

Determinação de Parâmetros Geomecânicos em Formações Rochosas e Maciços Heterogêneos.

Tiago Miranda^{1,†}, António Gomes Correia²
Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil
Azurém, P – 4800-058 Guimarães, Portugal

Luís Ribeiro e Sousa³
Universidade do Porto, Departamento de Engenharia Civil
Rua Dr. Roberto Frias, s/n – 4200-465 Porto, Portugal

RESUMO

Neste trabalho apresentam-se metodologias desenvolvidas para a obtenção de parâmetros geomecânicos em formações rochosas, incluindo-se a situação de maciços heterogêneos. No caso das formações rochosas, a quantificação desses parâmetros é analisada com base nos principais ensaios *in situ* e de laboratório e com recurso aos sistemas empíricos, com destaque para os sistemas RMR (*Rock Mass Rating*), Q e GSI (*Geological Strength Index*). No que se refere aos maciços rochosos claramente heterogêneos como acontece nas formações graníticas da região do Porto, faz-se uma referência às possíveis abordagens do problema, identificando-se, contudo, ainda a necessidade de investigação neste domínio.

ABSTRACT

In this paper a framework is developed for geomechanical parameters evaluation in rock formations including the cases of high heterogeneity. In rock formations, the quantification of these parameters is analyzed based in the field and laboratory tests and using empirical systems, mainly the RMR (*Rock Mass Rating*), Q and GSI (*Geological Strength Index*). Finally, the special case of highly heterogeneous formations, as occurred in the granite formations of the Porto region, is analyzed, and it is concluded the need of future research.

¹ Assistente

[†] Autor para quem a correspondência deverá ser enviada (tmiranda@civil.uminho.pt)

² Professor Catedrático

³ Professor Catedrático Convidado

1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A obtenção de parâmetros geomecânicos nos vários tipos de maciços, quer rochosos quer terrosos, tem sofrido desenvolvimentos significativos nos últimos anos. Para estes desenvolvimentos têm contribuído diversos factores dos quais se destacam os seguintes:

- o aparecimento de novos instrumentos e equipamentos para os ensaios *in situ* e em laboratório que permitem uma maior precisão na avaliação do comportamento dos materiais e dos maciços;
- o aperfeiçoamento dos sistemas empíricos de classificação de maciços rochosos e de quantificação dos parâmetros geomecânicos;
- o melhoramento das técnicas de monitorização que permitem uma maior precisão na medição das grandezas observadas;
- a introdução de metodologias probabilísticas na caracterização de maciços;
- o desenvolvimento de ferramentas numéricas mais potentes que permitem a realização de análises inversas com modelos mais complexos;
- o desenvolvimento de ferramentas inovadoras com recurso a técnicas de Inteligência Artificial (IA) para o apoio à decisão no domínio da avaliação das propriedades geomecânicas.

No caso dos maciços rochosos, a obtenção de parâmetros processa-se, para além do recurso a ensaios, através de metodologias empíricas que tentam relacionar os factores que influenciam o comportamento dos maciços. Os maciços heterogéneos são de natureza mais complexa, pelo que, para a sua caracterização, utilizam-se metodologias que combinam ensaios e classificações empíricas com ferramentas probabilísticas.

As metodologias numéricas associadas ao uso de meios de cálculo automático poderosos permitem resolver problemas de elevada complexidade, considerando correctamente os aspectos não contemplados por metodologias analíticas. A modelação e a segurança constituem, assim, as bases do dimensionamento, o que pressupõe a elaboração de modelos, a análise das acções e a avaliação das propriedades dos materiais e do risco associado à construção da obra, de onde decorre a formulação de critérios de segurança (Cardoso, 2004). Tendo presente as incertezas inerentes a qualquer dimensionamento, este deve assegurar um nível de risco aceitável ou um nível de segurança especificado dependente da obra em questão e das consequências de um possível colapso (Caldeira, 2005).

A selecção dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos é um dos aspectos cruciais das metodologias semi-probabilísticas de avaliação da segurança, como é o caso das preconizadas no Eurocódigo 7 (EC7). O EC7 estabelece que a escolha dos valores característicos das propriedades dos solos e das rochas deve basear-se nos resultados de ensaios de laboratório e de campo. No entanto, segundo o mesmo EC7, o valor característico de uma propriedade deve ser entendido como uma estimativa cautelosa do valor médio que essa propriedade pode tomar. A avaliação dos valores característicos deve basear-se não só em resultados experimentais (que interessam quantidades relativamente pequenas de terreno), mas também na experiência e no risco inerente à obra. O EC7 permite também a utilização de métodos estatísticos na avaliação dos valores característicos das propriedades dos terrenos.

Como foi referido, têm sido desenvolvidas novas metodologias de cálculo numérico e ferramentas de cálculo automático cada vez mais poderosas. No entanto, sem uma rigorosa caracterização dos parâmetros dos materiais envolvidos não é possível a obtenção de resultados relativamente fiáveis.

Da variabilidade natural dos maciços decorre que, no dimensionamento geotécnico, a avaliação das propriedades geotécnicas é o aspecto sobre o qual recai o maior grau de

incerteza. Este facto decorre dos complexos processos geológicos envolvidos na formação dos maciços e das dificuldades da sua caracterização.

O domínio da caracterização dos maciços tem vindo a experimentar progressos consideráveis nos últimos anos. Nos maciços rochosos a caracterização processa-se, fundamentalmente, através da realização de ensaios e da utilização de metodologias empíricas, como os sistemas RMR (Bieniawski, 1989), Q (Barton e tal., 1974) e GSI (Hoek et al., 2002). Anote-se, também, os desenvolvimentos feitos na avaliação da resistência dos maciços rochosos. Assim, Hoek et al. (2002) actualizaram as expressões para o critério de Hoek-Brown modificado (HB) de forma a resolver alguns problemas das expressões anteriores. Douglas (2002) apresentou novas expressões para o mesmo critério de forma a contemplar tipos de rocha e maciços para os quais o critério inicial não apresentava um desempenho satisfatório. O desenvolvimento do sistema Q_{TBM} , a partir do sistema Q, que permite a previsão de vários parâmetros relativos ao desempenho de escavação em túneis por tuneladoras, constitui também um desenvolvimento importante para a caracterização dos parâmetros geomecânicos (Barton, 2000).

Nos maciços marcadamente heterogéneos, a caracterização geomecânica torna-se ainda mais complexa. A definição determinística dos parâmetros e da geometria do zonamento são tarefas muito difíceis. Não obstante, têm vindo a ser propostas metodologias de caracterização que combinam de formas diferentes ferramentas probabilísticas, resultados de ensaios, aplicação dos sistemas empíricos e resultados da observação.

Os modelos numéricos desenvolvidos em qualquer tipo de maciço devem ser sempre validados quer seja através de cálculos expeditos com recurso a métodos analíticos que permitem facilmente a realização de estudos de sensibilidade, quer seja através da comparação com resultados da monitorização.

A monitorização e observação das obras visam a validação e calibração dos modelos geotécnicos, aspecto fundamental para a compreensão dos mecanismos que regem o comportamento dos maciços e das obras geotécnicas. Através da comparação entre os comportamentos previstos e observados pode-se concluir da razoabilidade das hipóteses assumidas e da fiabilidade do modelo geotécnico adoptado. Neste aspecto particular, as técnicas de retroanálise assumem particular destaque, pois permitem obter os parâmetros do modelo com base no comportamento real da obra através de técnicas matemáticas formalmente adequadas.

2. MACIÇOS ROCHOSOS

2.1 Generalidades

A investigação geotécnica em maciços rochosos é feita com a realização de ensaios, em particular *in situ*, tendo em consideração a natureza descontínua, heterogénea e anisotrópica desses maciços, pelo que a avaliação dos parâmetros geomecânicos é, em larga medida, influenciada pelos volumes ensaiados.

Os ensaios *in situ* visando a determinação das características de deformabilidade dos maciços são normalmente conduzidos aplicando uma carga de uma determinada forma e medindo-se as correspondentes deformações do maciço. Quanto aos ensaios de caracterização da resistência dos maciços, ainda não completamente satisfatórios, são sobretudo materializados através de ensaios de corte ou de deslizamento ao longo de superfícies de baixa resistência (Rocha, 1971). Anote-se que neste contexto os maciços podem ser considerados homogéneos a uma grande escala, pelo que pode não ser economicamente viável a realização de ensaios num volume de maciço significativo. No entanto, volumes de ensaio

insuficientes causam problemas de efeito de escala, nomeadamente ao nível da resistência, e na dispersão de resultados a nível da deformabilidade (Cunha e Muralha, 1990).

Os ensaios em laboratório envolvem volumes reduzidos, pelo que é necessário efectuar um número considerável, quer para o material rochoso, quer para as superfícies de descontinuidade, de forma a contemplar a variabilidade nos parâmetros geomecânicos obtidos. Alguns destes ensaios são extremamente importantes na aplicação de sistemas empíricos, como é o caso, por exemplo, dos ensaios de resistência à compressão uniaxial da rocha, de carga pontual, triaxiais e de deslizamento de diaclases. No caso em que os maciços rochosos exibem propriedades variáveis no tempo, nomeadamente devido a fenómenos de fluência e de expansibilidade, devem ser realizados ensaios específicos para este fim, quer em laboratório, quer no campo (Rocha, 1971; Wyllie, 1992).

Como se referiu, a obtenção preliminar de parâmetros geomecânicos pode ser conseguida, também, recorrendo à utilização de sistemas empíricos. Estes sistemas consideram, entre outros, as seguintes propriedades: resistência da rocha ou do maciço; densidade, condição e orientação das descontinuidades; presença da água; e estado de tensão. Às propriedades avaliadas são atribuídos pesos, sendo, posteriormente, obtido um índice geomecânico que resulta da aplicação de expressões de cálculo associadas ao sistema utilizado. O resultado da aplicação destes sistemas permite, na generalidade dos casos, dividir o maciço em determinadas classes de comportamento a que estão associadas, nomeadamente, soluções construtivas e suportes, bem como certos parâmetros geomecânicos. Os sistemas mais utilizados, como já referido, são o RMR, o Q e o GSI. A aplicação deste último depende, via de regra, da aplicação dos dois anteriores. Para a avaliação da deformabilidade, existem diversas expressões de cálculo, em que devem ser ponderados os seus limites de aplicabilidade. Quanto à resistência, utilizam-se os critérios de Mohr-Coulomb e de HB.

2.2 Realização de ensaios

A caracterização mecânica dos maciços pode ser feita por intermédio de ensaios *in situ* em volumes representativos, englobando o material rochoso e as descontinuidades principais. A caracterização pode, também, ser executada por via indirecta realizando ensaios em laboratório sobre as superfícies de descontinuidade e o material rochoso, recomendando-se a sua calibração com alguns ensaios *in situ*. Na Tabela 1, apresenta-se um resumo dos principais ensaios de caracterização em laboratório e *in situ* de rocha e de maciços rochosos.

No que respeita à avaliação da deformabilidade, os ensaios *in situ* podem envolver pequenos volumes como no caso na periferia de um furo de sondagem, ou grandes volumes, como é o caso dos ensaios com macacos planos de grande área (LFJ – *Large Flat Jacks*) (Pinto, 1981). Na Figura 1, apresentam-se valores aproximados das variações dos volumes envolvidos em alguns ensaios correntes reportando-se, sobretudo, à experiência do LNEC com base no trabalho de (Cunha e Muralha, 1990).

Para a determinação *in situ* dos parâmetros de deformabilidade em pequena escala, executam-se, normalmente, ensaios em furos de sondagens podendo agrupar-se em dois tipos principais, em função da forma como é aplicada a pressão nas paredes do furo (Pinto, 1981; Sousa et al., 1997):

- aplicação da pressão por intermédio de uma membrana flexível completamente adaptada às paredes do furo com uma pressão rotacional simétrica como no caso dos dilatómetros. Nestes ensaios, medem-se, habitualmente, deformações radiais ou diametrais. Englobam-se, também, os pressiómetros nos quais é medida uma

deformação volumétrica global. Estes últimos são mais utilizados para rochas brandas e apresentam limitações de precisão já que medem volumes e não deslocamentos.

- aplicação da pressão através de pratos rígidos em dois arcos de circunferência (macacos de sondagem). Correspondem a situações de carga mais complexas e, por consequência, a interpretação dos ensaios reveste-se de maior dificuldade.

Tabela 1 – Ensaios de caracterização em laboratório e *in situ* de rocha e de maciços rochosos

Ensaios de campo para a caracterização de maciços	
Ensaios estáticos em sondagens	Ensaios de placa
Dilatómetros Pressiómetros Macacos para furos Penetrómetros	Placa rígida Placa deformável Macacos ancorados Método Goffi
Ensaios de compressão	Ensaios de pressão em túneis circulares
Uniaxial Triaxial	Método de câmara de pressão Macaco radial
Ensaios em fenda aberta no maciço	Ensaios de torção
Macacos circulares Macacos planos de grande área (LFJ) Macacos planos de pequena área (SFJ)	Ensaios dinâmicos com propagação de ondas sísmicas
Ensaios em laboratório	
Ensaios estáticos	Ensaios dinâmicos
Compressão uniaxial, diametral e pontual Corte directo e triaxial Flexão, Torção e tracção uniaxial Deslizamento de diaclases	Método da ressonância Método das pulsações ultrassónicas

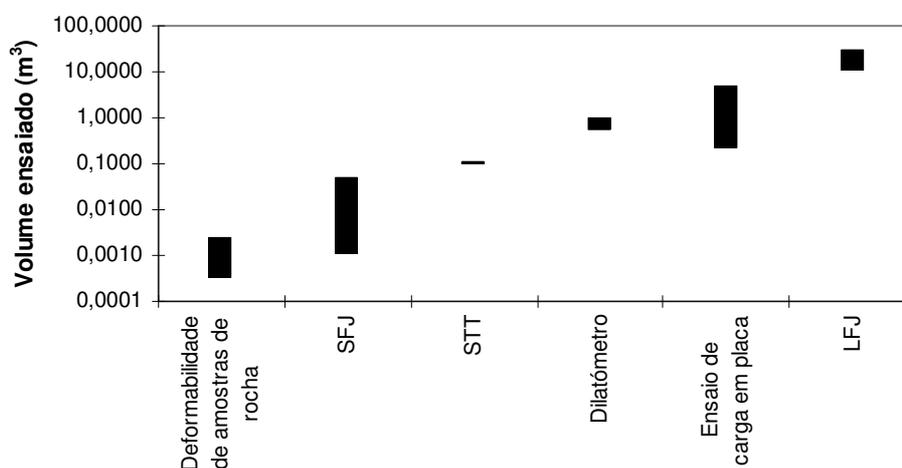


Figura 1 – Volumes envolvidos em alguns ensaios (Cunha e Muralha, 1990)

Os ensaios de pequena escala dividem-se nos seguintes grupos:

- ensaios de placa – carga aplicada à superfície ou dentro de uma galeria.
- ensaios de carga radial – uma pressão uniforme radial é aplicada num trecho de uma galeria com medição de deformações radiais. Têm maior rigor do que os de placa, podendo, ainda, avaliar propriedades hidromecânicas e a própria anisotropia do maciço.

- ensaios de macacos planos de grande (LFJ) ou pequena área (SFJ) – a carga é aplicada nas paredes de um ou mais rasgos abertos especialmente para o efeito. Os ensaios SFJ têm a vantagem adicional de permitir avaliar, para além dos parâmetros de deformabilidade, componentes do estado de tensão.
- ensaios sísmicos entre furos ou galerias – permitem determinar o módulo dinâmico medindo as velocidades das ondas S e P. Os valores destes módulos são diferentes dos estáticos devido às diferenças na duração e nos níveis de tensão e deformação aplicados ao maciço. Dependendo da distância entre furos ou galerias, envolvem grandes volumes e podem ser correlacionados com ensaios estáticos.
- ensaios biaxiais ou triaxiais *in situ* – raramente utilizados por envolverem custos elevados e terem baixa precisão.

Na Tabela 2 apresenta-se uma comparação das vantagens e desvantagens entre ensaios em pequena escala (dilatométricos) e em grande escala (carga em placa).

Tabela 2 – Vantagens e desvantagens do ensaio dilatométrico comparativamente ao ensaio de placa

Ensaio com dilatómetro		Ensaio de carga em placa	
Vantagens	Desvantagens	Vantagens	Desvantagens
Módulos determinados a distâncias consideráveis da superfície	Volume ensaiado reduzido	A carga pode ser aplicada na direcção da carga real	Demorado e oneroso e dificuldades na materialização da carga de ensaio
Examinadas diferentes condições geológicas e rápida execução	Medições executadas apenas na normal ao eixo da sondagem	Volume de maciço significativo	Carga aplicada apenas segundo um eixo

No caso dos maciços exibirem acentuada anisotropia, os ensaios devem ser realizados com a finalidade de se definirem os parâmetros que traduzem essa anisotropia. Acresce ainda que nos maciços com comportamentos de fluência devem ser realizados ensaios específicos (Rocha, 1971).

Para quantificar a deformabilidade dos maciços, o número de ensaios *in situ* deve ser racionalizado, pelo que se adopta uma metodologia que combina um pequeno número de ensaios em grande escala com um maior número de ensaios em pequena escala. Esta metodologia pode ser resumida em três tarefas principais:

- zonamento do maciço rochoso tendo em consideração a informação geológica disponível, o tipo de formações rochosas e o seu grau de alteração, a compartimentação do maciço e o recurso a sistemas empíricos de classificação.
- realização de ensaios em pequena escala, para cada zona, em furos de sondagem e eventualmente em rasgos efectuados em galerias. Devem ser em número suficiente e a sua localização deve ser escolhida aleatoriamente para se obter um valor médio da deformabilidade ou em zonas em que se espera que o módulo de deformabilidade seja inferior às restantes.
- realização de ensaios em grande escala, para cada zona, e em pequeno número, dados os custos envolvidos. Deve ser feita a calibração dos valores obtidos com os ensaios em pequena escala. Considera-se que existem três situações distintas para a realização

destes ensaios em função do valor médio da deformabilidade do maciço, como se indica na Tabela 3.

- análise individual das falhas à escala das obras de Engenharia Civil, devendo realizar-se ensaios suficientemente representativos do material de preenchimento da falha.

Tabela 3 – Avaliação dos ensaios a grande escala (Sousa et al., 1997)

Situação	E (GPa)	Ensaio a grande escala
I	$E \geq 10$	Aconselhável
II	$5 \leq E < 10$	Necessário
III	$0,1 \leq E < 5$	Necessário com elevada precisão

Na Figura 2 esquematiza-se a metodologia descrita para a caracterização da deformabilidade de maciços rochosos através de ensaios *in situ*.

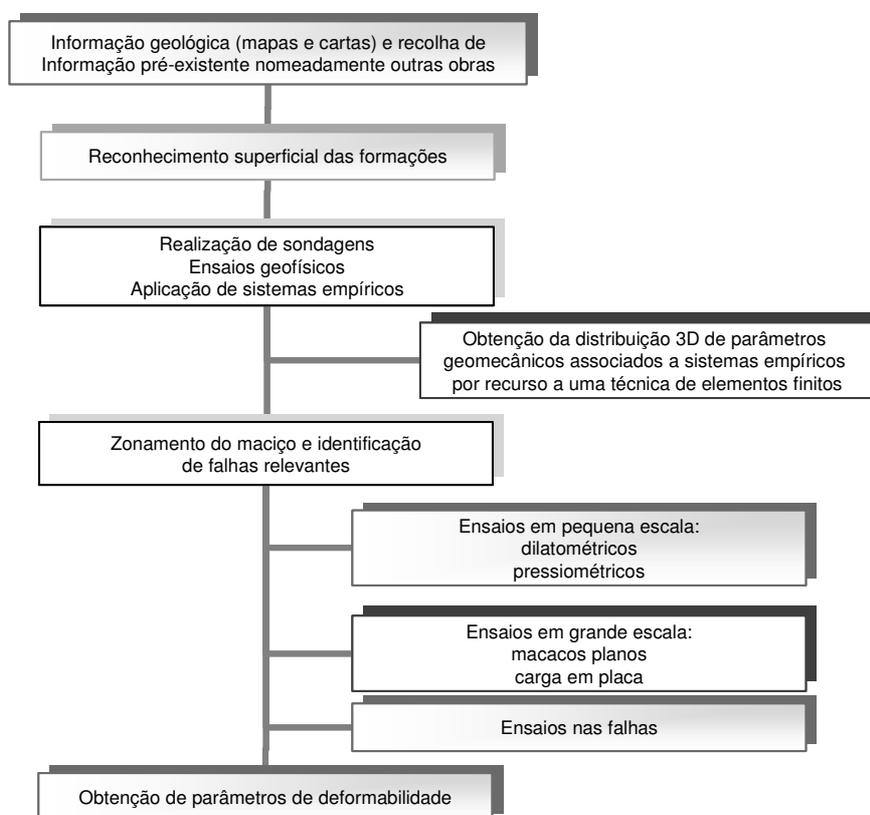


Figura 2 – Esquema da metodologia para a caracterização da deformabilidade de maciços rochosos

Nos ensaios de deformabilidade, o efeito de escala traduz-se sobretudo pela maior variabilidade nos ensaios em pequena escala relativamente aos realizados em grande escala, pelo que o número de ensaios deve ser suficiente para compensar esta variabilidade.

Se os ensaios forem realizados em locais escolhidos de forma aleatória, os valores obtidos devem apresentar a mesma deformabilidade média e um desvio padrão proporcional à raiz quadrada de uma dimensão significativa do volume ensaiado. A Figura 3 apresenta um esquema da realização de dois ensaios de placa com diâmetros de 30 e 60 cm num maciço rochoso sedimentar, heterogéneo, constituído por conglomerados. Como se pode observar, o ensaio com placa de maior diâmetro engloba um maior volume de elementos rochosos de

maior rigidez, pelo que o módulo de deformabilidade obtido é superior relativamente à situação de ensaio com placa de menor diâmetro. Neste caso, obtiveram-se módulos de deformabilidade de 621 e 896 MPa para as placas de 30 e 60 cm de diâmetro, respectivamente. Por outro lado poderia suceder a situação inversa em que a placa de menor diâmetro intersectasse um maior número de elementos rígidos do que a placa de maior diâmetro. Obviamente, para este caso, o módulo de deformabilidade encontrado seria superior para a primeira situação.

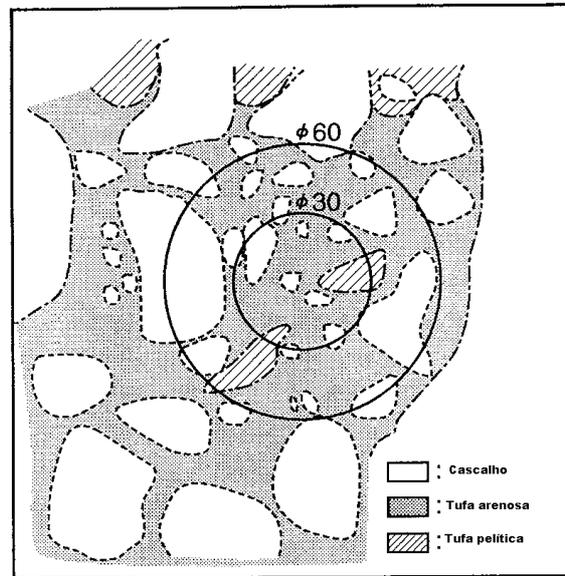


Figura 3 – Esquema de realização de dois ensaios de placa (Sousa et al. 1997)

Para a determinação da resistência dos maciços rochosos, podem ser executados ensaios *in situ* em grande escala e ensaios em laboratório para o material rochoso, para as descontinuidades e para zonas de falha do maciço sobre o material de enchimento.

Os principais ensaios *in situ* são, habitualmente, de deslizamento ou de corte, em diaclases, no material de enchimento de superfícies de falha e outras superfícies de baixa resistência e em interfaces maciço/estrutura. O principal objectivo deste tipo de ensaios consiste na determinação dos parâmetros de resistência de critérios de Mohr-Coulomb ou Barton. Outros ensaios de menor utilização são, nomeadamente, os triaxiais e de torção.

Em relação a ensaios laboratoriais para a avaliação da resistência do material rochoso, os principais são os de compressão uniaxial, triaxial, diametral (ensaio brasileiro) e pontual (*point load*), os de tracção uniaxial, de corte e os de flexão. Referem-se, ainda, ensaios especiais de compressão diametral para a determinação das constantes elásticas dos corpos anisotrópicos. O ensaio de compressão uniaxial é muito utilizado para a caracterização da resistência e deformabilidade da rocha intacta. Permite a obtenção não só da resistência à compressão uniaxial mas também do módulo de deformabilidade já que possibilita a obtenção de toda a curva tensão-deformação. No entanto, o ensaio mais rigoroso e fiável para a obtenção destes parâmetros é o ensaio triaxial já que consegue reproduzir mais fielmente as condições de tensão *in situ* e as trajectórias de tensões mais adequadas. No entanto, envolve equipamento mais sofisticado e é mais demorado sendo por isso mais oneroso. Outro ensaio muito utilizado é o ensaio de carga pontual em amostras de rocha cujo resultado é, normalmente, correlacionável com a resistência à compressão uniaxial (Goodman, 1989; Miranda, 2003). A caracterização mecânica das descontinuidades é efectuada com base em

ensaios de deslizamento, triaxiais, de corte e de torção (Goodman, 1989; Bandis, 1990).

2.3 Sistemas empíricos

Com o aumento progressivo do uso do espaço subterrâneo, foram desenvolvidos sistemas de classificação, de natureza empírica, que englobam critérios quantificáveis e que fornecem indicações no que diz respeito às propriedades intrínsecas do maciço e às necessidades de suporte.

Os sistemas mais utilizados para a obtenção preliminar dos parâmetros geomecânicos são os sistemas RMR, Q e GSI. As vantagens destes sistemas são a de terem uma base de dados alargada e bem estudada de casos de obra e de serem de aplicação relativamente fácil.

O sistema RMR baseia-se na consideração de seis parâmetros geológico-geotécnicos, aos quais se atribuem pesos relativos obtendo-se um índice RMR que pode variar entre 0 e 100 e é obtido através da soma algébrica dos pesos referidos (Figura 4). O peso devido à orientação das descontinuidades foi introduzido por Bieniawski (1989) como ajuste do somatório dos cinco pesos anteriores, para ter em conta o efeito favorável ou desfavorável dessa orientação. A aplicação desta correcção não é fácil já que uma determinada orientação pode ser favorável ou desfavorável, dependendo das condições das águas subterrâneas e das próprias descontinuidades.

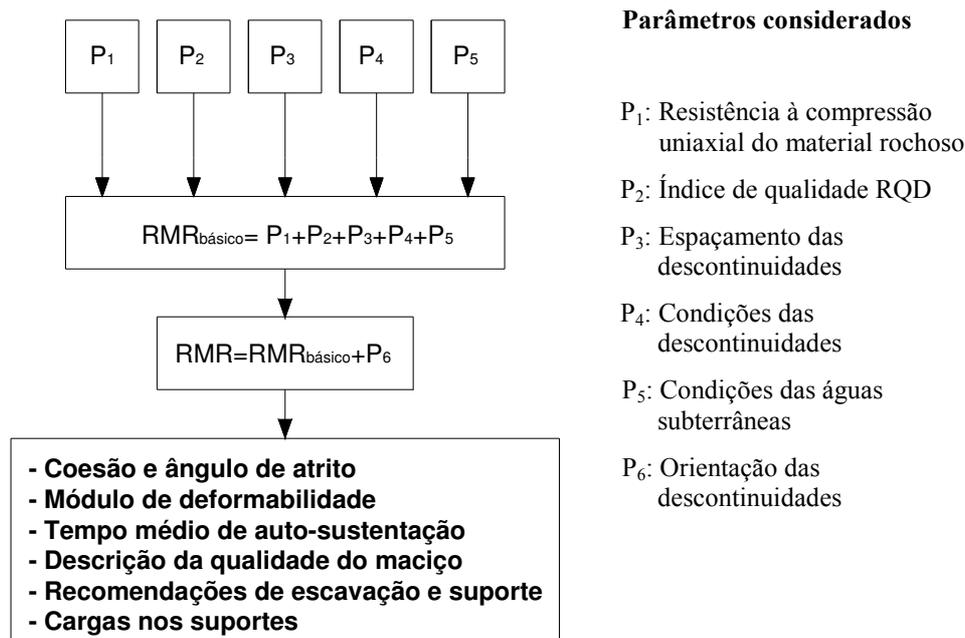


Figura 4 – Representação gráfica da obtenção do valor de RMR

A avaliação da deformabilidade é obtida com base no índice final do RMR através de correlações desenvolvidas por vários autores. O valor deste índice permite atribuir ao maciço uma de cinco classes geomecânicas às quais estão associados intervalos para os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb e outras informações sobre a qualidade do maciço.

O sistema pode ser representado matricialmente, considerando que cada parâmetro P_i (i=1 a 6) pode ser constituído por duas partes, o peso máximo do parâmetro e a sua avaliação percentual (Castelli, 1992). Os valores máximos dos pesos do sistema RMR são representados pelo vector $w_i=[15;20;20;30;15]$. Assume-se que a avaliação pode ser feita,

quantitativamente, num intervalo de 0 a 1. O valor de $RMR_{básico}$ pode, então, ser representado do seguinte modo:

$$RMR_{básico} = [w_1, w_2, w_3, w_4, w_5] \cdot [E_1, E_2, E_3, E_4, E_5]^T = [W] \cdot [E]^T \quad (1)$$

em que E_i é a avaliação quantitativa do maciço rochoso para o parâmetro P_i com $0 \leq E_i \leq 1$. Obtém-se então:

$$P_i = w_j \cdot E_j \quad j=1, 2, \dots, 5 \quad (2)$$

o sexto parâmetro, que é utilizado como um parâmetro de ajuste para considerar a influência da orientação das descontinuidades, pode ser considerado da seguinte forma:

$$P_6 = -(P_{1,or} + P_{2,or} + P_{3,or} + P_{4,or} + P_{5,or}) \quad (3)$$

em que

$$P_{j,or} = w'_j \cdot E_{j,or} \quad j=1, 2, \dots, 5 \quad (4)$$

os $P_{j,or}$ representam os parâmetros de ajuste para cada P_i . Os valores do vector w'_j são constantes e dependem do tipo de obra a analisar. No caso dos túneis, por exemplo, este valor é igual a -12. Assim, este vector pode ser representado por uma constante C . Os $E_{j,or}$ são a avaliação quantitativa da influência da orientação das descontinuidades no parâmetro i com $0 \leq E_{j,or} \leq 1$. Neste caso o somatório dos $E_{j,or}$ não pode ser superior a 1 para que o valor do ajuste referente ao parâmetro P_6 não ultrapasse o seu valor máximo. Esta metodologia tem como principal dificuldade a avaliação da influência da orientação das descontinuidades em cada um dos restantes parâmetros que constituem este índice. Assim, o parâmetro de ajuste P_6 pode ser representado pelas matrizes:

$$P_6 = C \cdot [E_{1,or}, E_{2,or}, E_{3,or}, E_{4,or}, E_{5,or}]^T = C \cdot [E_{or}]^T \quad (5)$$

como resultado,

$$RMR = RMR_{básico} + P_6 = [W] \cdot [E]^T - C \cdot [E_{or}]^T \quad (6)$$

O Sistema Q foi proposto por Barton et al. (1974) e tem sido sucessivamente actualizado e nele têm sido introduzidos alguns conceitos inovadores no que diz respeito, nomeadamente, ao dimensionamento de suportes (Barton, 2004). Este autor propôs um índice de qualidade Q para a classificação de maciços rochosos e obtenção de necessidades de suporte. Recentemente, Barton (2000) estabeleceu uma metodologia empírica para previsão do desempenho de escavações com tuneladoras TBM que operam essencialmente em maciços rochosos e de modo aberto, denominado por Q_{TBM} . A forma de obtenção destes dois índices e a informação que pode ser obtida por cada um está esquematizada na Figura 5.

O valor de Q pode, também, ser representado matricialmente por intermédio de uma transformação logarítmica da seguinte forma:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \Leftrightarrow \log(Q) = \log(RQD) + \log\left(\frac{1}{J_n}\right) + \log(J_r) + \log\left(\frac{1}{J_a}\right) + \log(J_w) + \log\left(\frac{1}{SRF}\right) \quad (7)$$

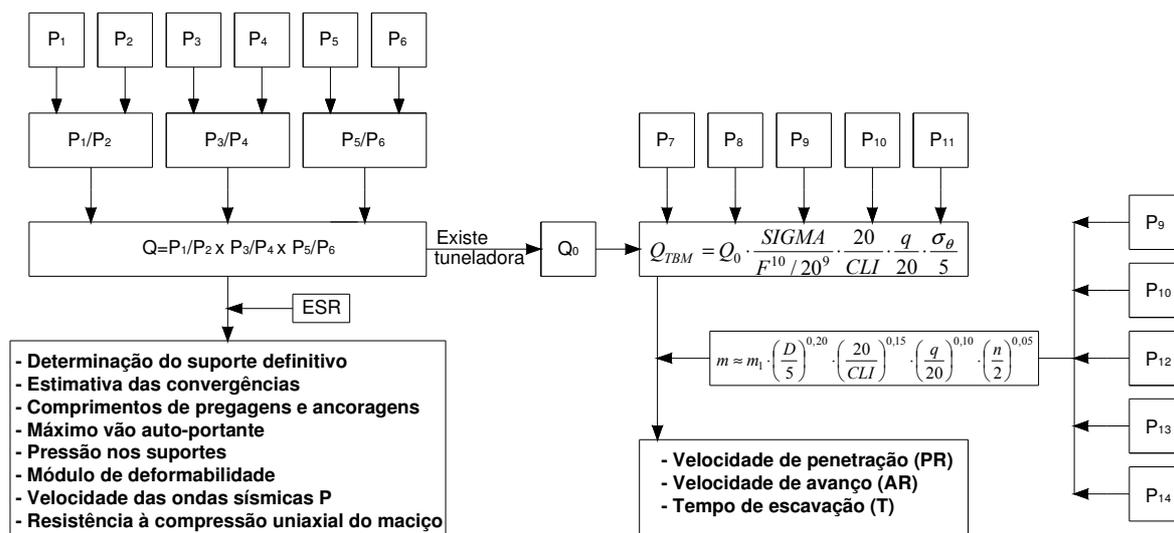
deste modo, $\log(Q)$ pode ser representado por:

$$\log(Q) = P'_1 + P'_2 + P'_3 + P'_4 + P'_5 + P'_6 \quad (8)$$

seguinto o mesmo procedimento que se utilizou para o sistema RMR, obtém-se:

$$\log(Q) = [w_1, w_2, w_3, w_4, w_5, w_6] \cdot [E_1, E_2, E_3, E_4, E_5, E_6]^T = [W] \cdot [E]^T \quad (9)$$

em que P'_i é dado por uma expressão similar à de P_i (eq. 2). Os valores máximos dos pesos do sistema Q são representados pelo vector $w_i = [2; 0,30; 0,60; 0,13; 0; 0,30]$.



Parâmetros considerados

ESR (*Excavation Support Ratio*) – “razão” do suporte da escavação

P_1 : RQD – índice de qualidade definido por Deere (1967)

P_2 : J_n – valor relativo ao número de famílias de descontinuidades

P_3 : J_r – valor relativo à rugosidade das descontinuidades

P_4 : J_a – valor relativo ao grau de alteração das descontinuidades

P_5 : J_w – valor relativo relacionado com a água nas descontinuidades

P_6 : SRF – factor relativo ao estado de tensão

P_7 : SIGMA – valor estimado da resistência do maciço à penetração em MPa

P_8 : F – força de impulso de corte média em tnf

P_9 : CLI (*Cutter Life Index*) – índice relativo à duração das peças de corte

P_{10} : q – percentagem de quartzo

P_{11} : σ_θ – estimativa da tensão perimetral (MPa)

P_{12} : D – diâmetro do túnel (m)

P_{13} : n – porosidade

P_{14} : m – gradiente que depende do desempenho nos trabalhos de escavação

Figura 5 – Representação gráfica da obtenção do valor de Q e Q_{TBM}

A base do sub-sistema Q_{TBM} consiste na utilização de um índice Q_0 , que é calculado utilizando na expressão de Q um valor de RQD obtido segundo o eixo do túnel (RQD_0) e a relação J_r/J_a , representativa da resistência ao corte das descontinuidades, relativa à família que mais influencia o processo de corte. O valor de Q_{TBM} é calculado a partir de Q_0 com a inclusão de outros parâmetros que estão relacionados com o desempenho da tuneladora (Figura 5). Um aspecto chave deste sistema é a comparação da força de corte transmitida pela tuneladora (F) com uma medida empírica da resistência do maciço rochoso à penetração designada de SIGMA. Este parâmetro é altamente dependente da orientação das descontinuidades relativamente à direcção da escavação. O cálculo de SIGMA incorpora o peso volúmico da rocha e um outro parâmetro normalizado Q_c ou Q_t , pelo que SIGMA poderá tomar um de dois valores, conforme indicado nas expressões seguintes:

$$SIGMA_{CM} = 5 \cdot \gamma \cdot Q_c^{1/3} \quad (10)$$

$$SIGMA_{TM} = 5 \cdot \gamma \cdot Q_t^{1/3} \quad (11)$$

os valores normalizados Q_c e Q_t são dados, respectivamente, por:

$$Q_c = Q_0 \cdot \frac{\sigma_c}{100} \quad (12)$$

$$Q_t = Q_0 \cdot \frac{I_{50}}{4} \quad (13)$$

em que σ_c é a resistência à compressão uniaxial e I_{50} o índice de carga pontual. Deve utilizar-se $SIGMA_{CM}$ quando o modo de rotura do maciço à penetração da tuneladora é, predominantemente, por compressão e $SIGMA_{TM}$ quando a rotura é, predominantemente, por tracção (Barton, 2000). De um modo mais simples, quando a inclinação das descontinuidades é favorável à escavação (inclinações baixas), a abordagem correcta consiste na utilização de $SIGMA_{TM}$; quando é desfavorável (inclinações elevadas), deve utilizar-se $SIGMA_{CM}$. Deste modo, consegue-se que Q_{TBM} seja dependente da orientação. O valor de Q_c é correlacionável com a velocidade das ondas sísmicas P e com o valor do módulo de deformabilidade do maciço a partir do ábaco da Figura 6.

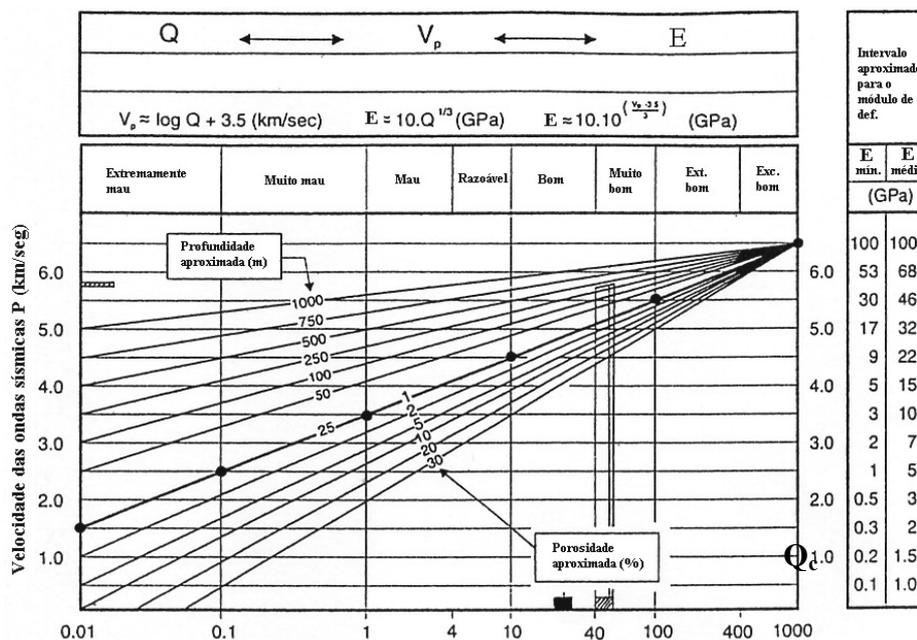


Figura 6 – Relação entre Q_c , a velocidade das ondas sísmicas P e o módulo de deformabilidade do maciço (adaptado de Barton, 2004)

Os parâmetros fundamentais de desempenho da tuneladora, estimados por esta metodologia, são a velocidade de penetração (PR) e a velocidade de avanço (AR). Calculado o valor de Q_{TBM} , podem ser determinados estes dois parâmetros de desempenho expressos em m/hora através das seguintes expressões:

$$PR \approx 5 \cdot (Q_{TBM})^{-0.2} \quad (14)$$

$$AR = PR \times U \quad (15)$$

onde U é o nível de utilização, que é dependente do tempo (T), podendo ser expresso em função de T^m , ficando a expressão 15 com a seguinte forma:

$$AR \approx 5 \cdot (Q_{TBM})^{-0.2} \cdot T^m \quad (16)$$

em que m é um gradiente negativo que depende do desempenho nos trabalhos de escavação e T é a unidade de tempo (dia, semana, mês...) para o qual se quer saber o valor médio de AR , expresso em horas. O valor inicial do coeficiente de declínio m (m_1) pode ser estimado através de uma relação com o valor de Q a partir da Figura 7. O valor deve ser modificado para ter em consideração a abrasividade da rocha através do coeficiente CLI , a percentagem de quartzo (q), a porosidade (n) e o diâmetro do túnel (D), através da expressão indicada na Figura 5.

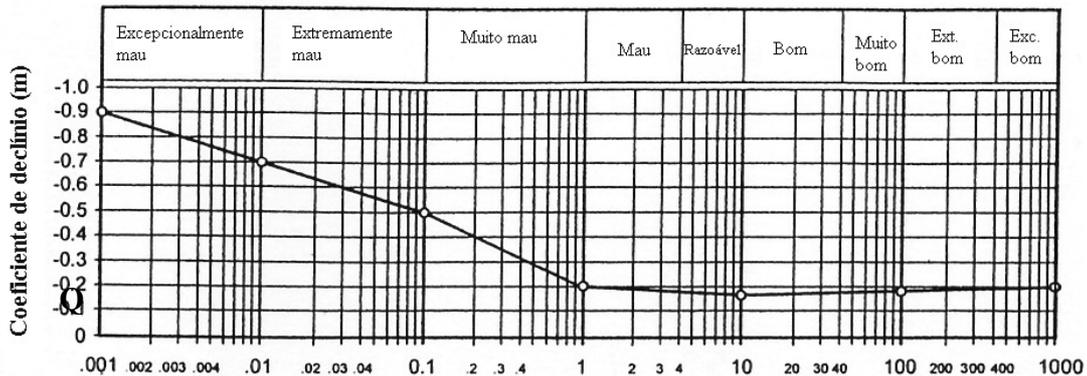


Figura 7 – Variação de m com o valor de Q

Pode ainda estimar-se o tempo de penetração de um trecho de túnel, com um determinado comprimento (L) e características aproximadamente homogêneas, através da relação:

$$T = \left(\frac{L}{PR} \right)^{\frac{1}{1+m}} \quad (17)$$

Dada a complexidade dos maciços rochosos, constituídos pela matriz rochosa e superfícies de descontinuidades, a quantificação da resistência, pode ser estabelecida através do método desenvolvido no âmbito do sistema GSI (Hoek et al., 2002).

Baseado em dados experimentais e através de bases teóricas de mecânica da fractura das rochas, Hoek e Brown (1980) estabeleceram, para rochas intactas, a partir da teoria original de Griffith, o designado critério de resistência de Hoek e Brown (HB). A versão actual do critério de HB aplicado a maciços rochosos, resultante da generalização da expressão aplicável à rocha intacta, é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (18)$$

em que σ_1' e σ_3' são, respectivamente, as tensões principais efectivas máxima e mínima na rotura; m_b é o valor reduzido do parâmetro m_i (constante da rocha intacta) e s e a são parâmetros que dependem das características do maciço rochoso.

Sempre que possível, os valores das constantes do critério para a rocha intacta devem ser determinados através de uma análise estatística de resultados de uma série de ensaios triaxiais levados a cabo segundo as recomendações da ISRM (1981). Os valores do parâmetro m_i podem ser estimados através dos dados fornecidos por Hoek (1994). No entanto, Douglas

(2002) baseado nos resultados de uma extensa base de dados de ensaios, afirmou que os valores publicados para m_i por Hoek (1994) para os diferentes tipos de rocha não parecem ser muito fiáveis já que este valor não parece estar relacionado com o tipo de rocha. A relação dada pela resistência à compressão uniaxial e a resistência à tracção é uma aproximação mais razoável para m_i segundo o referido autor e tem sido utilizada com sucesso em casos práticos em formações graníticas do projecto do Metro do Porto (Normetro, 2001). Na Figura 8 apresenta-se uma correlação entre estas duas grandezas obtidas para as formações graníticas da região Norte do país (Miranda, 2003). Esta correlação, obtida através de 40 amostras, apresenta um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,93 e traduz-se pela seguinte equação:

$$\sigma_t = 0,062 \cdot \sigma_c \quad (19)$$

em que, σ_t é a resistência à tracção obtida em ensaios de compressão diametral e σ_c a resistência à compressão uniaxial. Esta correlação indica que, para um largo espectro valores de resistência à compressão uniaxial, a resistência à tracção é de cerca de 6% daquele valor.

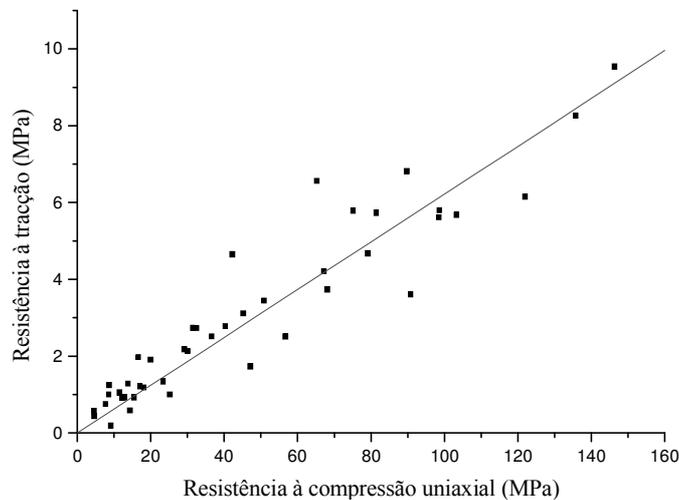


Figura 8 – Correlação entre a resistência à compressão uniaxial e a resistência à tracção para as formações graníticas da região Norte de Portugal (Miranda, 2003)

Apesar da ampla aplicação do critério de HB este apresenta algumas limitações que devem ser consideradas. Da forma como está correntemente formulado, o critério não prevê adequadamente a resistência do maciço rochoso na transição da rocha intacta para o maciço desintegrado e não é aplicável a rochas brandas (quando aplicado à rocha intacta) já que foi desenvolvido para rochas duras (Douglas, 2002). Para além disso, também não é adequado para a modelação do comportamento da rocha intacta quando sujeita a baixos níveis de tensão de confinamento. Estas limitações são, muitas vezes, ignoradas na prática o que faz com que este critério seja aplicado incorrectamente a todos os tipos de rocha.

Tendo em consideração estas limitações Douglas (2002) apresentou um critério de HB modificado para a rocha intacta com base numa extensa base de dados de ensaios que se traduz na seguinte formulação:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(\frac{m_i \sigma'_3}{\sigma_c} + 1 \right)^a \quad \text{para } \sigma'_3 > -\sigma_c/m_i \quad (20)$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \quad \text{para } \sigma'_3 \leq -\sigma_c/m_i \quad (21)$$

Utilizando este critério modificado consegue-se uma previsão da resistência à compressão uniaxial e à tracção de muito superior qualidade. A variância deste ajuste é aproximadamente metade da do ajuste dado pelo critério de HB original. Utilizando o critério generalizado foi desenvolvida uma relação entre a e m_i traduzida pela expressão 23.

$$a_i \approx 0.4 + \frac{1.2}{1 + \exp\left(\frac{m_i}{7}\right)} \quad (22)$$

Para a determinação dos parâmetros constantes da equação para o maciço rochoso, Hoek (1994) apresentou um sistema de classificação denominado por GSI (*Geological Strength Index*) que fornece um parâmetro geotécnico que varia entre 5 e 100.

À excepção de maciços rochosos de muito má qualidade, o valor do GSI de um maciço pode ser estimado através do valor do sistema RMR, utilizando um peso de 15 para a condição da presença da água e de 0 para a orientação das descontinuidades. Assim, para maciços com $RMR \geq 23$, a relação entre estes dois índices faz-se através da seguinte expressão:

$$GSI = RMR' - 5 \quad (23)$$

Para maciços rochosos de má qualidade com valores de $RMR < 23$, a correlação é expressa com base em Q' (igual ao Q mas sem consideração dos parâmetros J_w e SRF):

$$GSI = \ln Q' + 44 \quad (24)$$

Este parâmetro pode, em alternativa, ser determinado através da consulta de uma figura global indicada na publicação Hoek e Brown (1995). Deve ser considerado um intervalo para o valor de GSI (ou RMR) em vez da consideração de um único valor.

Assim, depois de definido o valor do GSI para o maciço, os parâmetros do critério de rotura de HB podem ser determinados a partir das seguintes relações (Hoek et al., 2002):

$$m_b = m_i \cdot e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \cdot D}\right)} \quad (25)$$

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3 \cdot D}\right)} \quad (26)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \cdot \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (27)$$

onde D é um factor que depende do grau de perturbação ao qual o maciço rochoso foi sujeito devido ao uso de explosivos durante a escavação ou à libertação de tensões. Este valor varia entre 0 para maciços não perturbados e 1 para maciços muito perturbados. Hoek et al. (2002) fornecem orientações para a escolha do valor de D . O valor de m_b pode ainda ser estimado pela seguinte expressão (Hoek e Brown, 1997), válida para valores de GSI superiores a 25:

$$m_b = m_i \cdot s^{1/3} \quad (28)$$

Através da análise de séries de ensaios triaxiais Douglas (2002) obteve novas equações para o critério de HB para maciços rochosos que permite que este seja aplicável a maciços de muito má qualidade e que se traduzem nas seguintes expressões:

$$m_b = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{GSI}{100} \\ 2.5 \end{array} \right\} \quad (29)$$

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} \exp \left(\frac{(GSI - 85)}{15} \right) \\ 1 \end{array} \right\} \quad (30)$$

$$a_b = a_i + (0.9 - a_i) \exp \left(\frac{75 - 30m_b}{m_i} \right) \quad (31)$$

Dado que em muitos casos o *software* utilizado é expresso em termos dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, torna-se conveniente estimar a coesão e o ângulo de atrito interno equivalentes aos parâmetros do critério de HB. Para isso, ajusta-se uma recta à curva gerada pela aplicação do critério de HB equilibrando as áreas acima e abaixo do critério de Mohr-Coulomb para uma gama de tensões expectável para a obra em análise. A gama de tensões a considerar deve estar compreendida entre $\sigma_{t, \text{mass}} < \sigma_3 < \sigma'_{3\text{máx}}$. O valor de $\sigma'_{3\text{máx}}$ a utilizar deve ser determinado para cada caso específico. No caso das estruturas subterrâneas deve ser utilizada a seguinte expressão:

$$\frac{\sigma'_{3\text{máx}}}{\sigma'_{cm}} = 0,47 \cdot \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma \cdot H} \right)^{-0,94} \quad (32)$$

onde σ'_{cm} é a resistência do maciço rochoso e H é a profundidade do túnel. O valor de σ'_{cm} pode ser determinado por:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_c \cdot \frac{(m_b + 4 \cdot s - a \cdot (m_b - 8 \cdot s)) \cdot (m_b / 4 + s)^{a-1}}{2 \cdot (1+a) \cdot (2+a)} \quad (33)$$

Deste modo, os valores equivalentes do ângulo de atrito e da coesão são fornecidos através das expressões 34 e 35, respectivamente:

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{2 \cdot (1+a) \cdot (2+a) + 6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (34)$$

$$c' = \frac{\sigma_c \cdot [(1+2 \cdot a) \cdot s + (1-a) \cdot m_b \cdot \sigma'_{3n}] \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a) \cdot (2+a) \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{6 \cdot a \cdot m_b \cdot (s + m_b \cdot \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a) \cdot (2+a)} \right)^2}} \quad (35)$$

onde,

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3\text{máx}}}{\sigma_c} \quad (36)$$

O critério de rotura de HB assume que a rocha e o maciço rochoso se comportam como um material isótropo e utiliza uma aproximação de meio contínuo. Este critério não deve ser aplicado quando o tamanho dos blocos é da mesma ordem de grandeza da obra a construir ou quando uma das famílias de descontinuidades é significativamente menos resistente do que as outras. Nestes casos, a estabilidade da estrutura deve ser analisada considerando mecanismos de rotura envolvendo deslizamento ou rotação de blocos e cunhas.

Os parâmetros de deformabilidade dos maciços podem também ser determinados através de correlações com os vários sistemas de classificação de maciços existentes. No entanto, a utilização destas expressões não pode ser indiscriminada já que a sua aplicabilidade

limita-se a maciços semelhantes para os quais foram desenvolvidas. Neste aspecto particular, os sistemas periciais ou baseados em conhecimento poderão constituir-se como ferramentas essenciais para ajudar na distinção da aplicabilidade das expressões num determinado projecto. Na Tabela 4 apresentam-se algumas das expressões que permitem calcular o módulo de deformabilidade em maciços rochosos. As limitações apresentadas foram deduzidas pelos autores referenciados e por Miranda (2003) após um estudo dos resultados fornecidos pelas várias expressões no âmbito do desenvolvimento de um sistema baseado em conhecimento.

Tabela 4 – Expressões para o cálculo do módulo de deformabilidade em maciços rochosos

Sistema	Expressão	Limitações	Referência
RMR	$E_M (GPa) = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$	RMR ≤ 80	Serafim e Pereira (1983),
	$E_M (GPa) = 2 \cdot RMR - 100$	RMR > 50 e $\sigma_c > 100$ MPa	Bieniawski (1978)
	$E_M (GPa) = \frac{\sqrt{\sigma_c}}{10} \cdot 10^{(RMR-10/40)}$	$\sigma_c \leq 100$ MPa	Hoek e Brown (1997)
	$MRF = 0,0028 \cdot RMR^2 + 0,9 \cdot e^{(RMR/22,28)}$		Nicholson e Bieniawski (1990)
	$MRF = 0,5 \cdot [1 - \cos(\pi \cdot RMR / 100)]$		Mitri et al. (1994)
	$E_M (GPa) = 0,3 \cdot H^\alpha \cdot 10^{(RMR-20)/38}$	$\sigma_c < 100$ MPa e H > 50 m	Verman, 1993
	$E_M (GPa) = 0,1 \cdot (RMR / 10)^3$		Read, Richards e Perrin, 1999
Q	$E_M (GPa) = 25 \cdot \log Q$	Q > 1	Barton et al., 1980
	$E_M (GPa) = 10 \cdot Q_c^{1/3}, Q_c = Q \cdot \sigma_{ci} / 100$	Q ≤ 1	Barton e Quadros, 2002
	$E_M (GPa) = H^{0,2} \cdot Q^{0,36}$	H > 50m	Singh (1997)
	$E_M (GPa) = 1,5 \cdot Q^{0,6} \cdot E_R^{0,14}$	$E_d \leq E_R$ e Q ≤ 500	Singh (1997)
	$E_M (GPa) = 7(\pm 3) \sqrt{Q'}$		Diederichs e Kaiser, 1999
GSI	$E_M = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} \cdot 10^{((GSI-10)/40)}$	$\sigma_c \leq 100$ MPa	Hoek et al., (2002)
	$E_M = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \cdot 10^{((GSI-10)/40)}$	$\sigma_c > 100$ MPa	Hoek et al., (2002)
	$E_M (GPa) = 100000 \cdot \left(\frac{1 - D/2}{1 + \exp((75 + 25 \cdot D - GSI)/11)} \right)$		Hoek e Diederichs, 2005 (a)
	$E_M (GPa) = E_i \cdot \left(\frac{1 - D/2}{1 + \exp((60 + 15 \cdot D - GSI)/11)} \right)$		Hoek e Diederichs 2005 (b)
	$E_M = E_i (s^a)^{0,4}$		Sonmez, Gokceoglu and Ullusay, 2004
	$E_M = E_i s^{1/4}$		Carvalho, 2004

MRF – factor de redução do módulo de deformabilidade da rocha intacta (E_M/E_R); α - 0,16 a 0,30 (mais elevado para rochas mais fracas); H – profundidade da cavidade.

3. MACIÇOS HETEROGÉNEOS

Nos maciços verifica-se, por vezes, a existência de estruturas geológicas mais alteradas ou de maior rigidez que coexistem com matrizes homogêneas de solo ou de rocha, o que confere aos maciços uma acentuada heterogeneidade. A implicação desta heterogeneidade na investigação e na classificação dos maciços é extremamente importante e com reflexos evidentes na obtenção dos parâmetros das formações envolvidas.

Em alguns tipos de formações, como por exemplo nas formações graníticas, ocorrem situações geotécnicas sem continuidade espacial, litológica e mecânica. Este tipo de maciços, marcadamente heterogêneos, são difíceis de caracterizar, quer por ensaios *in situ*, quer de laboratório. Quando se realiza um furo de sondagem, a intersecção de uma *bola* de material mais resistente pode induzir que se atingiu o *bedrock* como se ilustra na Figura 9. A recolha de amostras inalteradas para ensaios em laboratório também é dificultada já que muitas vezes as amostras terrosas contêm inclusões de rocha.

Estes maciços são descontínuos, muitas vezes contendo unidades rochosas caóticas, compostas por misturas de uma matriz de solo com uma grande variedade de blocos mais resistentes de diferentes litologias e tamanhos (Wakabayashi e Medley, 2004). Na prática é recomendado, muitas vezes, para o projecto geotécnico que este se baseie nas propriedades apenas da matriz. Esta simplificação pode conduzir a um projecto demasiado conservativo e consequentemente anti-económico. Quanto maior o volume de blocos, maior a resistência já que as linhas de rotura no maciço têm de ser tortuosas em torno dos blocos. As propriedades mecânicas destes maciços são afectadas pelas propriedades mecânicas da matriz, pela proporção volumétrica dos blocos, pela distribuição do tamanho dos blocos e pela orientação dos blocos relativamente às linhas de rotura.

No caso da existência de bolas ou blocos mais rígidos no seio de uma matriz de rocha branda ou solo, estes devem ser considerados apenas se a sua influência for significativa. Serão relevantes para o comportamento geomecânico global do conjunto matriz/blocos se forem cumpridas as seguintes condições (Medley, 1999):

- os blocos apresentam contraste mecânico com a matriz, por exemplo, uma razão ângulo de atrito interno do bloco e da matriz superior ou igual a 2;
- o intervalo do tamanho dos blocos estiver compreendido entre 5 e 75% da dimensão característica elementar que descreve o problema em análise, como, por exemplo, o diâmetro do túnel;
- a proporção volumétrica dos blocos, ou seja, a relação entre o volume total de blocos e o volume do maciço a analisar estiver entre 25 e 75%.

Quando a existência destes blocos é, de facto, significativa para o comportamento global do maciço, estes influenciam da seguinte forma (Medley, 1999) (Figura 10):

- quando a proporção volumétrica dos blocos é inferior a 25%, a influência dos blocos no comportamento global do maciço pode ser desprezada e apenas serem consideradas as propriedades geomecânicas da matriz;
- entre 25 e 75%, o ângulo de atrito e o módulo de deformabilidade do maciço aumentam e a coesão diminui devido à presença dos blocos;
- acima dos 75%, os blocos tendem a estar em contacto, e já não são suportados pela matriz pelo que não se verifica aumento da resistência do maciço;
- a resistência global do maciço é, em regra, independente da resistência interna dos blocos;
- as roturas por corte nestes maciços tendem a começar no perímetro dos blocos.

Para definir os meios heterogêneos é necessário fazer uma caracterização ainda mais intensiva no sentido de determinar os contactos externos do meio (se possível), delinear as fronteiras dos blocos de maiores dimensões e obter informação para estimar a proporção dos blocos e variedades litológicas. Normalmente não existe ordem nos blocos mas, por vezes, existem sub-zonas que podem ser mapeadas. Estas sub-zonas podem evidenciar diferenças na litologia dos blocos, abundância de blocos ou tipo de matriz.

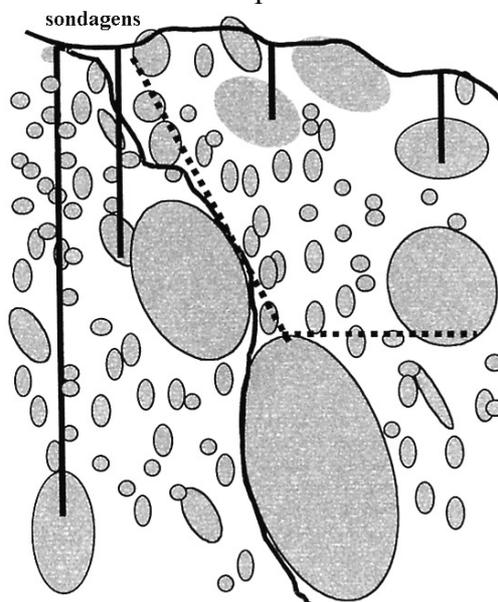


Figura 9 – Exploração de maciços graníticos heterogêneos por furos de sondagem (adaptado de Medley, 1999)

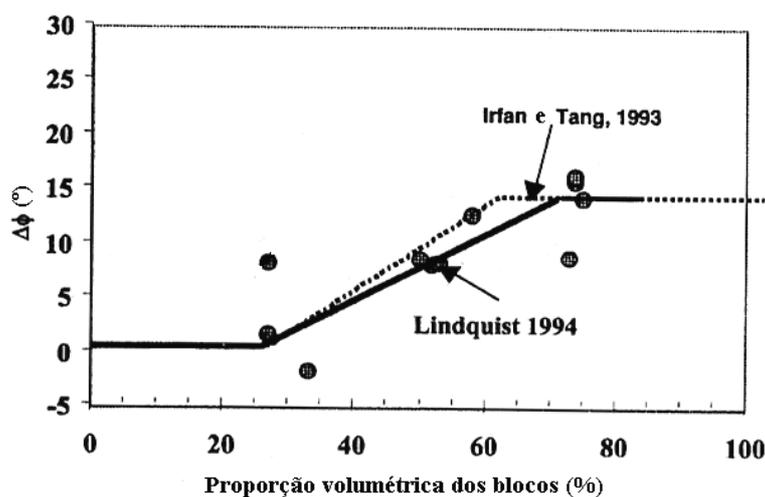


Figura 10 – Variação do ângulo de atrito com a proporção volumétrica dos blocos (adaptado de Medley, 1999)

A interpretação da informação obtida das sondagens neste tipo de formações é mais difícil e pode ser necessário executar valas para complementar essa informação. Os comprimentos de intersecção dos furos de sondagens com os blocos somados para várias sondagens e dividindo pelo comprimento total das sondagens pode dar uma estimativa da proporção dos blocos ainda que grosseira. A estimação unidimensional (1D) subestima a

proporção dos grandes blocos acontecendo o inverso para os pequenos daí que se tenham desenvolvido ferramentas para o mapeamento tridimensional (3D). Neste particular, Haneberg (2004) mostrou que não existe solução para o problema inverso de reconstruir a distribuição 3D dos blocos a partir de medições 1D das sondagens e 2D de cortes no maciço (*outcrops*). O mesmo autor afirma que, se existir informação sobre a forma dos blocos, a sua orientação e a distribuição dos tamanhos, existem métodos indirectos que permitem obter uma distribuição estatística 3D a partir da informação 1D e 2D. Estes métodos usam o método Monte Carlo para gerar simulações de populações de blocos 3D a partir do qual é calculada a distribuição do tamanho dos blocos e comparada com a informação observada.

Na escavação de um túnel o tempo total de escavação, e consequentemente o seu custo, depende largamente das características do maciço envolvente. No caso de formações heterogéneas os parâmetros geomecânicos são habitualmente derivados da aplicação de sistemas empíricos como o RMR e o Q, calculados em função de propriedades elementares do maciço rochoso. A variabilidade natural destes maciços não permite que estes índices possam ser estimados de uma forma totalmente determinística, como ilustra claramente a Figura 11 respeitante a maciços graníticos (Grosso, 2002). Assim, devem ser utilizados métodos probabilísticos, como o de Monte Carlo, para obter uma distribuição dos parâmetros para regiões consideradas com características geomecânicas constantes. Torna-se, pois, evidente que distribuições probabilísticas contínuas que se adaptem às distribuições das propriedades elementares do maciço sejam de importância primordial.

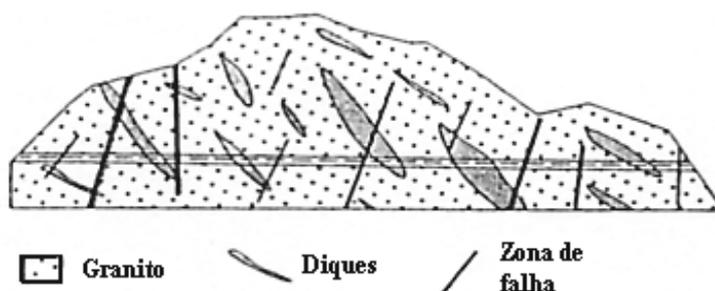


Figura 11 – Variabilidade dos maciços graníticos

Neste contexto, têm sido desenvolvidos métodos para o projecto de túneis que utilizam processos probabilísticos como o desenvolvido por Goricki et al. (2003). Uma abordagem probabilística que foi desenvolvida para formações vulcânicas heterogéneas e que pode ser generalizada a outras formações heterogéneas é a que foi utilizada no túnel do Caniçal, na ilha da Madeira (Costa et al., 2003).

A metodologia utilizada para este túnel baseou-se no cálculo do índice RMR a partir de estimativas de intervalos dos parâmetros necessários para a sua determinação. Assim, considerando o valor médio e o desvio padrão de cada peso atribuído a cada um dos parâmetros, estimaram-se valores de RMR por via do método de Monte Carlo. A gama de valores de GSI foi obtida através de correlações com os valores de RMR e Q'. Conhecido o intervalo de variação de GSI foram, então, determinados os parâmetros para a definição do critério de rotura de HB, bem como a obtenção do módulo de deformabilidade do maciço. Para cada zona geomecânica consideraram-se as características correspondentes aos percentis de 5, 50 e 95% o que permitiu cobrir praticamente toda a variabilidade dos materiais geotécnicos.

Apesar destes novos desenvolvimentos no que concerne à caracterização de maciços heterogéneos e mesmo com o recurso a extensas campanhas de sondagens e ensaios permanecem incertezas consideráveis em fase de projecto com respeito ao aparecimento

destas heterogeneidades. Esta falta de certezas requer investigações contínuas sobre o maciço e a actualização permanente do modelo geológico-geotécnico durante a construção para que seja possível a adaptação do projecto para as reais características do maciço interessado.

No que diz respeito às obras subterrâneas existem medidas que podem ser adoptadas de forma a possibilitar o refinamento do modelo como por exemplo: realização de sondagens na frente de escavação, utilização de métodos geofísicos e avaliação dos deslocamentos a partir da informação da monitorização ou combinações entre estes métodos (Moritz et al., 2004). No entanto as sondagens na frente e os métodos geofísicos obrigam a uma paragem temporária da obra e por isso tornam-se caros. Para além disso as sondagens fornecem apenas informações pontuais e a interpretação dos dados geofísicos é difícil e necessita de maiores desenvolvimentos.

Para a previsão do comportamento a curto prazo do maciço rochoso na frente e à volta do túnel, a avaliação dos deslocamentos 3D a partir da informação da monitorização é bastante eficaz. Esta previsão é possível a partir da avaliação da direcção do vector deslocamento que relaciona o deslocamento vertical com o longitudinal. O vector deslocamento considera-se positivo quando tem o sentido da escavação e negativo no caso de apontar para o maciço. Quando se está a escavar num maciço homogéneo a direcção normal do vector deslocamento é ligeiramente positiva (até 10°). Quando se regista a aproximação a uma zona mais fraca (seja uma rocha ou zona de falha) a direcção do deslocamento sofre um desvio significativo no sentido positivo, ou seja, o deslocamento longitudinal cresce significativamente enquanto que o assentamento permanece quase constante. Depois de entrar na zona fraca o vector volta ao normal e enquanto assim permanecer quer dizer que se vai continuar a escavar nesta formação.

Ao analisar os deslocamentos na secção transversal se for verificado que estes são assimétricos isto quer dizer que o maciço mais fraco vai aparecer primeiro no lado dos maiores deslocamentos. Uma mudança brusca nos deslocamentos vai impor grandes tensões no suporte e por isso esta estimacão permite uma detecção precoce de mudanças na rigidez do maciço rochoso e assim o ajuste do método de escavação e suporte.

Quando existe um maciço mais rígido à frente da escavação o vector deslocamento passa da posição normal (ligeiramente positivo) para valores negativos da inclinação e assim são esperados menores deslocamentos do que nas secções de escavação anteriores.

5. CONCLUSÕES

No projecto geotécnico não é possível a obtenção de resultados fiáveis sem uma rigorosa caracterização dos parâmetros dos materiais envolvidos. Devido à variabilidade dos maciços a avaliação das propriedades geotécnicas é o aspecto sobre o qual recai o maior grau de incerteza. O EC7 preconiza que o valor característico de uma propriedade deve ser entendido como uma estimativa cautelosa do seu valor médio e que a sua avaliação deve também basear-se na experiência e no risco inerente à obra.

Neste trabalho executou-se uma análise crítica do modo como se obtém os parâmetros geomecânicos nas formações rochosas e rochosas marcadamente heterogéneas.

Nos maciços rochosos o processo de caracterização resulta da combinação de ensaios *in situ* e em laboratório com a aplicação de sistemas empíricos. Neste contexto foi sistematizada uma metodologia que se julga actual e adequada para a avaliação da deformabilidade. No que concerne à avaliação da resistência tem-se registado desenvolvimentos nomeadamente através das contribuições de alguns autores para a actualização do critério de HB. De salientar, também, o desenvolvimento do sistema Q_{TBM}

que apesar de não ser um sistema específico para a caracterização de maciços pode auxiliar na obtenção de parâmetros.

Em maciços heterogêneos a caracterização geomecânica complica-se substancialmente e a definição determinística dos parâmetros não traduz convenientemente o seu comportamento. Para ultrapassar estas limitações têm vindo a ser desenvolvidas metodologias probabilísticas para a caracterização deste tipo de maciços que consideram ensaios *in situ* e em laboratório, os sistemas empíricos de classificação e a utilização de resultados da monitorização do maciço e sistema de suporte.

De salientar o papel fundamental da monitorização e observação das obras no sentido de validar e calibrar os modelos geotécnicos e na avaliação das hipóteses assumidas. Neste domínio, as técnicas de retroanálise revestem-se de particular importância no sentido de permitir obter os parâmetros que melhor traduzem o comportamento observado recorrendo a ferramentas matemáticas adequadas.

6. REFERÊNCIAS

- Bandis, S. (1990). *Mechanical properties of rock joints*. Proc. Int. Soc. Rock Mech. Symp. on rock joints. Loen, Noruega, pp. 125-140.
- Barton, N. (2000). *TBM Tunnelling in Jointed and Faulted Rock*. Balkema, Rotterdam, 172p.
- Barton, N. (2004). *Fault Zones and TBM*. Curso sobre risco geotécnico em túneis. Aveiro, Portugal.
- Barton, N., Lien, R., and Lunde, J. (1974). *Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support*. Rock Mechanics, Springer-Verlag, Vol. 6, pp. 189-236.
- Barton, N.; Loset, F.; Lien, R.; Lune, J. (1980). *Application of Q-system in Design Decisions Concerning Dimensions and Appropriate Support for Underground Installations*. Subsurface Space. Pergamon, pp. 553-561.
- Barton, N., Quadros, E.F. (2002). *Engineering and Hydraulics in Jointed Rock Masses*. EUROCK 2002 – Curso A, Funchal.
- Bieniawski, Z. T. (1978). *Determining Rock Mass Deformability, Experience from Case Histories*. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomech. Abstr., Pergamon, 15, pp. 237-247.
- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. John Wiley & Sons, 251p.
- Caldeira, L. (2005). *Metodologias de análise de risco. Aplicações em Geotecnia*. 2.^{as} Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia. LNEC, Lisboa, 29 e 30 de Setembro. 25p.
- Cardoso, A. (2004). *Modelação e segurança*. Conferência temática. 9º Congresso Nacional de Geotecnia. Aveiro.
- Carvalho, J. (2004). *Estimation of rock mass modulus*. Comunicação pessoal.
- Castelli, E (1992). *Geomechanics Characterization Methodologies: a Matrix Approach*. Gallerie e Grandi Opere Sotterranee.
- Costa, P.; Baião, C.; Ribeiro e Sousa; L. e Rosa, S. (2003). *Túnel do Caniçal, Ilha da Madeira. Caracterização Geotécnica e Observação*. Jornadas Luso-Esp. sobre Obras Sub. – Relevância da Prospecção e Observação de Obras Geotécnicas. Madrid, pp. 431-440.
- Cunha, A.P. e Muralha, A. 1990. *Scale effects in the mechanical behaviour of joints and rock masses*. LNEC, memória n.º 763, Lisboa.
- Diederichs, M. e Kaiser, P. (1999). *Stability of large excavations in laminated hard rock masses. The Voussoir analogue revisited*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 36, pp. 97-117.
- Douglas, K. (2002). *The shear strength of rock masses*. PhD Thesis. UNSW.

- Goodman, R.E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. New York: John Wiley & Sons, 562p.
- Goricki, A.; Potsch, M.; Schubert, W. (2003). *Probabilistic Determination of Rock Mass Behavior and Support of Tunnels*. ISRM 2003 – Technology Roadmap for Rock Mechanics. South African Institute of Mining and Metallurgy, pp. 405-408.
- Grosso, B. (2002). *Stochastic Prediction of Overall Time and Cost of Tunnelling in Rock Mass With Localized Heterogeneity*. Gallerie e Grandi Op. Sott., N° 67, pp. 41-43.
- Haneberg, W. (2004). *Simulation of 3-D block population to characterize outcrop sampling bias in block-in-matrix (bimrocks)*. Felsbau, v.22, n.º 5, pp. 19-26.
- Hoek, E., (1994). *Strength of Rock and Rock Masses*. News Journal of ISRM, Vol. 2, nº 2, pp. 4-16.
- Hoek, E., (2000). *Rock Engineering – Course Notes*, www.rockscience.com.
- Hoek, E.; Brown, E. T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London, 627p.
- Hoek, E.; Brown, E. T., (1997). *Practical Estimates of Rock Mass Strength*. Int. Journal of Rock Mechanics & Mining Science. Pergamon, Vol. 34, nº 8, pp 1165-1186.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C.; Corkum, B., (2002). *Hoek-Brown Failure Criterium – 2002 Edition*. North American Rock Mechanics Society, Toronto.
- Hoek, E. e Diederichs, M. (2005). *Estimation of rock mass modulus*. Artigo entregue para publicação no Int. J. of Rock Mechanics and Mining Sciences.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., Bawden, W.F. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Balkema, Rotterdam, 215p.
- ISRM (1981). *Rock Characterization, Testing and Monitoring – ISRM Suggested Methods*. Ed. E. T. Brown, Pergamon Press.
- Medley, E. (1999). *Systematic Characterization of Melange Bimrocks and other Chaotic Soil/Rock Mixtures*. Felsbau: Rock and Soil Engineering – Journal for Engineering Geology, Geomechanics and Tunnelling, nº 3, pp. 152-162.
- Miranda, T. (2003). *Contribuição para a Obtenção de Parâmetros Geomecânicos para a Modelação de Obras Subterrâneas em Maciços Graníticos*. Tese de Mestrado. UM, Guimarães, 186p.
- Mitri, H.; Edrissi, R.; Henning, J. (1994). *Finite Element Modelling of Cable Bolted Stopes in Hard Rock Underground Mines*. SME Annual Meeting. Albuquerque, pp. 14-17.
- Moritz, B.; Grossauer, K.; Schubert, W. (2004). *Short term prediction of system behaviour for shallow tunnels in heterogeneous ground*. Felsbau, v.22, n.º 5, pp. 44-52.
- Nicholson, G. A. e Bieniawski, Z. T. (1990). *A Non-Linear Deformation Modulus Based on Rock Mass Classification*. Int. Journal of Mining & Geology Eng., pp 181-202.
- Normetro (2001). *Relatório Geotécnico-Geomecânico Geral dos Troços Enterrados (Linhas C, S e ramal de ligação C-S). Projecto de execução*. Normetro, Porto, 53p.
- Pinto, J. L. 1981. *Determination of the deformability modulus of weak rock masses by means of large flat jacks (LFJ)*. ISRM Int. Symp. On Weak Rocks, Tóquio, Japão.
- Read, S.; Richards, L.; Perrin, N. (1999). *Applicability of the Hoek-Brown failure criterion to New Zealand greywacke rocks*. Proc. 9.th Int. Cong. on Rock Mechanics. Paris, França, pp. 655-660.
- Rocha, M. 1971. *Mecânica das Rochas*. LNEC, Lisboa.
- Serafim, J. L.; Pereira, J. P., (1983). *Considerations of the Geomechanics Classification of Bieniawski*. Proceedings of the International Symposium of Eng. Geol. Underground Construction. Vol. 1, Lisboa, LNEC, pp. II.33-II.42.
- Singh, S. (1997). *Time Dependent Modulus of Rocks in Tunnels*. M. E. Thesis, Dept. of Civil Engineering, University of Roorkee, India, p. 65.

Sonmez, H.; Gokceoglu, C. e Ulusay, R. (2004). *Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses based on the GSI system*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 1, pp. 849-857.

Sousa, L. R.; Nakamura, A.; Yoshida, H.; Yamaguchi, Y; Kawasaki, M.; Satoh, H. (1997). *Evaluation of the deformability of rock masses for dam foundations. Analysis of deformability investigation results of heterogeneous bedrock*. Technical memorandum of PWRI, 45p.

Verman, M. (1993). *Rock Mass - Tunnel Support Interaction Analysis*. Ph. D. Thesis. University of Roorkee, Roorkee, India.

Wakabayashi, J. e Medley, E. (2004). *Geological characterization of melanges for practitioners*. Felsbau, v. 22, n.º 5, pp. 10-18.

Wyllie, D. (1992). *Foundations on rock*. E & FN Spon.