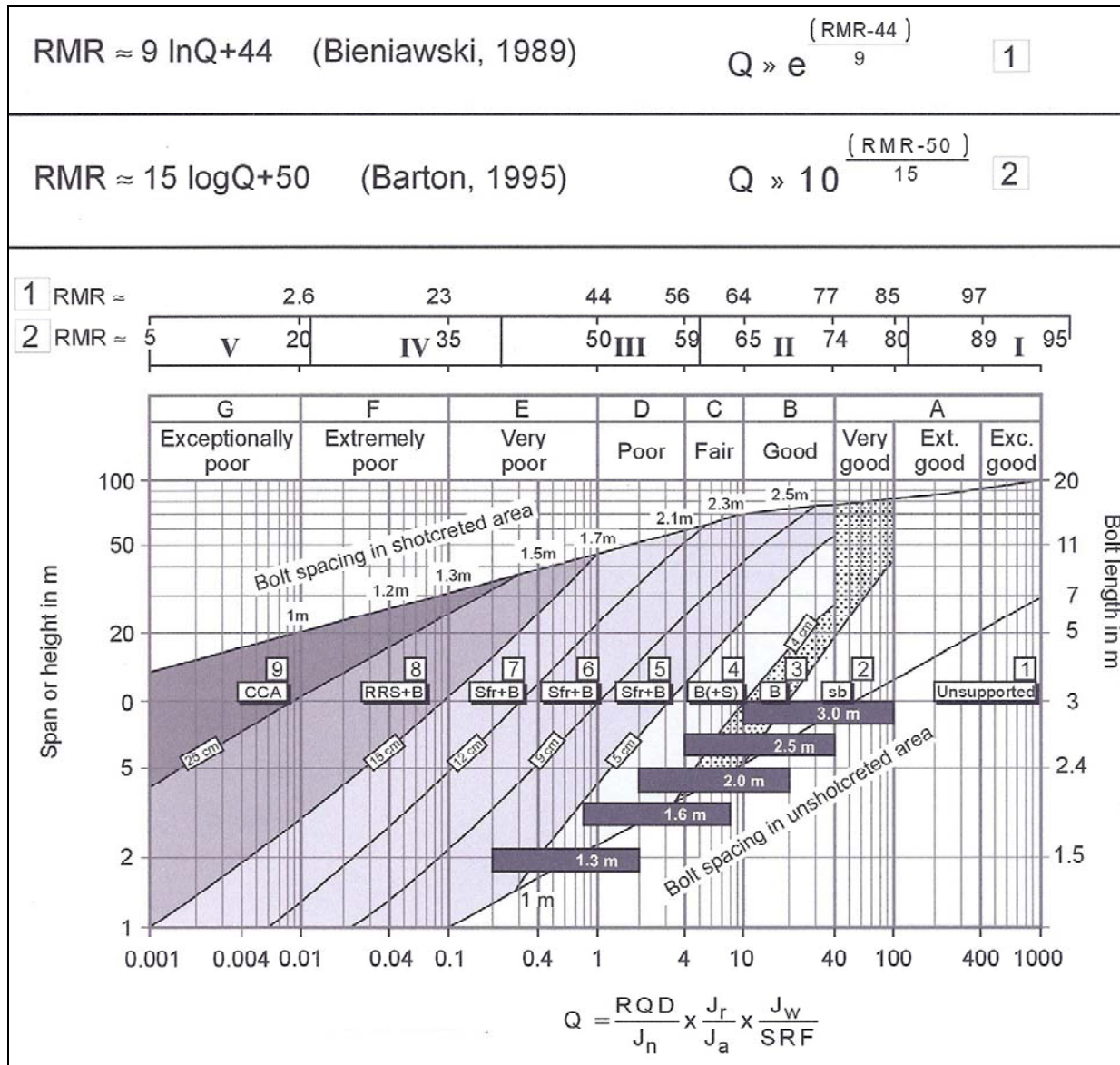


Figura 11.- La duración los túneles construidos por la perforación y voladura, en función de RMR (Bieniawski, 1989). Cuadrados de color negro representan los casos de minería.



**Figura 12.- Correlación entre las calificaciones de RMR de perforación y excavación explosión y un ajuste por túneles excavados TBM (Alber, 1993).**

V. Estima las necesidades preliminares de sostenimiento (**Figura 12**), aplicando las dos correlaciones en la selección.



**Figura 13.- Gráfica para la selección del sostenimiento de un túnel a partir de las clasificaciones geomecánicas RMR y Q (modificado de Barton y Bieniawski 2008)**

**VI.** Utiliza la modelización numérica, obteniendo factores de seguridad, y comprueba que se dispone de suficiente información. Usar por lo menos dos criterios de comparación y cotejar los resultados proporcionados por el criterio de Hoek-Brown.

**VII.** Si no se dispone de información suficiente, admite que el método de diseño iterativo requiere de una exploración geológica más intensiva y de nuevos ensayos, por ejemplo medidas del estado tensional si fuera necesario.

**VIII.** Ten en cuenta el proceso constructivo, y en el caso de los estudios de viabilidad de las tuneladoras, estima las velocidades de avance usando el  $Q_{TBM}$  y el Índice de Excavabilidad de macizos rocosos **RME**.

IX. Asegúrate de que toda la información sobre la caracterización del macizo rocoso esté incluida en un **Informe Geotécnico para Especificaciones del Diseño** que trate sobre la metodología de diseño, las hipótesis y estimaciones asumidas y las desviaciones estándar de los datos.

X. Realiza los levantamientos del **RMR** y el **Q** a medida que avance la construcción, de manera que puedan compararse las condiciones previstas con las reales con objeto de verificar el diseño o realizar las modificaciones oportunas.

Naturalmente, no es necesario resaltar que deben incluirse ensayos de laboratorio que estén de acuerdo con la normativa y cuenten con un presupuesto adecuado. Los ingenieros y los geólogos deberían trabajar en equipo y comunicarse regularmente entre ellos y con el cliente.

## **CONCLUSIONES**

Los errores en la caracterización de macizos rocosos, en general, y en el uso de las clasificaciones geomecánicas y los criterios de resistencia y deformación, en particular, requieren de una atención especial, como ciertamente lo demuestran los numerosos casos recientes de roturas de túneles.

En cuanto a los criterios de resistencia, esta presentación no se manifiesta en contra del Índice Geológico de Resistencia GSI o el criterio de Hoek-Brown, que son métodos útiles si se utilizan correctamente. Simplemente uno debe ser consciente de sus limitaciones y ser cuidadoso con las estimaciones realizadas con programas comerciales, que pueden ser erróneas. Así que les recomiendo que siempre cotejen con cuidado los resultados de varios métodos alternativos.

El objetivo de esta presentación ha sido el de estimular el diálogo sobre los aspectos más relevantes de este tema, resaltar las soluciones de las que disponen los ingenieros y geólogos, e instar a actuar de forma adecuada en la planificación y el diseño de los proyectos, así como en la construcción, recomendándose revisar y cotejar las hipótesis asumidas y la metodología aplicada.



## Referencias

- Aydan, O, and Dalgic, S, 1998. Prediction of deformation behavior of 3-lanes Bolu tunnels through squeezing rocks of North Anatolian fault zone (NAFZ). *Proc. Reg. Symp. on Sedimentary Rock Engng.* Taipei, Taiwan, 228–233.
- Barton, N, 2000. *TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock*. Balkema, Rotterdam, 173p.
- Barton, N, 2007. Future directions for rock mass classification and characterization. *Proc. Rock Mechanics Challenges*. Taylor & Francis, London, 179-188.
- Barton, N and Bieniawski, ZT, 2008. Setting the record straight about RMR and Q. *Tunnels & Tunnelling International*, February, 26-29.
- Bieniawski, ZT, 1974. Estimating the strength of rock materials. *S. Afr. Inst. Min.Met.*, 74, 312-320.
- Bieniawski, ZT, 1976. Rock mass classifications in rock engineering. *Exploration For Rock Engineering*, A.A. Balkema, Cape Town, 97-106.
- Bieniawski, ZT, 1993. Engineering Classification of Rock Masses: The RMR System and Future Trends. *Comprehensive Rock Engineering*, Pergamon Press, New York, v.3, 553-573.
- Bieniawski, ZT, 1978. Determining rock mass deformability. *Int J Rock Mech Min Sci*, 15, 237-247.
- Bieniawski, ZT, 1984. *Rock Mechanics Design in Mining and Tunneling*. A A Balkema, Rotterdam.
- Bieniawski, ZT, 1989. *Engineering Rock Mass Classifications: a Complete Manual*. John Wiley and Sons, New York.
- Bieniawski, ZT, 1992. *Design methodology in Rock Engineering: Theory, Education and Practice*. A A Balkema, Rotterdam.
- Bieniawski, ZT, 2001. Construyendo puentes para el siglo XXI entre la Ingeniería, la Geología y la Sociedad. *IngeoPres*, Madrid, no.100, Diciembre, 10-22.
- Bieniawski, ZT, Celada, B, and Galera, JM, 2007. Predicting TBM excavability. *Tunnels & Tunnelling International*, September, 25-29.
- Bieniawski, ZT and Grandori, R, 2008. Predicting TBM excavability-Pt 2. *Tunnels & Tunnelling International*, January, 15-20.
- Brown, ET, 2008. Estimating the mechanical properties of rock masses. *Proc. SHIRMS 2008*, Australian Centre of Geomechanics, Perth, 3-22.
- Celada, B, Fernández, M, Rodríguez, A, and Tardáguila, I, 2010. Definición preliminar de las secciones tipo de sostenimiento en los tunnels proyectado por métodos convencionales. *IngeoPres*, Mayo, nr 192, 16-22.
- Deere, DU and Miller, RP, 1966. *Engineering Classification and Index Properties for Intact Rock*. *Rock Mechanics in Engineering Practice*, eds Stagg K & Zienkiewicz O, Wiley, London, 1-20.
- Edelbro, C, Sjöberg, J, and Nordlund, E, 2006. A quantitative comparison of strength criteria for hard rock masses. *Tunnelling & Underground Space Technology*, 22, 57-68.
- Galera, JM, Álvarez, M and Bieniawski, ZT, 2005. Evaluation of the deformation modulus of rock masses using RMR: comparison with dilatometer tests. *Proceedings ISRM Workshop*, eds C. Olalla, Á. Perucho and M. Romana, Taylor & Francis, Madrid, 71–77.
- Galera, JM, 2008. La deformabilidad de los macizos rocosos. Curso sobre Criterios para el diseño de obras subterráneas, Geocontrol, Santiago de Chile.
- Galler, R, 2010. NATM - The Austrian practice of conventional tunnelling. *Proc. Conf. on Underground Construction*, Prague, Invited Lecture, 3-13.
- González de Vallejo, LI, 2002. *Ingeniería Geológica, Clasificaciones Geomecánicas*, Prentice Hall, Madrid, 199; 229-239.



- Grandori, R, 2007. TBM performance and RME classification. Proc. Jornada sobre Tuneladoras, CEDEX, Madrid.
- Grandori, R, Bieniawski ZT, Vinzzino, D, Lizzadro, L, Romualdi, P and Busillo, A, 2011. Hard rock extreme conditions in the first 10 km of TBM-driven Brenner Exploratory Tunnel. *Proc. RETC, San Francisco*, SME, Denver, 667-685.
- Hoek, E and Brown, ET, 1988. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. *Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp.*, Univ. of Toronto, Toronto, 31-38.
- Hoek, E, Kaiser, PK, and Bawden, WF, 1995. *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. A.A. Balkema, Rotterdam, 215p.
- Hoek, E, Carranza-Torres, C, and Corkum, B, 2002. Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition. *Proc. 5th North Amer. Rock Mechanics Symp.*, Toronto, 1, 267-273.
- Hoek E and Diederichs MS, 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 43, 203-215.
- Kalamaras, G and Bieniawski, ZT, 1995. A rock mass strength concept incorporating the effect of time. *Proc. 8th ISRM Congress*, Tokyo, Sept., 295-302.
- Kendorski, FS, Cummings, RA, and Bieniawski, ZT, 1983. A rock mass classification scheme for mining. *Proc. RETC*, New York, AIME, 193-223.
- Malkowski, P, 2010. Application of studies in mines and laboratories for selection of the constants in the Hoek-Brown criterion, Achiwum Gornictwa, November.
- Pakalnis, R, Brady, TM, Hughes, P, Caceres, C, Ouchi, AM, and MacLaughlin, MM, 2008. Weak rock mass (RMR<45) design for underground mining. *Proc. Int. Workshop on Rock Mass Classification in Mining*, NIOSH Information Circular 9498, Pittsburgh, PA, 119-127.
- Palmström, A and Singh, R, 2001. The deformation modulus of rock masses - comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16 (3), 115 - 131.
- Palmström, A and Broch, E, 2006. Use and misuse of rock mass classification systems. *Tunnelling & Underground Space Technology*, 21, 21-30.
- Pells, PJN, 2007. Limitations of rock mass classifications. *Tunnels & Tunnelling International*, April, 33-38.
- Pells, PJN, 2011. Against limit state design in rock. *Tunnels & Tunnelling International*, February, 34-38.
- Petroski, H, 1991. Paeonius and the pedestal of Apollo: a case study of error in conceptual design. *Research in Engineering Design*, 3, 123-128.
- Priest, SD and Brown, ET, 1983. Probabilistic stability analysis of variable rock slopes. *Transaction Institution of Mining and Metallurgy*, 92, January, A1-12.
- Ramamurthy, T, 2008. Joint factor concept in solving rock engineering problems. *Proc. 5th Asian Rock Mechanics Symposium*, IRSMR, Tehran, Iran, 147-156.
- Romana, MR, 1993. Slope Mass Rating (SMR) - La aplicación de la clasificación de Bieniawski a los taludes. *Comprehensive Rock Engineering*, 3, Oxford, 575-599.
- Romana, MR, 2003. Dam Mass Rating (DMR) - An adaptation of RMR classification for use in dam foundations. *Proc. ISRM 2003 Symposium*, SAIMM, Johannesburg, 972-980.
- Stacey, TR, 2004. Design - A Strategic Issue. *Proc. 2nd Int. Seminar on Strategic versus Tactical Approaches in Mining*. Section 4. Australian Centre for Geomechanics, Perth.
- Tzamos, S and Sofianos, AI, 2007. A correlation of four rock mass classification systems through their fabric indices. *Int J Rock Mech Min Sci*, 4, 477-495.
- Ván, P and Vásárhelyi, B, 2010. Relation of rock mass characterization and damage. *Proc. Rock Engineering in Difficult Ground Conditions*, Taylor & Francis, London, 399-404.
- Yudhbir, RK, Lemanza, W and Printzl, F, 1983. An empirical failure strength criterion for rock masses. *Proc. ISRM Congress*, Melbourne, 1, B1-B8.

## Agradecimientos

Para preparar esta presentación, el autor solicitó y recibió los valiosos comentarios de varios de sus colegas y amigos que mejoró las ideas expresadas en esta presentación y le informó de las últimas novedades. Yo, en particular, agradezco a las siguientes personas:

Prof. Dr. Hasan **Gercek**, Zonguldak, Karaelmas University, Turquía

Dr Nick **Barton**, Noruega

Prof. Marek **Cala**, AGH University, Cracovia, Polonia

Dr-ing. Benjamín **Celada**, España

Dr Evert **Hoek**, Canadá

Dr Marek Mrugala, USA

Eng. Alex Lowdon, Reino Unido

## El autor



**Profesor Richard Z.T. Bieniawski**, Ph.D-DSc (Eng), M.ASCE, es Profesor Emeritus de Ingeniería de Minas en la **Pennsylvania State University**, retirándose para Prescott, Arizona, en 1996. Desde 1979, que es consultor de proyectos internacionales en varios países a través de la empresa **Bieniawski Design Enterprises**. En 2001, la **Universidad Politécnica de Madrid**, España, le honró con el título de Doctor Honoris Causa y la Cátedra de Distinción (Ilustrísimo) en el Claustro Extraordinario (Consejo de Profesores de Españoles). En 2003, una sala de aula fue denominada con su nombre (Aula Bieniawski) en la Escuela Técnica Superior de Minas) y fue establecida por Geocontrol SA. una beca (Beca Bieniawski). Año pasado, la **University of Science and Technology in Krakow, Poland**, le honró con el segundo título *Doctor Honoris Causa*.

Professor Bieniawski es autor de 12 libros, más de 200 publicaciones científicas (algunos fueron traducidos al español, alemán, polaco, ruso, chino y coreano). Ha dado conferencias en muchos países y fue profesor visitante en la Universidad de Karlsruhe, Alemania, en la Universidad de Stanford, en la Universidad de Harvard y en la Universidad de Cambridge, en Inglaterra.

## Z. T. Bieniawski

DOCTOR HONORIS CAUSA EL 1 DE OCTUBRE DE 2001

PADRINO: BENJAMÍN CELADA

El profesor Bieniawski nació en Cracovia (Polonia) en 1936, hijo de madre austriaca y padre polaco (eran profesores).

Como consecuencia de la II Guerra Mundial, los padres del profesor Bieniawski se separaron durante diecinueve años, ya que su padre tuvo que emigrar a Rhodesia, mientras que el profesor Bieniawski permaneció con su madre en Polonia.

Las excelentes calificaciones que obtuvo en sus estudios de enseñanza media le permitieron acceder a cualquier universidad de Polonia, y estudió Ingeniería Arquitectónica en la Universidad Técnica de Gdansk.

La finalización de sus estudios, en 1958, coincidió con una apertura parcial del telón de acero y pudo trasladarse a Rhodesia para reunirse con su padre.

En África inició su actividad profesional como ingeniero en prácticas, trabajando en la Mufulira Copper Mines (Rhodesia), y también amplió su formación estudiando Ingeniería Mecánica en Johannesburgo, invirtiendo en ello seis años.

Entre 1964 y 1966 trabajó para la Comisión de Energía Atómica en Pretoria (Sudáfrica) y, tras obtener el doctorado en Mecánica de Rocas, en 1967, fue nombrado director del Departamento de Geomecánica del Instituto Nacional de Investigación de Ingeniería Mecánica de Pretoria.

En la década de los sesenta en Sudáfrica existía una gran actividad minera, que abarcaba desde la explotación de las minas más profundas de oro del mundo hasta la extracción de una gran variedad de metales y el laboreo de minas de carbón con altos rendimientos.

En aquella época, el estado de conocimiento de la mecánica de rocas, ciencia que se había empezado a desarrollar poco después de la II Guerra Mundial, era muy rudimentario y, consecuentemente, no existían soluciones científicas a los problemas que planteaba la explotación de minas profundas con presiones del terreno muy fuertes.

Por ello, durante los once años en que el profesor Bieniawski fue director del Departamento de Geomecánica del Instituto Nacional de Investigación de Ingeniería Mecánica de Pretoria, su trabajo de investigación se centró en dos temas de gran aplicación práctica: rotura frágil de las rocas y evaluación de la resistencia de macizos rocosos.

Estos trabajos permitieron establecer un modelo constitutivo no lineal para definir el proceso de rotura de las rocas, que ha sido utilizado por otros investigadores para desarrollar en décadas posteriores los criterios hoy utilizados en mecánica de rocas y también expresiones matemáticas que han sido de gran utilidad, y todavía se utilizan hoy en día, para diseñar los pilares residuales que se dejan en las explotaciones mineras.

Finalmente, como trabajo de síntesis de las investigaciones realizadas, en 1973 presentó su conocida clasificación geomecánica, basada en el índice RMR (Rock Mass Rating).

Esta clasificación, modificada y mejorada en los años setenta y ochenta, se ha convertido en un instrumento aceptado universalmente para la clasificación geomecánica de los terrenos, y que es el primer paso para poder dimensionar con precisión y rigor el sostenimiento que se debe emplear en la construcción de obras subterráneas de todo tipo.

En 1977 se trasladó a Estados Unidos para trabajar como profesor de Ingeniería Minera y Mecánica de Rocas en la Universidad Estatal de Pensilvania, actividad que desarrolló hasta su jubilación en 1996.

Como profesor ha desarrollado una intensa actividad académica, siempre asociada a trabajos industriales en el campo de la minería y túneles, que se concreta en las siguientes cifras: más de doscientos artículos técnicos presentados, siete libros publicados (cinco específicos sobre mecánica de rocas aplicada a obras civiles y minería) y 24 tesis doctorales dirigidas. También ha impartido numerosas conferencias en 22 países de los cinco continentes y en 16 universidades de USA, incluyendo Stanford, Berkeley, Harvard y el MIT.

A partir de su jubilación, en 1996, como profesor de la Universidad Estatal de Pensilvania, el profesor Bieniawski ha desarrollado actividades de consultoría, a nivel mundial, sobre la construcción de obras subterráneas.

El 25 de enero de 2001, la Junta de Gobierno de la Universidad Politécnica de Madrid acordó nombrarle Doctor Honoris Causa, nombramiento que se hizo efectivo el 1 de octubre de 2001, el mismo día de su sesenta y cinco cumpleaños, actuando como padrino Benjamín Celada, de la ETS de Ingenieros de Minas.