

2

Caracterização e Modelagem de Maciços Rochosos de Minas a Céu Aberto

2.1.

Considerações sobre Minas a Céu Aberto

Um empreendimento de mineração a céu aberto, no geral, funciona de maneira diferente da maioria das outras obras de engenharia geotécnica. Neste caso, não há inserção de um elemento permanente no maciço rochoso, como ocorre na construção de uma barragem, e sim, o desmonte contínuo do maciço. Porém, em ambas as obras, o monitoramento do desempenho dos elementos envolvidos, através de instrumentação, é constante.

O tempo de maturação é mais lento, podendo existir grande distância temporal entre a descoberta de uma área com ocorrência considerável de minério e o início das operações efetivas de lavra. Porém, depois de iniciadas as atividades, estas se desenvolvem de maneira relativamente simples, podendo levar dezenas de anos até o esgotamento “técnico” da região, pois nem sempre uma mina é desativada pelo esgotamento mineral, e sim, devido a limitações técnicas de lavra do mineral restante, tornando a exploração deste economicamente inviável.

A atividade de mineração está dividida basicamente nas seguintes fases (Rojas, 1995; Abrão & Oliveira, 2004):

- Exequibilidade: esta fase abrange os estudos preliminares sobre a geologia, o potencial mineral de uma região, e a viabilidade econômica de exploração e aproveitamento. Um extenso trabalho de campo é realizado para avaliação do corpo mineral e sua localização e extensão.
- Projeto: compreende os estudos profundos para avaliação do potencial mineral e realização da análise de risco financeiro. Após, segue-se a elaboração dos projetos de engenharia civil e geotécnica dos componentes do parque mineral – instalações de apoio, beneficiamento e a mina em si. O formato básico da mina é definido,

podendo sofrer alterações ao longo da operação, à medida que as litologias vão se tornando explícitas.

- Implantação: construção dos componentes da mina e dos elementos necessários à estabilidade e acessibilidade da cava (bancadas e rampas), preparando-a assim para a lavra propriamente dita.
- Operação: compreende as atividades de lavra, beneficiamento e transporte do minério comerciável.
- Desativação: fase de encerramento do empreendimento de mineração, e preparação da área da cava para outra finalidade, ou realização de recuperação ambiental da região.

Com relação à etapa de Projeto, no trabalho de Castro (2004) é apresentado um conjunto de atividades, onde a maioria é realizada não somente nesta fase, mas durante toda a vida útil da mina, sendo constituintes do chamado PGTM – Projeto Geotécnico de Taludes de Mineração. Este autor descreveu as seguintes atividades:

- Levantamentos preliminares e análise de dados pré-existentes;
- Mapeamento geológico-geotécnico de superfície;
- Execução de sondagens geotécnicas;
- Descrição geológico-geotécnica dos testemunhos de sondagem;
- Realização de ensaios geotécnicos;
- Determinação dos parâmetros de resistência dos materiais;
- Determinação das condições hidrogeológicas locais;
- Classificação geomecânica dos maciços rochosos;
- Elaboração de mapas e seções representativas;
- Definição dos potenciais mecanismos de ruptura dos taludes;
- Análises da estabilidade dos taludes;
- Definição das geometrias finais dos taludes da mina.

2.2. Condicionantes dos Taludes de Minas

2.2.1. A Geometria

Em minas a céu aberto com formação de cavas (Figura 2.1), os depósitos minerais são explorados desde níveis superficiais até certa profundidade, formando taludes, conforme o minério, juntamente com o material estéril, vão

sendo extraídos. Estes taludes devem ser inclinados de alguns graus para prevenir rupturas do maciço rochoso. O ângulo formado deste modo é governado por condições geomecânicas específicas da mina e depende das seguintes limitações:

- Presença das vias de transporte, ou rampas de acesso, necessárias para o transporte de material de dentro da cava;
- Porte dos equipamentos de lavra;
- Exploração com uso de explosivos;
- Tipo de rocha do minério e de suas encaixantes;
- Restrições econômicas, vinculadas à relação estéril/minério (neste caso, quanto maior a inclinação do talude, menos material estéril é gerado).

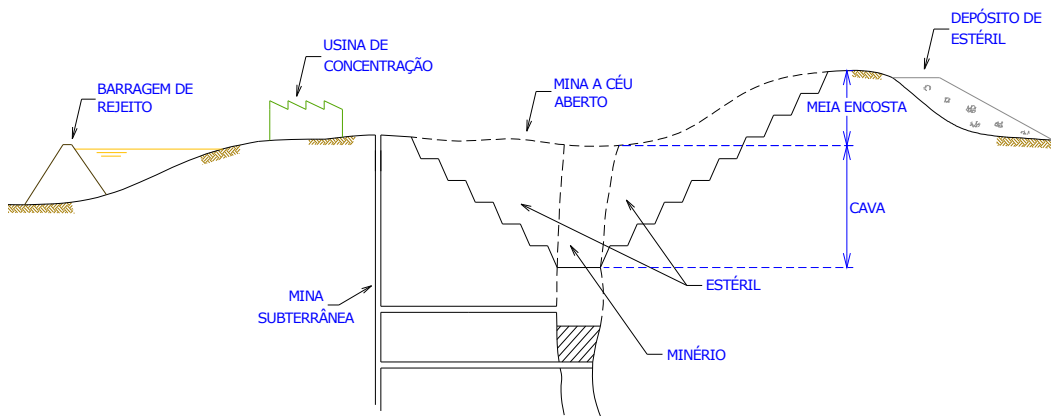


Figura 2.1 – Esquema de uma mina com seus elementos (Abrão & Oliveira, 2004).

A Figura 2.2 mostra uma seção típica de um talude de mina, com os parâmetros definidores da sua geometria (Karzulovic, 2004):

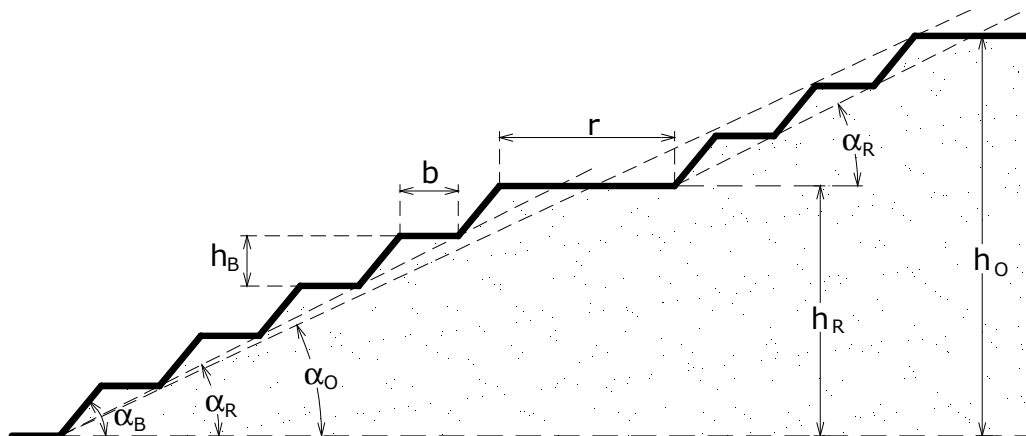


Figura 2.2 – Parâmetros que definem a geometria de uma mina a céu aberto.

- h_B – Altura da bancada ou berma.
- b – Largura da bancada.
- α_B – Inclinação da face da bancada.
- α_R – Ângulo de inter-rampa.
- h_R – Altura máxima da inter-rampa.
- r – Largura da rampa.
- h_O – Altura máxima global.
- α_O – Ângulo global.

Para o projeto de um talude de mina deve-se atentar principalmente para a geometria das bancadas de escavação e dos taludes inter-rampa. A altura e a largura das bancadas definem o ângulo de inter-rampa, e este deve ser tal que, com a exploração da mina, consiga-se manter a inclinação desejada para as faces destas. A largura da bancada deve ser ampla o suficiente para conter os detritos de rupturas localizadas, garantindo assim a operação segura da mina. Os taludes de inter-rampa não somente definem a estabilidade do talude global, mas também a estabilidade das rampas. Em tempo, a perda de uma rampa devido à ruptura do talude de inter-rampa pode ter um impacto na operação da mina maior do que o da ruptura de um talude global num setor da mina sem rampas.

As preocupações geométricas citadas acima estão vinculadas às características das estruturas geológicas presentes no maciço (descontinuidades e suas particularidades, tais como orientação, persistência, preenchimento etc.), e às propriedades de resistência das rochas, portanto é essencial uma boa caracterização geoestrutural do maciço, mencionada no item 2.3.

2.2.2. A Geologia Local

De acordo com Abrão & Oliveira (2004):

"As feições geológicas desempenham papel importante na economia e segurança dos empreendimentos mineiros, considerando-se, principalmente, o porte das obras envolvidas. Nas minas a céu aberto, ângulos de talude finais mais brandos, por condicionamentos geológicos, podem significar acréscimos de dezenas de milhões de m^3 de estéril... o deslizamento de barragens de rejeitos pode causar danos ambientais e econômicos de grande vulto. Portanto, o adequado conhecimento e consideração dos fatores geológicos são imprescindíveis ao projeto, operação e desativação de empreendimentos mineiros, nas suas várias unidades".

Entende-se por fatores geológicos não somente os tipos de rochas formadoras dos maciços da mina e a configuração estrutural destes (levantamento das falhas, juntas, foliações etc.), mas também a composição mineralógica e a alteração dos materiais podem afetar fortemente as propriedades mecânicas dos maciços e a geologia estrutural.

A composição mineralógica influencia no grau de faturamento do maciço rochoso e na resistência ao cisalhamento de suas descontinuidades, que depende do material que pode estar preenchendo-as, e o tipo de alteração e sua intensidade afeta as características mecânicas dos blocos entre as descontinuidades.

Em maciços rochosos formados por vários tipos litológicos com diferentes resistências à alteração (heterogêneos) é comum a ocorrência de intemperismo diferenciado, gerando zonas de fraqueza, por onde as rupturas podem se iniciar. Por outro lado, se o maciço não apresenta este tipo de problema, mas é formado por rochas sedimentares, ou metamórficas, há a questão da anisotropia, onde se observam direções preferenciais de menor resistência. Ambos os problemas condicionam a estabilidade dos taludes (Kanji, 2006).

O grau de faturamento tem influência sobre as propriedades mecânicas, devido ao efeito escala, onde a amostra de rocha intacta, no laboratório, desenvolve um comportamento e no maciço, em campo, apresenta propriedades diferentes. Isto ocorre porque amostras de tamanho reduzido podem não ser representativas do maciço rochoso como um todo, na medida em que ensaios realizados em pequenas amostras não abrangem as principais descontinuidades presentes no maciço. Dessa forma, diversos autores têm discutido o assunto, e considera-se que existe uma significativa redução da resistência com o aumento do tamanho da amostra de rocha, uma vez que, na amostra de tamanho maior, planos de fraqueza podem estar presentes (Cunha, 1990; Hoek, 2007).

A geologia estrutural define a orientação dos planos de fraqueza no maciço, auxiliando na prevenção de possíveis rupturas e no entendimento do comportamento anisotrópico da rocha quanto a sua resistência. Geralmente, as descontinuidades persistentes e com grande extensão controlam a estabilidade dos taludes, porém Hoek et al. (2000) menciona que as estruturas de menor porte podem apresentar-se de forma complexa, e que junto com as de maior porte, e as pontes de rocha, podem também condicionar a estabilidade global dos taludes (Figura 2.3).

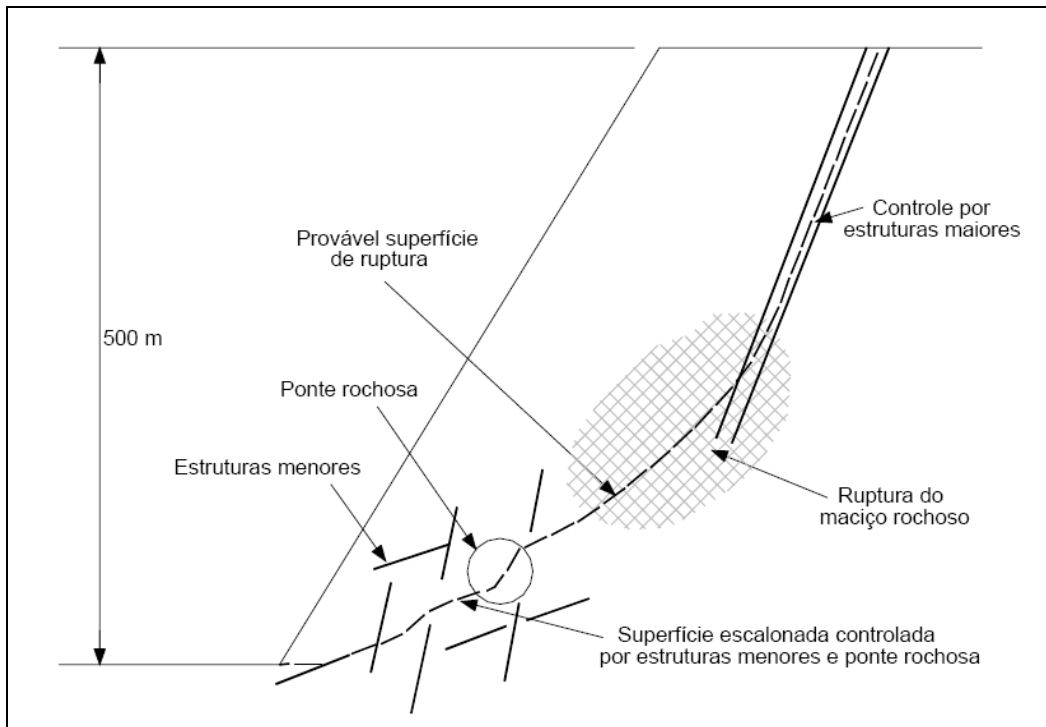


Figura 2.3 – Superfície de ruptura complexa, governada pelas descontinuidades menores e maiores, e as pontes de rocha (Hoek et al., 2000, modificada por Zea & Celestino, 2004).

2.2.3. A Água Subterrânea

O conhecimento do comportamento da água subterrânea do local onde será implantado um empreendimento mineiro é fundamental, pois disto dependem vários aspectos do projeto de operação da mina, desde a análise da estabilidade dos taludes da cava até a elaboração de um projeto de rebaixamento de lençol economicamente otimizado, e implantação de sistemas de drenagem eficazes.

Para obter tal conhecimento é necessário o levantamento das características hidrogeológicas da região, que são utilizadas para a elaboração do modelo hidrogeológico do maciço, sendo estas as seguintes:

- Valores dos níveis d'água e sua variação ao longo do tempo (por exemplo, devido a pluviosidade acentuada), obtidos com auxílio de piezômetros;
- Descrição dos aquíferos, aquícludes, aquípardos e aquífugos, com suas propriedades hidráulicas (condutividade, transmissividade e armazenamento), obtidas com auxílio de ensaios de bombeamento;
- Identificação das zonas de recarga e descarga. Deve-se atentar para as áreas de descarga, pois neste local podem ocorrer consideráveis

forças de percolação “no sentido de diminuir os esforços resistentes” (Scarpelli, 1994) à ruptura do talude.

Aqüífero é um corpo permeável de rocha ou solo que armazena água e permite seu deslocamento subterrâneo. Em rochas, ocorrem nos seguintes tipos: sedimentares com porosidade granular (arenitos, alguns calcários detriticos), rochas com porosidade cárstica (calcários), com porosidade devido à alteração, ou a efeitos tectônicos, e em maciços rochosos bastante fraturados (elevado número de descontinuidades). Pode ser do tipo freático, onde a posição do nível d'água recebe o nome de nível freático, ou artesiano, sendo o nível d'água neste caso chamado nível piezométrico (Azevedo & Filho, 2004).

Os aquícludes são materiais geralmente argilosos que contêm água, podendo tornar-se saturados, mas não permitindo a sua circulação. Um aquícardo (argilas siltosas ou arenosas) também armazena água, porém permite sua circulação, de forma mais lenta do que um aquífero (retarda o fluxo), devido a sua baixa permeabilidade. Aquífugos são materiais praticamente impermeáveis (rochas duras, cristalinas, metamórficas e vulcânicas), que não contêm nem permitem a circulação de água através deles (Azevedo & Filho, 2004).

A drenagem de minas a céu aberto é necessária para permitir ou facilitar a operação de lavra, ou para estabilização dos taludes, conforme mostrou Innocentini (2003), onde realizou análises de estabilidade em taludes da Mina de Gongo Soco, chegando à conclusão de que era fundamental a implantação de um sistema de drenagem profunda para garantir a estabilidade destes. Em seguida este foi executado, e as campanhas de despressurização com utilização de drenos horizontais profundos obtiveram “eficiência acima do previsto” no controle das pressões hidrostáticas no maciço. São citados no trabalho de Sjöberg (1996) diversos casos de aplicação de drenagens bem sucedidas, tanto para permitir/facilitar a exploração das minas, quanto para estabilização dos taludes.

Além de drenos horizontais profundos, os sistemas de rebaixamento e drenagem comuns em minas a céu aberto são os poços profundos de bombeamento (verticais), as galerias, e as valetas para drenagem superficial.

2.2.4.

O Estado de Tensão nos Taludes

Além do conhecimento das condições geológicas e hidrológicas do maciço, precisa-se compreender o estado de tensão presente neste, pois disto também

depende o entendimento da mecânica do comportamento do talude como um todo. As tensões virgens ou naturais (presentes antes da escavação do talude) são, em quase todos os casos, de compressão, e são geralmente uma combinação de:

- Tensões gravitacionais devido ao peso da rocha superposta;
- Tensões tectônicas originadas de forças externas tectônicas;
- Tensões residuais;
- Tensões causadas por glaciações anteriores;
- Tensões térmicas;
- Tensões físico-químicas.

Portanto, de acordo com Mito & Coelho (2004), “o estado de tensão natural resulta de sucessivos eventos da história geológica do maciço rochoso, correspondendo ao produto de vários estados de tensão anteriores”.

Em muitos casos, as tensões gravitacionais e tectônicas são as maiores contribuintes para o estado de tensão natural do maciço. A tensão virgem vertical costuma ser assumida como sendo devida ao peso do maciço superposto. A tensão virgem horizontal, por outro lado, é mais difícil de quantificar devido à componente tectônica normalmente presente. Este tipo de tensão varia sensivelmente nas diferentes regiões do mundo. Em geral, tensões horizontais são mais elevadas que as verticais, em pouca profundidade. Em maiores profundidades, a tensão horizontal decai e em elevadas profundidades, estas tensões são menores do que as verticais.

As tensões residuais são aquelas que permanecem atuando no maciço rochoso após o término do evento que as originaram, porém, quando não atuam mais recebem o nome de paleotensões.

O estado de tensão virgem é alterado conforme o talude da mina é escavado e as tensões são redistribuídas ao redor da mina, gerando as tensões induzidas. Concentrações de tensões compressivas no pé do talude promovem rupturas nesta região. Em taludes de grande escala, o estado de tensão é complexo, com zonas de baixas e elevadas tensões.

O estado de tensão nas rochas de maciços pode ser avaliado através da aplicação de métodos qualitativos e quantitativos, porém isto não é comum na área de mineração.

Ademais, um maciço rochoso também é governado pela ação da água presente nos poros e descontinuidades, gerando poro-pressões e tensões efetivas. A pressão d'água é igual em todas as direções, reduzindo assim a tensão efetiva em um dado ponto no maciço, e esta redução está relacionada

com a resistência ao cisalhamento do mesmo. A resistência ao cisalhamento de uma descontinuidade é diretamente proporcional à tensão normal aplicada. Uma redução da tensão normal causa redução da resistência ao cisalhamento sobre a superfície de ruptura. Além disto, efeitos secundários da presença da água podem ocorrer, onde minerais reagem de forma desfavorável, reduzindo a resistência de materiais de preenchimento das descontinuidades formados por aqueles, e o fluxo d'água pode causar erosão, reduzindo também a resistência do maciço.

2.3. Caracterização Geomecânica de Taludes Rochosos

Maciço rochoso, de acordo com Serra Jr. & Ojima (2004), é um conjunto de blocos de rocha, justapostos e articulados, formado pela matriz rochosa, ou rocha intacta, constituinte dos blocos, e pelas superfícies que limitam estes, chamadas de descontinuidades. Dependendo das modificações e solicitações aplicadas sobre um maciço, este vai se comportar de maneira diferente, procurando alcançar o equilíbrio estático de seus “blocos”, pois as características da rocha e das descontinuidades, relacionadas à resistência, permeabilidade, alteração etc., diferem de local para local sobre o maciço. Assim é importante levantar e descrever estas particularidades, realizando desta forma um procedimento preliminar chamado de Caracterização Geotécnica, ou Geomecânica. Com esta caracterização, confecciona-se um quadro inicial do maciço rochoso e de seus problemas, e investigações posteriores, realizadas em laboratório, precisarão os parâmetros levantados, principalmente a resistência da rocha (Guidicini & Nieble, 1984).

Estes parâmetros são apresentados em forma de classes ou graus, sendo importante a avaliação dos seguintes: Grau de Resistência, Grau de Alteração, Grau de Consistência, e Grau de Fraturamento. Geralmente são avaliados em campo, através de meios expeditos aplicados em testemunhos de sondagem, afloramentos, ou paredes de escavação.

O Grau de Resistência pode ser avaliado através do Ensaio de Compressão Puntiforme (*Point Load Test*), ou da apreciação táctil-visual, utilizando-se geralmente amostras de mão ou de testemunhos de sondagem. O ensaio de compressão puntiforme fornece o índice de resistência à carga pontual (I_s), correlacionado empiricamente à resistência a compressão uniaxial. Uma vez obtida a resistência da rocha, esta é classificada de acordo com determinadas

convenções, que dividem o campo de resistência em várias faixas, como por exemplo, a apresentada pela ISRM (1978), que divide os valores de resistência à compressão uniaxial em sete faixas, indo da mais baixa R0 (0,25 – 1 MPa) a mais elevada R6 (> 250 MPa).

A apreciação táctil-visual é realizada por meio de testes com o martelo de geólogo, canivete, e unha, que avaliam a resistência ao impacto, resistência ao risco, e friabilidade da rocha. Os resultados observados (amostra lascada, riscada, ou esmigalhada) podem ser associados diretamente aos graus de resistência da tabela da ISRM (1978), classificando-se assim a rocha. O trabalho de Vaz (1996) apresenta também uma convenção, onde o autor classifica as rochas intactas em grupos, de acordo com a apreciação táctil-visual, tendo como base a tabela da ISRM (1978).

O Grau de Alteração é um parâmetro de difícil definição no campo, sendo recomendado fixar um número reduzido de classes de alteração, baseado numa avaliação macroscópica das características petrográficas da rocha (cor dos minerais, brilho, friabilidade etc.). Entretanto, Vaz (1996) definiu horizontes de alteração de rocha em função dos métodos de escavação e perfuração que podem ser aplicados àquele horizonte, sendo, portanto, baseado na resistência mecânica da rocha. Desta forma, criou Classes de Alteração, Grupos de Rochas, os limites de resistência das Classes e dos Grupos, e indicou as classes ou graus de alteração presentes em cada grupo (Figura 2.4). Para avaliação expedita destes Grupos de Rochas utilizou a apreciação táctil-visual, conforme mencionado anteriormente.

O Grau de Consistência ou Coerência geralmente é aplicado para classificação da resistência de rochas sedimentares, onde o ensaio de compressão puntiforme não se aplicaria. É baseado na apreciação táctil-visual com uso de martelo de geólogo, canivete, e unha, elaborando-se assim uma escala de níveis variáveis de acordo com a resposta da rocha às diversas solicitações destas ferramentas.

O Grau de Fraturamento, em geral, é determinado por simples contagem de fraturas ao longo de uma direção, utilizando-se normalmente o número de fraturas por metro. Em avaliação de testemunhos de sondagem, é comum a observação de apenas fraturas originais, não soldadas por material coesivo, desconsiderando-se as provocadas pelo processo de perfuração. O critério pode ser aplicado a trechos de qualquer extensão, trazendo-se os valores para o comprimento de 1m (uso de “regra de três”). Esta classificação deve ser

complementada com informações sobre as descontinuidades, mencionadas no item 2.4.2.

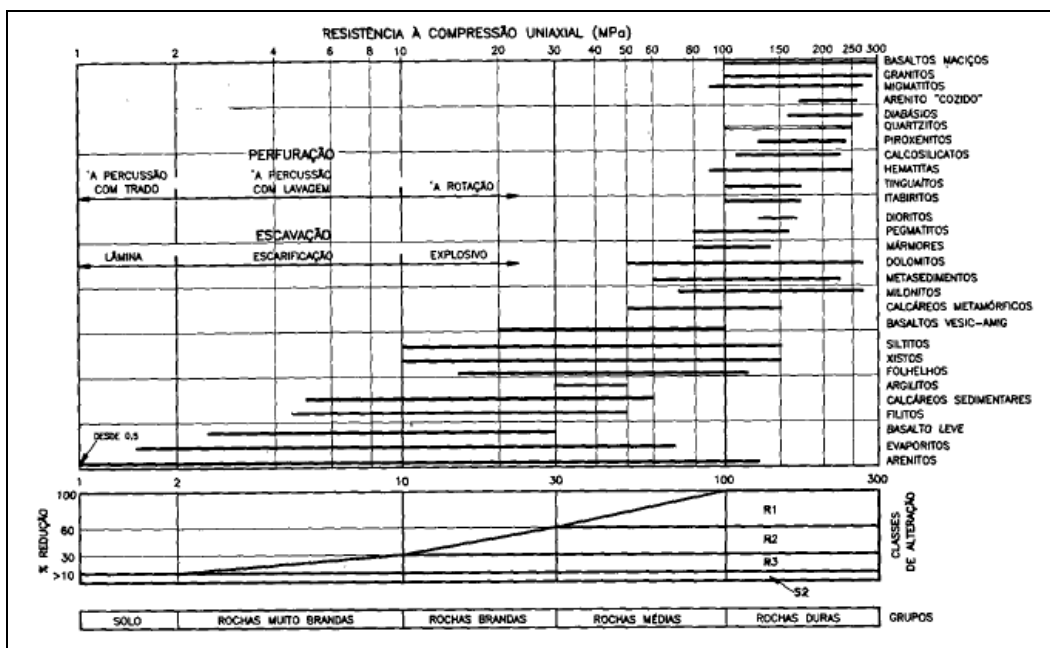


Figura 2.4 – Resistência à Compressão Uniaxial e Classes de Alteração (Vaz, 1996).

Além destes parâmetros, é importante a definição da litologia, a partir de análises petrográficas, das propriedades índices, principalmente o peso específico da rocha, e a caracterização hidrogeológica, apresentada no item 2.2.3.

2.4. Propriedades de Resistência

2.4.1. Resistência das Rochas Intactas

Entende-se por rocha intacta a matriz rochosa livre de descontinuidades de grande escala (visíveis a olho nu), formada por minerais agregados entre si, possuindo assim elevada coesão interna e resistência à tração, diferente dos solos. Este material tem boa capacidade de suporte de cargas até certo valor dependente do tipo da rocha e suas condições mineralógicas. A partir deste valor, a rocha não se comporta de forma satisfatória, ou seja, perde a resistência a solicitações externas, ocorrendo o seu rompimento ou colapso, e é este valor limite da resistência que geralmente é necessário obter para a elaboração de projetos de obras envolvendo este material.

A rocha pode entrar em colapso sobre efeito de esforços de flexão, cisalhamento, tração, e compressão, sendo capaz de ocorrer uma combinação de dois ou mais esforços. Isto dificulta um pouco a compreensão dos mecanismos de ruptura, e a realização dos ensaios, entretanto os seguintes ensaios de laboratório em amostras de rochas intactas podem ser feitos para avaliação de suas propriedades de resistência e deformabilidade, sendo estes os principais até então (Nunes, 2006):

- Ensaio de Compressão Uniaxial com medida de deformações axiais e radiais para obtenção da Resistência à Compressão Uniaxial, Módulo de Young, e Coeficiente de Poisson;
- Ensaio de Compressão Triaxial para obtenção da envoltória de resistência, ângulo de atrito, e intercepto coesivo;
- Ensaio de Compressão Diametral (Ensaio Brasileiro) para determinação da resistência à tração;
- Ensaio de Carga Pontual (*Point Load Test*) para a estimativa da Resistência à Compressão Uniaxial.

2.4.2. Resistência das Descontinuidades

As descontinuidades, como o próprio nome diz, são estruturas geológicas presentes em maciços rochosos que impedem a continuidade da matriz rochosa, podendo ser de origem tectônica, tais como as dobras, foliações, juntas, e falhas, presentes nas zonas de cisalhamento dúcteis e rúpteis, ou de origem atectônica, tais como as juntas de alívio. Estas estruturas, principalmente as juntas e foliações, afetam em maior ou menor escala as propriedades geotécnicas dos maciços resistência, deformabilidade e permeabilidade.

Com relação à apresentação no maciço, as descontinuidades geralmente ocorrem em famílias, isto é, “em conjuntos de estruturas planares aproximadamente paralelas entre si” (Azevedo & Marques, 2002), e grupos de famílias que se interceptam são chamados de sistemas. Suas características geométricas principais, levantadas em campo, são as dez seguintes: atitude, espaçamento, persistência ou continuidade, rugosidade, resistência da parede (vinculado ao estado de alteração da superfície), abertura, preenchimento, percolação, número de famílias, e tamanho do bloco. No trabalho de Durand (1995) estas características são definidas em detalhe, e é apresentada a caracterização das descontinuidades, segundo metodologia da ISRM (1978),

presentes no talude SE-NW da Mina de Timbopeba, servindo de exemplo de aplicação prática desta metodologia.

As propriedades de resistência das descontinuidades podem ser estimadas através de uma análise detalhada das características geométricas levantadas em campo, ou ser medida diretamente através de ensaios de campo e laboratório. Os ensaios de campo são do tipo Cisalhamento Direto, não sendo comum sua realização, pois os custos são elevados. Os de laboratórios são mais comuns e existem os de Compressão Triaxial e de Cisalhamento Direto.

2.4.3. Resistência de Maciços Rochosos

A resistência do maciço rochoso é uma função da resistência de ambas as descontinuidades e as pontes de rocha (rocha intacta) formadas, e depende do mecanismo de ruptura; este por sua vez é dependente do estado de tensão no talude e da geometria das descontinuidades. Um maciço pode estar sob efeito de esforços de tração, compressão, e cisalhamento, sendo este último o mais importante, devido à existência de diferentes tipos de ruptura por cisalhamento, onde uma considerável tensão normal atua sobre o maciço.

Para uma descontinuidade completamente plana, a resistência ao cisalhamento é normalmente uma função linear da tensão normal atuando sobre a descontinuidade. Este é o princípio do Critério de Resistência ao Cisalhamento de Coulomb, que também é adotado para definição da resistência da rocha intacta. Neste caso recebe o nome de Critério de Mohr-Coulomb, pois a função linear passa a ser uma envoltória de ruptura a todos os círculos de Mohr que representam combinações críticas de tensões principais, sendo expressa da seguinte maneira:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2.1)$$

Onde:

τ = Resistência ao cisalhamento;

σ_n = Tensão normal efetiva;

c = Coesão;

ϕ = Ângulo de atrito da descontinuidade, ou da rocha.

Para materiais onde ocorre predominância de superfícies ásperas, tem-se o Critério de Resistência ao Cisalhamento de Patton, e o Critério de Barton-

Bandis (Barton & Bandis, 1990), citado em Sjöberg (1996). Estes autores desenvolveram um critério de ruptura ao cisalhamento empírico que inclui termos para rugosidades de superfícies de discontinuidades e resistência à compressão da parede da junta, tal que:

$$\tau_f = \sigma_n \tan \left[\text{JRC} \log_{10} \left(\frac{\text{JCS}}{\sigma_n} \right) + \phi_r \right] \quad (2.2)$$

Onde:

JRC = Coeficiente de Rugosidade da Junta;

JCS = Resistência à Compressão da Parede da Junta;

ϕ_r = Ângulo de atrito residual da discontinuidade (estimado a partir de ensaios com o martelo de Schmidt).

Com relação à avaliação do maciço rochoso como um todo, existe o Critério de Ruptura de Hoek-Brown, elaborado por Hoek & Brown (1980 a, b), sendo empírico e inicialmente criado para aplicação em projetos de escavação subterrânea. Este critério sofreu modificações, tornando possível sua aplicação em taludes rochosos, sob a condição de o maciço poder ser considerado como homogêneo e isotrópico (composto de rocha intacta ou ser intensamente fraturado), ou seja, não deve ser aplicado em análises de taludes onde a ruptura é controlada estruturalmente, como por exemplo, no caso em que o espaçamento das discontinuidades é similar ao do tamanho do próprio talude, e onde o processo de ruptura é claramente anisotrópico (Hoek & Marinos, 2007).

As modificações se referem principalmente à introdução de parâmetros que relacionam o critério com observações geológicas (RMR e GSI), e à forma de obtenção do ângulo de atrito efetivo ϕ' e da coesão efetiva c' , que são os parâmetros de resistência comumente usados em análises de estabilidade (Hoek, 1983, 1990, e 1994; Hoek & Brown, 1988, e 1997; Hoek et al., 2002; Marinos et al., 2005). Atualmente é conhecido como Critério de Ruptura de Hoek-Brown Generalizado, sendo expresso da seguinte forma:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.3)$$

Onde:

σ'_1 e σ'_3 = Maior e menor tensão principal efetiva na ruptura, respectivamente;

σ_{ci} = Resistência à compressão uniaxial da amostra de rocha intacta;

m_b = Valor reduzido da constante petrográfica m_i de Hoek e Brown para o maciço rochoso;

s, a = Constantes que dependem das características do maciço rochoso.

As propriedades da rocha intacta e do maciço rochoso relacionadas acima podem ser estimadas das seguintes formas:

- Resistência à compressão uniaxial σ_{ci} da amostra de rocha intacta: obtida de forma direta através de ensaios em amostras de rocha (Ensaio de Compressão Simples, ou *Point Load Test*), de cálculos com resultados de ensaios triaxiais (Hoek & Brown, 1988; Hoek, 2007) ou tabelas com valores estimados, encontradas na literatura geotécnica.
- Constante m_i de Hoek e Brown para a amostra de rocha intacta: determinado através de cálculos com resultados de ensaios triaxiais em amostras de rocha (Hoek & Brown, 1988; Hoek, 2007), ou tabelas com valores estimados.

Segue-se então que:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \quad (2.4)$$

Onde:

D = Fator que depende do grau de distúrbio que o maciço rochoso sofreu com o uso de explosivos e o alívio de tensões. Varia de 0 para maciços não perturbados a 1 para maciços muito perturbados (Hoek et al., 2002).

GSI = “Geological Strength Index” para o maciço rochoso. Introduzido no critério através dos trabalhos de Hoek (1994) e Hoek et al. (1995) em substituição ao índice de qualidade RMR (Bieniawski, 1989), pois este é de difícil aplicação em maciços de rochas de qualidade inferior (*very poor quality*), e foi notado que era necessário um sistema baseado mais fortemente em observações geológicas do que em números. Hoek (2007) recomenda que o valor de GSI deva ser estimado através da Figura 2.5 e Figura 2.6, e no trabalho de Marinos et al. (2005) são encontradas orientações para uso do GSI na prática.







<p>ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA PARA MACIÇOS FRATURADOS (Hoek & Marinos, 2000)</p> <p>A partir da litologia, estrutura e condições da superfície das descontinuidades, estima-se o valor médio de GSI. Não tente ser tão preciso. Citar um alcance de 33 a 37 é mais realístico do que afirmar que GSI = 35. Observe que a tabela não é aplicável a rupturas controladas estruturalmente. Onde existir planos estruturais de fraqueza com orientação desfavorável em relação à face da escavação, estes controlarão o comportamento do maciço rochoso. A resistência ao cisalhamento de superfícies rochosas propensas a sofrer deterioração com as variações de umidade será reduzida quando existir presença de água. Quando trabalhar com rochas de categoria razoável a muito pobre, um deslocamento para a direita pode ser feito em condições de saturação. Pressão de água é avaliada através de análises de tensão efetiva.</p>		CONDIÇÕES DA SUPERFÍCIE				
		MUITO BOA Muito rugosa, superfícies são não intemperizadas	BOA Rugosa, levemente intemperizada, superfícies manchadas de ferro ("enferrujadas")	RAZOÁVEL Lisa, superfícies moderadamente intemperizadas e alteradas	POBRE Polido, superfícies altamente intemperizadas com camadas compactas ou preenchimentos ou fragmentos angulares	MUITO POBRE Polido, superfícies altamente intemperizadas com camadas de argila mole ou preenchimentos
ESTRUTURA		DECRÉSCIMO DA QUALIDADE DA SUPERFÍCIE →				
	INTACTA OU MACIÇA – rocha intacta ou maciça com poucas descontinuidades, largamente espaçadas	90	80		N/A	N/A
	FRATURADA – maciço rochoso bem intertravado não perturbado constituído por blocos cúbicos formados por três famílias de descontinuidades que se interceptam		70			
	MUITO FRATURADA – intertravado, maciço parcialmente perturbado com blocos angulares com várias faces formados por quatro ou mais famílias de descontinuidades		60			
	FRATURADA/PERTURBADA/"COSTURADA" – dobrada com blocos angulares formados por muitas famílias de descontinuidades interceptadas. Persistência de planos de acamamentos ou xistosidades		50			
	DESINTEGRADA – pobremente intertravada, maciço rochoso intensamente quebrado, com uma mistura de pedaços rochosos angulares e arredondados		40			
	LAMINADA/CISALHADA – ausência de blocos devido ao estreito espaçamento de xistosidades fracas ou planos de cisalhamento		30			
			20			
		N/A				10
		N/A				

Figura 2.5 – Estimativa de GSI para maciços rochosos fraturados (Marinos et al., 2005).

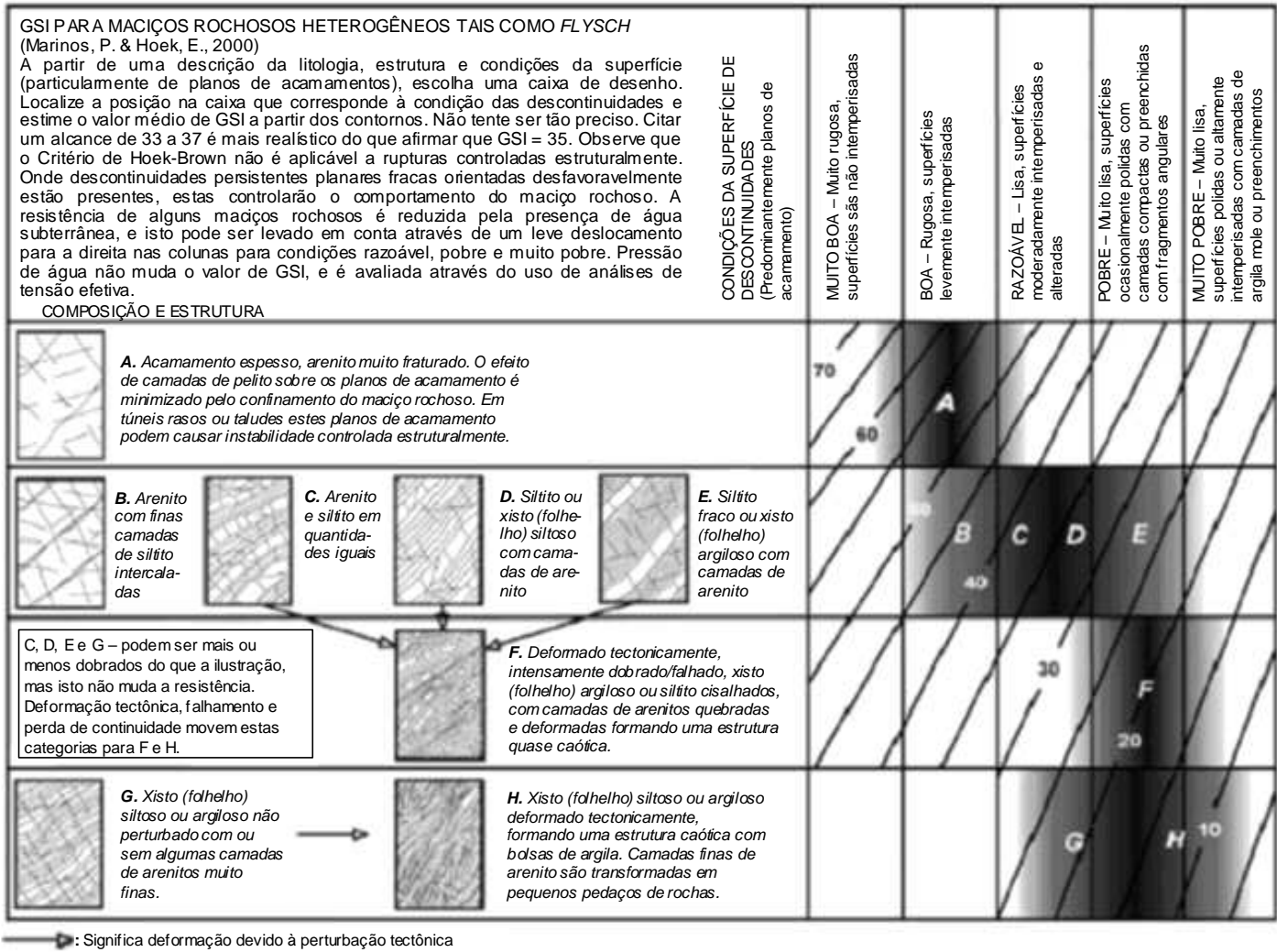


Figura 2.6 – Estimativa de GSI para maciços rochosos heterogêneos (Flysch¹) (Marinos et al., 2005).

¹ Sequência rítmica de espessas camadas de arenitos e folhelhos. Os arenitos são gradacionais e erosivos na base. Sua ocorrência é comum em determinada fase marinha do desenvolvimento de um geossinclinal. O termo flysch está comumente associado à gravacas, entretanto, deve ser levado em conta que flysch é um fácies sedimentar e gravaca é um termo petrográfico. O depósito de flysch tem origem em leques submarinos que progredam em direção ao talude, caracterizando-se em sua porção média, por uma típica sequência turbidítica.

Com aplicação do valor de GSI, as constantes s e a são obtidas da seguinte forma:

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad (2.5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (2.6)$$

Os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb são obtidos através das seguintes equações (Hoek, 2007):

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.7)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}] (s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}) / [(1+a)(2+a)]}} \quad (2.8)$$

Onde:

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

O valor de σ'_{3max} é obtido pela equação abaixo:

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0,72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,91} \quad (2.9)$$

Onde:

γ = Peso específico da rocha do maciço;

σ'_{cm} = Resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso, sendo:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (2.10)$$

Um histórico do desenvolvimento do Critério de Ruptura de Hoek-Brown Generalizado é apresentado em detalhes no trabalho de Hoek & Marinos (2007). Atualmente existem softwares baseados nos trabalhos de Hoek & Brown (1988), Hoek (1990 e 1994), e Hoek et al. (2002) que realizam os cálculos citados

anteriormente, gerando as envoltórias e os parâmetros de resistência, sendo o RocLab 1.0 e RocData 4.0, pertencentes ao pacote da Rocscience (Grupo de engenharia de rocha vinculado à Universidade de Toronto), os mais utilizados.

2.5.

Sistemas de Classificação de Maciços Rochosos

A reação do maciço às solicitações impostas durante a exploração de minas, ou qualquer outro empreendimento diferente, vai depender de suas características geomecânicas, tais como litologia, grau de alteração da rocha, resistência, presença e condição das descontinuidades etc., levantadas na etapa de caracterização geomecânica. Classificar um maciço é organizar estas características em grupos ou classes, de forma que se possa associar a estes grupos um padrão de comportamento, que é então esperado ser encontrado em rochas ditas pertencentes àquela classe (Serra Jr. & Ojima, 2004).

De acordo com Hoek (2007), sistemas de classificação têm sido desenvolvidos desde 1879, com o objetivo principal de auxílio na definição do sistema de suporte para obras subterrâneas, e em seu trabalho é apresentado um resumo dos principais, sendo estes: Terzaghi (1946), Lauffer (1958), Deere et al. (1967), Wickham et al. (1972), Bieniawski (1989), Laubscher (1977, 1990) e Barton et al. (1974). Além destes três últimos, encontram-se também descritos no trabalho de Scarpelli (1994) sistemas de classificação desenvolvidos especificadamente para avaliação da estabilidade de taludes, tais como os de Romana (1991), Robertson (1988), Klengel (1978), Sancio & Brown (1980), Kirkaldie et al. (1988), e outros. Os sistemas de Laubscher (MRMR), Romana (SMR) e Robertson são considerados extensões do sistema RMR de Bieniawski.

O sistema de Deere é utilizado para avaliação quantitativa da qualidade da rocha através de testemunhos de sondagem (“Rock Quality Designation” - RQD), e juntamente com os demais citados por Hoek (2007), foi elaborado primariamente para utilização em escavações subterrâneas, entretanto, ao longo dos anos, alguns sofreram atualizações e adaptações, podendo então ser aplicados a taludes de escavações a céu aberto. Na década de 70 o sistema RQD se tornou um dos componentes dos sistemas de classificação de Bieniawski e Barton.

Em minas brasileiras, os sistemas elaborados por Deere, Bieniawski e Barton são os mais utilizados. O sistema de Bieniawski, “Rock Mass Rating” (RMR), teve origem em 1973, baseado em 49 casos históricos. Em 1984, 62

casos de minas de carvão foram incluídos nos estudos, e em 1987, 78 casos de túneis e minas foram acrescentados também. Até 1995, um total de 351 casos históricos havia sido acrescentado. Desde sua elaboração, sofreu modificações, conforme os casos eram incluídos, em relação aos valores dos pesos dos parâmetros utilizados na classificação (Bieniawski, 1973, 1974, 1976, 1979, 1989), sendo muito significativas, como mostra um exemplo de aplicação apresentado em Hoek (1994). Atualmente também é conhecido como Classificação Geomecânica de Bieniawski. Este sistema é baseado em seis parâmetros, que recebem pesos, de acordo com os seus valores: Resistência da rocha intacta, RQD, Espaçamento das descontinuidades, Condição das descontinuidades, Condições da água subterrânea, Orientação das descontinuidades. O valor de RMR é obtido pela soma dos pesos destes seis parâmetros (Bieniawski, 1989; Rawlings et al., 1995).

O sistema de Barton, "Q-system", foi desenvolvido em 1974 a partir da análise de 212 casos históricos de túneis e cavernas da Escandinávia e arredores, e ao longo do tempo, passou por atualizações, alcançando mais de 1050 casos analisados, até o ano de 1995. Este sistema é baseado em uma avaliação numérica da qualidade de maciços rochosos utilizando-se os seis parâmetros seguintes: RQD, J_n (Índice de influência do número de famílias de descontinuidades), J_r (Índice de influência da rugosidade das paredes da família de descontinuidades mais desfavorável), J_a (Índice de influência da alteração das paredes da família de descontinuidades mais desfavorável), J_w (Índice de influência da água subterrânea), SRF (Índice de influência do estado de tensões no maciço) (Rawlings et al., 1995). Estes parâmetros formam a seguinte equação para cálculo do índice de qualidade Q, agrupados em três quocientes:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (2.11)$$

No sistema Q, a qualidade do maciço rochoso pode variar de $Q = 0,001$ a $Q = 1000$, representada em escala logarítmica, sendo dividida em 7 classes (A até G). Já no sistema de Bieniawski, o valor de RMR pode variar da faixa de < 20 (classe V - *Very poor rock*) até a faixa de 81-100 (classe I - *Very good rock*) (Rawlings et al., 1995). Durand (1995) apresenta a aplicação prática destes dois sistemas para classificação geomecânica do talude SE-NW da mina brasileira de Timbopéba, pertencente à VALE. Este autor utilizou as versões Bieniawski (1976 e 1989), e Barton et al. (1974).

Bieniawski (1976) propôs uma correlação entre os valores de Q e RMR, a partir da análise de 111 casos históricos, sendo 62 casos de Barton, da região da Escandinávia, e 49 outros casos. Os resultados foram plotados graficamente e a seguinte correlação foi obtida:

$$\text{RMR} = 9\ln Q + 44 \quad (2.12)$$

Entretanto, nos trabalhos de Bieniawski (1976 e 1989) não é explicado de modo claro como foi obtida esta correlação: se nos 62 casos de Barton foi aplicado o sistema de RMR e nos 49, o Q-system, e assim retirada a correlação, ou se o gráfico que deu origem à correlação foi elaborado de modo aproximado, a partir dos valores existentes de Q e RMR, plotados de acordo com suas classes e as semelhanças entre os nomes destas.

Esta correlação foi utilizada por Durand (1995) ao longo de três galerias para prospecção, situadas na parte chamada talude sul do talude SE-NW da Mina de Timbopeba, para avaliação do maciço composto por quartzito. O autor aplicou os dois sistemas de classificação (Bieniawski, 1976; Barton et al., 1974) e calculou também o valor de RMR pela correlação, e ao comparar os resultados ($\text{RMR}_{1976} \times \text{RMR}_{\text{correlação}}$) verificou a inaplicabilidade da correlação para aquele local.

De qualquer modo, a correlação foi feita com base em rochas de diversos lugares, e tipos diferentes, e o Q-system leva em conta, mesmo que de modo indireto (através do RQD), a resistência da rocha intacta, juntamente com o RMR, que considera de modo direto esta resistência, sendo isto uma característica relacionada ao litotipo. Assim, seria interessante se correlações entre os dois sistemas fossem elaboradas por litologia, pois teoricamente em qualquer parte do mundo poderiam ser aplicadas, e o valor de RMR seria calculado de modo mais preciso.

De forma geral, a aplicação de sistemas de classificação é um procedimento relativamente simples, mas é necessário da parte do usuário um entendimento claro dos parâmetros envolvidos e talvez algumas informações mais detalhadas do maciço (resistência das rochas, condições do fluxo d'água subterrâneo), que inicialmente podem não estar disponíveis. Logo, a classificação do maciço não deve substituir um estudo mais elaborado do mesmo, e sim, ao longo do projeto, a classificação pode vir sofrendo atualizações, conforme novos dados geotécnicos são obtidos. Dependendo da obra a ser realizada, é interessante utilizar mais de um sistema de classificação,

pois diferentes sistemas dão diferentes ênfases aos parâmetros envolvidos (Hoek, 2007).

Adaptações da versão de Bieniawski (1979) foram feitas para aplicação em minas no Brasil, incluindo uma nova classe de maciço, a Classe VI, onde esta abrange “os solos estruturados rijos e rochas extremamente alteradas brandas e moles, tipo saprolitos” (Innocentini, 2003). Esta classe foi criada para divisão dos materiais entre os que são escavados com equipamentos comuns de escavação e escarificação usados na lavra, e os que são escavados a fogo (Galbiatti, 2006). Este procedimento está de acordo com a idéia defendida por Ojima & Vaz (1982), citada em Scarpelli (1994), onde esta autora diz que aqueles “só consideram válida a utilização de classificações desenvolvidas para condição única de uma determinada obra em um meio específico, não concordando com a aplicação de classificações pré-estabelecidas, as ditas universais”.

Ainda seguindo a linha de raciocínio citada anteriormente, Almeida (1994) apresenta em seu trabalho um sistema de classificação geomecânico desenvolvido para maciços rochosos de itabiritos, com aplicação a minerações a céu aberto situadas no Quadrilátero Ferrífero. Este sistema tem por base o de Franklin et al. (1971), e o autor apresenta de forma sistemática as etapas de elaboração do seu sistema, podendo desta forma servir de base para elaboração de outros, específicos para locais variados, possuindo estes “a capacidade de incorporar detalhes e peculiaridades não presentes em sistemas mais gerais” (Scarpelli, 1994).

2.6. Modelagem Geológica e Geomecânica de Maciços Rochosos

Em geral, um modelo geomecânico é a representação gráfica de uma região onde será implantado um empreendimento, ou onde já exista um, podendo ser a reprodução de maciços de talude, de escavação subterrânea, da fundação de barragens, ou de outras obras geotécnicas, que abrange todas as informações geológicas e geotécnicas necessárias para a previsão do comportamento do maciço quando solicitado. É um modelo físico da região, e no caso de maciços rochosos deve apresentar as características globais, como as classes geomecânicas, e as particularidades relevantes que possam condicionar o seu comportamento, tais como o nível d'água subterrânea e as descontinuidades, com seus respectivos parâmetros geotécnicos. Sua

complexidade vai depender da obra e finalidade para o qual está sendo criado e do tamanho da região que será analisada.

É elaborado após a caracterização e classificação do maciço, e reúne todas as feições do meio rochoso, definidas espacialmente, de interesse ao projeto em questão. É, portanto, específico para o local estudado (Serra Jr. & Ojima, 2004). Tem por base geralmente o modelo geológico do local, onde se encontram os tipos litológicos e o posicionamento das estruturas geológicas.

Atualmente, o modelo geomecânico tornou-se elemento fundamental para análises de estabilidade de obras geotécnicas, porém sua elaboração ainda depende da experiência do geólogo ou engenheiro geotécnico, tornando a tarefa altamente subjetiva, na medida em que esta envolve interpretação de mapas e seções geológicas e geotécnicas, mapeamentos de descontinuidades, estudos hidrogeológicos, e visualização deste conjunto de informações no espaço.

Na criação de modelos geomecânicos as seguintes questões geralmente são levantadas, pois dizem respeito à subjetividade da elaboração dos mesmos: o modelo está expressando de forma exata a realidade do maciço, com relação às posições das litologias, e aos parâmetros de resistência necessários para sua análise de estabilidade? Que garantia existe de que um conjunto de parâmetros adotados para um ponto será o mesmo para outro ponto do maciço? Estas questões estão relacionadas com o efeito escala, a anisotropia, a homogeneidade, e outras propriedades importantes para a compreensão do comportamento mecânico do maciço.

Para auxílio na resposta destas questões, diversas ferramentas computacionais voltadas para área de modelagem geológica e geomecânica têm sido desenvolvidas, tendo seu começo nas áreas de exploração mineral (mineração), e exploração de óleo e gás. Na área de mineração, a modelagem era voltada para a busca de corpos de minério, com utilização de grandes quantidades de dados de furos de sondagem. Já na indústria de óleo e gás, se voltava para a representação dos reservatórios de óleo e gás, baseada em informações de furos de sondagem e dados de sísmica.

Porém, a implementação prática destas ferramentas na área de geotecnia dá-se de forma lenta, devido aos seguintes fatores (Hack et al., 2005):

- Em estudos de problemas geotécnicos nem sempre existem dados de entrada em quantidade suficiente para que programas sofisticados e caros possam oferecer ajuda efetiva. Neste caso, deve-se ter cautela, pois a utilização de programas 3D complexos fazendo-se uso de

quantidade limitada de dados pode transformar a tarefa em subjetiva, caindo-se novamente nas questões anteriores.

- Os programas em geral não executam todas as atividades necessárias em um projeto geotécnico, sendo necessário o uso de um ou mais programas, e ainda compatibilizar a saída de um com o tipo de entrada no outro, o que muitas vezes não é uma tarefa trivial.
- A maioria dos programas de modelagem ainda não consegue representar de forma eficiente a geologia estrutural da região estudada, limitando-se somente à modelagem de falhas, que em geral são estruturas de grande escala, ficando as de menor escala (ex. foliações) excluídas do modelo, porém estas são de suma importância em análises de estabilidade.

O trabalho de Corrêa (2001) exemplifica o problema da quantidade de dados. Trata-se da elaboração de um modelo geológico de parte do subsolo da região do Méier, bairro da cidade do Rio de Janeiro, a partir de informações de furos de sondagem (ensaios SPT) introduzidas em três ferramentas computacionais diferentes: WinSurf, GoCAD, ArcView. A autora comenta que os resultados obtidos com os softwares GoCAD e ArcView foram afetados pela quantidade de furos de sondagem, considerada insuficiente, pois os programas realizam interpolações e extrapolações para criação das superfícies representativas das camadas de solo, e com poucos dados, as superfícies geradas não condisseram com a realidade.

Por outro lado, existem exemplos bem sucedidos de utilização de programas para modelagem, como se observa no trabalho de Nascimento (2001). O autor utilizou o programa GoCAD para modelar um maciço rochoso situado na cidade do Rio de Janeiro, chamado de Morro Dois Irmãos, aproveitando também para representar as feições estruturais do tipo falha e o Túnel Zuzu Angel, presentes neste maciço. Neste trabalho são citados diversos programas para modelagem, porém a maioria destina-se à área de reservatórios, sendo o próprio GoCAD originado para isto.

Juntamente com estas ferramentas computacionais, nos últimos anos tem se desenvolvido de forma considerável uma área da estatística que pode ser bastante útil nos estudos que envolvem a modelagem geológica e geomecânica de maciços rochosos: a Geoestatística. Esta envolve aplicação de técnicas de interpolação para estimativa de propriedades no espaço, que podem ser justamente as informações obtidas através da caracterização de maciços, ajudando também na busca de respostas às questões levantadas anteriormente.

2.7. Estabilidade de Taludes

As bancadas presentes em taludes de mina são elementos que conferem certa estabilidade aos mesmos, porém minas profundas convivem com a possibilidade de desenvolvimento de instabilidade global. Esta situação não é tolerada, porém rupturas de parte das bancadas são comuns, afetando pouco o talude como um todo, mas às vezes as bancadas se apresentam estáveis e o talude global não. Os seguintes tipos de ruptura são comuns em bancadas de minas, podendo ocorrer em conjunto:

- Ruptura Planar;
- Ruptura Circular;
- Ruptura em Cunha;
- Ruptura por Tombamento;
- Ruptura por Flambagem.

Rupturas globais são aquelas que envolvem várias bancadas, ou o talude global da mina, alcançando geralmente a profundidade máxima da cava, e dependendo da localização, pode ter conseqüências catastróficas para o empreendimento, como a paralisação total da mina. Para sua previsão, é necessária uma atenta observação dos dados de monitoramento dos deslocamentos na mina, pois este movimento em geral é progressivo, até o momento em que se dá a ruptura total.

Entretanto, os mecanismos deste tipo de ruptura ainda não são bem entendidos, e Sjöberg (2000), citado em Zea & Celestino (2004), aponta para aonde as pesquisas nesta área devem seguir: 1) conhecer as condições para ocorrência de diferentes rupturas; 2) conhecer as condições para deflagração da ruptura; 3) conhecer a forma e a localização da superfície de ruptura.

Um incidente deste tipo tomou forma na Mina de Águas Claras, citada por Rojas (1995), onde a instabilidade de um talude de 240 metros desenvolveu-se ao longo de um mês e apenas 15cm de movimento foram detectados antes do colapso global. A causa do escorregamento foi a ruptura a compressão do material no pé do talude, estando de acordo com o movimento descrito por Sjöberg (1996), conhecido como "*Block Flow Failure*", onde sucessivas rupturas no pé do talude vão ocorrendo, com redistribuição das tensões para as áreas adjacentes, perdendo assim a base de sustentação do talude e levando a ocorrência de um dos movimentos citados acima (para bancadas) em escala global.

Galbiatti (2006) estudou um tipo de ruptura incomum, ocorrida na Mina do Cauê, chamada de Ruptura Oblíqua, onde uma massa rochosa deslizou sobre direção oblíqua a do talude, tendo sido controlada por falhas nos seus limites laterais, e um movimento de toppling veio tomando forma conforme a massa avançava para dentro da cava. O autor apresenta o histórico do movimento e do monitoramento da ruptura, e analisando-se estes dados à base das definições sobre ruptura progressiva e regressiva apresentadas por Rojas (1995), concebe-se a idéia de que o movimento parece ter iniciado como regressivo, e posteriormente se tornado progressivo, mas a ruptura global não foi repentina.

A análise da estabilidade de taludes, mesmo com os avanços recentes alcançados nesta área de estudo, ainda apresenta algumas das dificuldades específicas descritas por De Campos (1985) e rerepresentadas abaixo:

- A variação espacial das propriedades do material do talude (solo ou rocha): resistência, deformabilidade, permeabilidade, índices físicos, mineralogia, grau de intemperismo, heterogeneidade, anisotropia intrínseca ou estrutural.
- Avaliação dos mecanismos de ruptura e seus condicionantes: forma e posição da superfície de ruptura, ruptura progressiva, velocidade de deformação, trincas, fissuras, superfícies de fraqueza, condição de drenagem, desenvolvimento e variação de poro-pressões positivas ou negativas, chuvas, erosão etc.
- Avaliação do estado inicial e distribuição de tensões no talude: intensidade e direção das tensões principais.
- Confiabilidade do modelo teórico associado ao método de cálculo utilizado: hipóteses, problemas numéricos.
- Obtenção experimental de parâmetros do material do talude representativos das condições de campo: amostragem, dimensões de amostras, técnicas de ensaio inadequadas ou não padronizadas, instrumentação deficiente, condições de drenagem etc.

Porém, existem diversos métodos de análise de taludes descritos na literatura, e atualmente a maioria encontra-se disponível em softwares, podendo assim ser utilizados de maneira rápida e prática, se mostrando bastante eficientes, uma vez que se tenha trabalhado com parâmetros geotécnicos confiáveis, apesar das deficiências descritas anteriormente. Estes métodos são divididos do seguinte modo:

- Métodos Probabilísticos: Probabilidade de Ruptura;
- Métodos Determinísticos: Fator de Segurança;
 - Equilíbrio Limite: Tabela 2.1;
 - Retroanálise;
 - Métodos Gráficos.
- Análise Tensão-Deformação;
- Análise Limite;
- Análise Cinemática (Projeção Estereográfica) (Goodman, 1989);
- Ábacos de Estabilidade.

Rojas (1995) diz que a análise por tensão-deformação é indicada para taludes de grande altura em minas a céu aberto (acima dos 100 metros), devido à geração de tensões elevadas e a sua constante redistribuição ao redor da cava. Porém, os métodos baseados em Equilíbrio Limite ainda são bastante empregados, principalmente para análise de bancadas, por serem mais simples, eficientes, e os softwares para Análise Tensão-Deformação com possibilidade de utilização para taludes ainda são onerosos. Entretanto, Rojas (1995) defende que o ideal fosse as análises de estabilidade em taludes de grande altura serem sempre complementadas por análises numéricas.

Tabela 2.1 – Métodos de Análise de Estabilidade por Equilíbrio Limite (De Campos, 1985).

Tipos de Perfis	Tipos de Superfícies de Ruptura		
	Superfície Planar	Superfície Circular	Superfície Qualquer
Homogêneos	-	Taylor (1948) Frohlich (1955)	-
Quaisquer	Talude Infinito Cunhas Talude Finito (Hoek & Bray, 1981)	Bishop Simplificado (1955) Spencer (1967) Fellenius (Fatias)	Janbu (1973) Morgenstern-Price (1965) Sarma (1973) (Fatias) Sarma (1979) (Cunhas)

As seguintes considerações são feitas para aplicação dos Métodos de Equilíbrio Limite (Massad, 2003):

- O material (solo ou rocha) se comporta como rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente, sem se deformar (a deformação do material não é levada em conta);
- As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, quando, na realidade o processo é dinâmico;

- O coeficiente de segurança (FS) é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

A resistência ao cisalhamento do material geralmente é descrita em termos dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (c' e ϕ'), e o Fator de Segurança é dado pela razão entre a soma das forças resistentes ao deslizamento e a soma das forças causadoras do deslizamento, podendo também ser definido em termos de momentos atuantes e resistivos.

Para o cálculo do Fator de Segurança em superfícies de rupturas circulares e quaisquer, geralmente o maciço é dividido em fatias, pois assim é possível obter o valor da tensão cisalhante atuante ao longo da superfície de ruptura toda. Neste cálculo são levadas em conta as forças cisalhantes e normais sobre a superfície de ruptura de cada fatia, as forças cisalhantes e normais entre as fatias, o peso próprio da fatia, e as cargas externas atuantes no topo de cada fatia. Algumas hipóteses são adotadas com relação a estes fatores a fim de que o problema se torne estaticamente determinado, quando resolvido através das equações de equilíbrio estático. Os métodos de análise por equilíbrio limite diferem entre si basicamente pelas hipóteses adotadas, e são divididos em:

- Simples: métodos onde as forças entre as fatias não são consideradas.
- Complexos: neste tipo as forças entre as fatias são consideradas nos cálculos.
- Rigorosos: métodos onde todas as condições de equilíbrio estático são satisfeitas.

Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado, Spencer, e Morgenstern-Price são os mais conhecidos e utilizados, sendo o primeiro um método do tipo simples, onde somente é avaliado o equilíbrio de momentos em relação a um ponto. O segundo pode ser considerado do tipo complexo, pois há equilíbrio de forças entre as fatias no eixo horizontal e equilíbrio de momentos. Janbu Simplificado também é do tipo complexo, ocorrendo somente o equilíbrio de forças. E os dois últimos são do tipo rigoroso, pois o equilíbrio das forças verticais e horizontais, e os momentos são satisfeitos.

Em minas a céu aberto, geralmente adota-se o Fator de Segurança igual a 1,30 para consideração dos taludes como estáveis (Innocentini, 2003).