

## USO DE CABOS E CONCRETO PROJETADO PARA ESTABILIZAR RAMPA EM ZONA DE FALHA EM MINA SUBTERRÂNEA

*Aarão de Andrade Lima<sup>1</sup>; Wanderley Lins de Oliveira<sup>2</sup>; Wellington W. Moura de Alcantara<sup>3</sup>*

**RESUMO** – Os objetivos deste artigo são: estimar as condições de carga e dimensionar reforços usando cabos de aço e concreto projetado em rochas brandas (*squeezing rocks*), por meio de métodos empíricos e numéricos; apresentar os aspectos construtivos do sistema de suporte com cabos e concreto projetado; interpretar a atuação do novo sistema de suporte em maciços rochosos de baixa resistência; e comparar o método tradicional de suporte usando cambotas com o método usando cabos e concreto projetado. Uma aplicação pioneira foi realizada em um trecho com 31 metros na zona de falha cruzada pela rampa de acesso do nível 400 da Mina Ipueira 3. Para o caso em estudo, a combinação cabos com 6 metros de comprimento e concreto projetado resultou em uma redução de custos em torno de 35%, e o tempo de avanço com cabos foi reduzido pela metade, em relação aos custos e tempos previstos com o uso de cambotas.

**Palavras-Chave:** Tirantes, concreto projetado, rochas brandas.

## USE OF CABLE BOLTS AND SHOTCRETE FOR STABILIZING RAMP IN FAULT ZONE AT UNDERGROUND MINE

**ABSTRACT** – The objectives of this article are: to estimate loading conditions and to design reinforcements using cable bolts and shotcrete in squeezing rocks, using both empirical and numerical methods; to explain the constructive aspects of support systems using cable bolts and shotcrete; to interpret the performance of the new reinforcement system for low resistance rock masses; and to compare the traditional support method using steel sets with the new method using cable bolts and shotcrete. A pioneering application was made in 31 meters of the fault zone crossed by the access ramp of level 400 of Ipueira 3 Mine. For the case under study, the combination of 6 meters cable bolts with shotcrete resulted in a costs saving of about 35%, and the time required for opening the ramp was cut to half, in comparison with the costs expected for steel sets support method.

**Keywords:** Cable bolts, shotcrete, squeezing rocks.

---

<sup>1</sup>Professor Associado III, PhD., Unidade Acadêmica de Mineração e Geologia, Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, Rua Aprígio Veloso, 882, , Campina Grande – PB, CEP: 58109-970, e-mail: [aaraolima@uol.com.br](mailto:aaraolima@uol.com.br)

<sup>2</sup>Engenheiro de Minas, Superintendente de Mineração, Companhia de Ferro Ligas da Bahia – FERBASA

<sup>3</sup>Engenheiro de Minas, Gerente de Lavra e Desenvolvimento, Companhia de Ferro Ligas da Bahia – FERBASA

## INTRODUÇÃO

A Mina Ipueira, onde foi realizada esta pesquisa, pertence ao Grupo FERBASA, sendo localizada na porção norte-nordeste do Estado da Bahia, no Município de Andorinha. O bem mineral produzido é a cromita, cujos produtos comercializados são o *lump* (fração acima de 2 ½ polegadas) e a areia de cromita (fração fina). A mineralização de cromo, que faz parte do Distrito Cromitífero do Vale do Jacurici, ocorre na forma de corpo tabular com espessura variando de 6 a 8 m. O cromitito está no interior de um *sill* de rochas básicas e ultrabásicas com *trend* norte-sul, cuja espessura situa-se em torno de 130 m (Marinho *et al.*, 1986). O *sill* está posicionado entre mármore, no topo estratigráfico, e granulitos na base. Na região das minas em estudo essa seqüência estratigráfica encontra-se invertida, com os mármore posicionados na base e os granulitos no topo. Segundo Marinho *et al.* (1986) as seguintes unidades estão presentes no *sill* ultramáfico: plagioclásio-ortopiroxênio cumulosos (29 m); ortopiroxênio-espínélio cumulosos (2 m); ortopiroxênio-olivina-espínélio cumulosos (33 m); cromita cumulosos (7 m); e olivina-ortopiroxênio-espínélio cumulosos (60 m).

Para o desenvolvimento dos os níveis de produção nas unidades 2, 3 e 4 da Mina Ipueira é necessário que a rampa de acesso transponha uma zona de rochas frágeis, denominada localmente zona de falha, situada no contacto do mármore com o gabro (plagioclásio-ortopiroxênio cumulosos), cuja espessura aparente varia amplamente de 6 a 45 m. Cambotas fabricadas com perfis metálicos (perfis I de 8 ou 10 pol.) são utilizadas tradicionalmente para transpor a zona de rochas de baixa resistência, a qual ocorre ao longo de toda a extensão do corpo de cromitito.

Desde a abertura da Mina Ipueira, ocorrida no final da década de 70 do Século XX, a aplicação dessas cambotas sempre representou uma grande dificuldade operacional, devido principalmente ao tempo necessário para montagem e soldagem dos perfis de aço no subsolo. O escoramento com cambotas não é favorável ao reforço do maciço nas proximidades da face de avanço, o que pode vir a comprometer a estabilidade durante a fase construtiva do acesso, e acarretar atrasos no desenvolvimento dos níveis de produção. Além do grande tempo necessário para construção, as cambotas implicam em elevados custos de material e de mão-de-obra, além de reduzirem a seção útil da rampa de acesso no trecho por elas sustentada.

Há cerca de três anos foram adquiridos modernos equipamentos destinados a tornar mais seguro e eficiente o reforço das escavações subterrâneas nas minas subterrâneas da FERBASA. Com a chegada do equipamento para colocação de cabos, Cabolt Tamroc 075, e do robô para aplicação de concreto projetado por via úmida, Meyco Cobra, houve motivação para iniciar os estudos visando à adoção de cabos no reforço nas rochas de baixa resistência da zona de falha. O novo método de reforço com cabos e concreto projetado foi aplicado com sucesso na transposição de um trecho com 31 metros de comprimento na zona de falha do Nível 400, da Mina Ipueira 3.

Os objetivos deste artigo são os seguintes: estimar as condições de carga e dimensionar reforços com cabos e concreto projetado usando métodos empíricos e numéricos, nas condições geomecânicas da zona de falha; apresentar os aspectos construtivos do sistema de suporte com cabos e concreto projetado que foram adotados na zona de falha do Nível 400 da Mina Ipueira 3; interpretar a atuação do sistema de suporte com cabos e concreto no contexto de maciços rochosos de baixa resistência; e comparar o método tradicional de suporte usando cambotas com o novo método usando cabos e concreto projetado.

## CARACTERÍSTICAS DA ZONA DE FALHA

A zona de falha está posicionada dentro do gabro, no contacto com o mármore em toda a extensão da Mina Ipueira, onde o mármore apresenta boas características geomecânicas, mas o gabro normalmente encontra-se alterado. Em geral, quando a espessura da zona de falha cruzada pela rampa de acesso é inferior a 8 m, os problemas de estabilidade são pequenos. O nível 320 foi lavrado completamente em 2006, o nível 360 foi lavrado recentemente, e o nível 380 está em fase final de desenvolvimento.

Durante a fase final de lavra de cada nível ocorre grande concentração de tensões na rampa de acesso. Essa é a fase crítica para a estabilidade da rampa, especialmente no trecho da zona de falha. A distância entre o lado oeste dos realces e a zona de falha está compreendida entre 20 e 50 m, e exerce forte influência no comportamento da rampa na fase de fechamento dos níveis.

## CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA DO MACIÇO NA ZONA DE FALHA

Como características macroscópicas marcantes, a rocha da zona de falha apresenta coloração verde escuro brilhoso e é untuosa ao tato, revelando a presença dos minerais talco e clorita. O maciço rochoso da zona de falha pode se apresentar em bandas alternadas de rochas brandas e rochas preservadas. As partes mais brandas da rocha, que pode ser desintegrada com a mão, são escavadas com rompedores pneumáticos,

sem uso de explosivos. As partes mais preservadas são constituídas por gabros alterados, cujas resistências podem chegar a 50 MPa. A alternância de rochas com diferentes resistências mecânicas representa uma dificuldade adicional para os processos de escavação e estabilização temporária na fase de avanço.

De acordo com a classificação proposta pela *ISRM – International Society for Rock Mechanics* (Brown, 1981), as rochas da zona de falha se enquadram nas categorias R0 a R2, e as intercalações de gabro alterado pertencem à classe R3. As classes de rocha com maior frequência na zona de falha são R1 e R2, com resistência à compressão variando entre 1 e 25 MPa.

Rochas de baixa resistência mecânica apresentam dificuldades para amostragem e para a execução de ensaios. A especificação de corpos de prova com 54 mm de diâmetro e com comprimento três vezes o diâmetro, determinada pelas normas, impõe dificuldades para a obtenção de corpos de prova íntegros. Também, a realização de ensaios em rochas de baixa resistência encontra dificuldades do ponto de vista de precisão das máquinas de teste. A rocha contida na zona de falha da Mina Ipueira é originada de deformações de cisalhamento em regime intermediário dúctil-frágil em rochas básicas (gabros), podendo penetrar também no mármore ou no serpentina-mármore.

A dificuldade de amostragem para ensaios de compressão levou Sampaio (2007) a utilizar o teste da carga pontual para estimar a resistência à compressão das rochas da zona de falha, obtendo valores de  $I_{s50}$  entre 0,28 e 1,77. Normalmente a resistência à compressão em mega-pascal é estimada multiplicando  $I_{s50}$  por um fator entre 20 e 25 (Franklin e Dusseault, 1989, p.41), mas esse fator pode variar mais amplamente entre 15 e 50, e assim não é aconselhável a aplicação do índice de carga pontual para cálculo da resistência à compressão sem que seja feita uma correlação específica para cada rocha. Durante o teste de carga pontual foi verificada uma zona de plastificação que distribui as cargas e com isso aumenta o valor de leitura do  $I_{s50}$  (Sampaio, 2007). Por isso, no caso da zona de falha em estudo, uma estimativa da resistência à compressão deverá ser obtida usando o valor inferior do fator multiplicativo  $I_{s50}$ , igual a 15, resultando na faixa de 4 a 26 MPa, com o valor médio de 15MPa, que será utilizado na presente pesquisa.

Foi feito um furo de sonda com diâmetro NQ para investigar o maciço rochoso no trecho previsto para a transposição da zona de falha pela rampa do nível 400. A inclinação do furo com a horizontal é de 12 graus ascendente. Através do furo foi observado que a zona de falha compreende trechos de rocha cisalhada, com intercalações de gabro. Com a análise dos testemunhos foi obtido um RQD médio de 24% no trecho do furo de 0 a 49,15 m.

Para aplicar métodos empíricos ou numéricos de dimensionamento de sistemas de suporte é necessário que o maciço rochoso seja classificado. Será utilizado o sistema de classificação geomecânica escandinavo proposto por Barton *et al.* (1974), segundo o qual o índice  $Q$  de qualidade do maciço é calculado por:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF} \quad (1)$$

Os valores médios dos parâmetros para o maciço na zona de falha, incluindo tanto as rochas cisalhadas quanto as intercalações de gabro, são os seguintes:

- $RQD = 24\%$  (A)
- $J_n = 4,0$  (D) - dois sistemas de juntas
- $J_r = 0,5$  (G) - juntas estriadas planas
- $J_a = 6,0$  (G) – recobrimento com minerais argilosos
- $J_w = 1,0$  (A) – escavação seca
- $SRF = 5,0$  (O) – estado de plastificação médio.

Aplicando os valores numéricos dos parâmetros referentes à rocha da zona de falha na equação (1), tem-se:  $Q = \frac{24}{4} \frac{0,5}{6} \frac{1}{5} = 0,1$ ; o que corresponde ao limite entre maciço rochoso muito fraco e maciço extremamente fraco (Barton, 2002).

O parâmetro  $N$ , útil nas aplicações empíricas (Singh *et al.*, 1997), desconsidera os parâmetros ligados a tensões, sendo obtido usando a equação (1) omitindo  $SRF$ . Para o caso da zona de falha  $N$  assume o valor

$$\text{médio: } N = \frac{24}{4} \frac{0,5}{6} = 1 = 0,5.$$

## APLICAÇÃO DE MÉTODOS EMPÍRICOS

Métodos empíricos são largamente utilizados para o projeto de sistemas de suporte de túneis, permitindo avaliar as condições do maciço em torno das aberturas subterrâneas e estimar as pressões a serem

impostas aos elementos de estabilização (Barla, 2001). O assunto é extenso, e será tratado aqui apenas em seus aspectos essenciais.

Inicialmente será verificado o estado de plastificação do maciço na zona de falha, e em seguida serão estimadas as cargas nos elementos de suporte.

O comportamento de maciços em rochas de baixa resistência pode ser caracterizado como em estado plástico ou não-plástico, dependendo do campo de tensões em torno das escavações e das características das rochas. As rochas de baixa resistência são também denominadas rochas brandas, ou frágeis. O estado plástico (*squeezing rock*) é caracterizado por grandes deformações e grandes pressões das rochas nos elementos de suporte e reforço.

O estado plástico nos maciços rochosos é também associado com deformações dependentes do tempo, e por isso de uma forma mais rigorosa deveria ser denominado elasto-visco-plástico. Quando as escavações são criadas ocorre uma deformação inicial de natureza elástica; com o passar do tempo as deformações aumentam na periferia das aberturas e a zona do maciço em estado plástico se expande da parede da escavação para o interior do maciço. As tensões na interface entre a zona elástica e a zona plástica diminuem, e eventualmente o maciço rochoso pode atingir o estado de equilíbrio estacionário. Os elementos de suporte e reforço são gradualmente tensionados, e dependendo da rigidez e da capacidade de carga, podem equilibrar as tensões transferidas pelo maciço, ou podem entrar em colapso. As definições de plastificação (*squeezing*) propostas por diversos autores (Barla, 2001), contêm como fatores essenciais grandes deformações e dependência do tempo.

Através de observação por mais de duas décadas, constata-se que o maciço rochoso na zona de falha na Mina Ipuera apresenta os componentes de plastificação: grandes pressões nos elementos de suporte (cambotas), grandes deformações e dependência do tempo. Existem diversos critérios empíricos para verificação de plastificação em maciços relacionados a rochas brandas (Barla, 2001). Foi utilizado nesta pesquisa o critério de Goel *et al.* (1995). O método de Goel *et al.* (1995) permite determinar o grau de plastificação e estimar ainda a convergência em função do vão da abertura, conforme condições expressas na Tabela 1 (Singh *et al.*, 1997).

Tabela 1 - Condições para Plastificação do Maciço Rochoso.

Condições do maciço	Correlação geral*	Correlação Rampa 400	Convergência (m)
1. Auto-sustentável	$H < 23,4 N^{0,88} B^{-0,1}$ e $H < 1000 B^{-0,1}$	$H < 10,9$	
2. Não-plástico	$23,4 N^{0,88} B^{-0,1} < H < 275 N^{0,33} B^{-0,1}$	$10,9 < H < 188,1$	
3. Plastificação amena	$275 N^{0,33} B^{-0,1} < H < 450 N^{0,33} B^{-0,1}$	$188,1 < H < 307,8$	0,01 a 0,03B
4. Plastificação média	$450 N^{0,33} B^{-0,1} < H < 630 N^{0,33} B^{-0,1}$	$307,8 < H < 430,9$	0,03 a 0,05B
5. Plastificação severa	$H > 630 N^{0,33} B^{-0,1}$	$H > 430,9$	$> 0,05B$

\*B é o vão da rampa em metros, igual a 4,5.

Nos maciços em regime plástico acumulam-se cargas expressivas sobre os elementos de suporte ao longo do tempo, e por isso tradicionalmente são usados os escoramentos pesados, que nas minas consistem em arcos de aço (cambotas). Os arcos de aço atuam de forma passiva, ou seja, permitem grandes deformações no maciço circundante, antes de desenvolverem reações estabilizantes na periferia das aberturas. Diversas equações empíricas foram desenvolvidas para estimar a pressão de longo prazo que os maciços em estado plástico exercem sobre os elementos de suporte (Singh *et al.*, 1997). Para o cômputo da pressão será utilizada a equação de Goel *et al.* (1995), conforme abaixo:

$$p_{sq} = [f(N)/30][10^{H^{0,6}B^{0,1}/53,5N^{0,33}}] \quad (2)$$

Onde  $p_{sq}$  é a pressão em estado plástico em mega-pascal e  $f(N)$  é um fator que depende do nível de plastificação do maciço. Para o caso de plastificação média  $f(N)$  é igual a 0,8 (Singh *et al.*, 1997), e o valor de  $p_{sq}$  é obtido por:  $p_{sq} = [0,8/30][10^{400^{0,6}4,5^{0,1}/53,5 \times 4,5^{0,33}}] = 0,263 \text{ MPa} \rightarrow p_{sq} = 26.818 \text{ Kg/m}^2$ .

Em maciços no estado plástico médio ou severo, as pressões exercidas nas laterais e no teto dos suportes dependem do estado de tensões in situ (Singh *et al.*, 1997), e assim serão consideradas iguais ente si nesta pesquisa.

Com base na classificação geomecânica e na estimativa das pressões exercidas nos elementos de suporte é possível fazer o dimensionamento empírico dos elementos de suporte necessários para estabilizar a rampa.

Para utilizar o diagrama de Barton (2002) é necessário primeiro calcular o vão equivalente da escavação, que é obtido dividindo o vão pelo fator de suporte, *ESR*, o qual depende da vida útil prevista para a rampa. No caso particular em análise trata-se de escavação de mina permanente, com vida útil em torno de cinco anos, portanto o *ESR* deve ser igual a 1,6 (Barton *et al.*, 1974). Considerando o vão 4,5 m dividido por 1,6 obtém-se um vão equivalente igual a 2,8, que pode ser arredondado para 3 m. Entrando com  $Q = 0,1$  e com o vão equivalente igual a 3 metros no diagrama da Figura 1, tem-se o seguinte tipo de suporte:

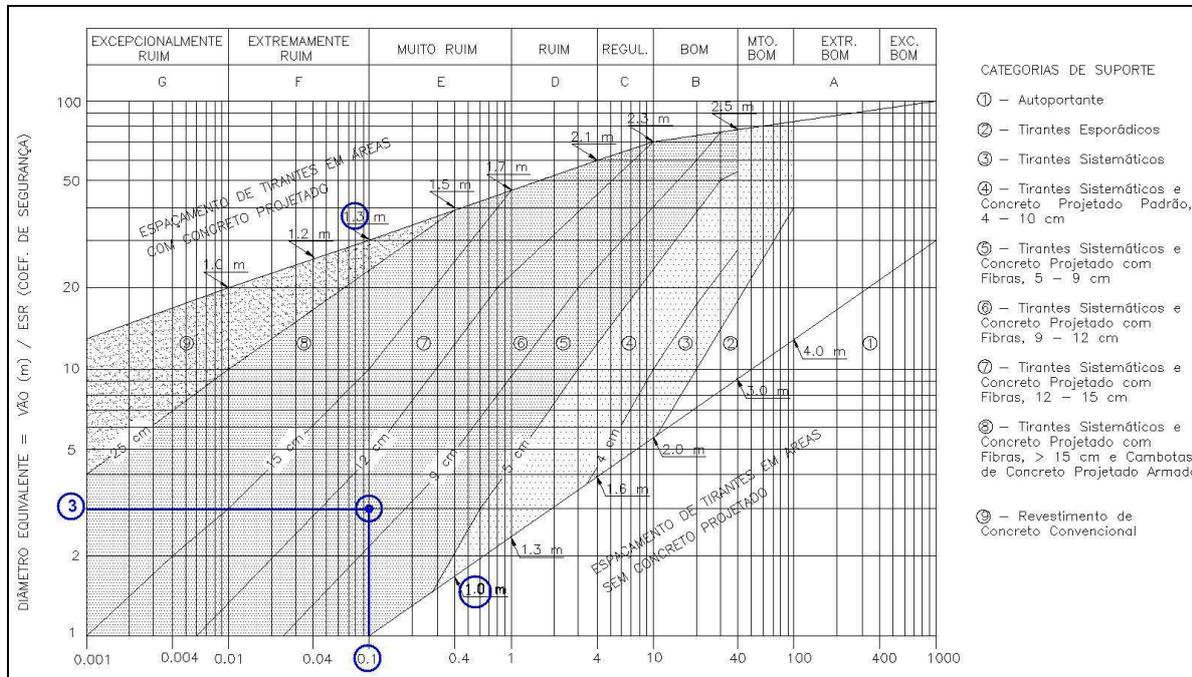


Figura 1 - Definição de espessura de concreto e espaçamento de tirantes usando o índice *Q*.

- Categoria de suporte 6.
- Concreto projetado com fibras, com espessuras entre 9 e 12 cm.
- Cavilhas (tirantes) espaçadas de 1,3 m, caso seja considerado o efeito do concreto projetado, ou menos de 1,0 m, caso seja desprezado o efeito do concreto projetado.

Como medida de segurança, no dimensionamento de sistemas de suporte em minas subterrâneas em condições severas de tensões o efeito do concreto projetado não deve ser considerado ao dimensionar as cavilhas, tendo em vista que as irregularidades das paredes das escavações induzem esforços de flexão na casca de concreto. No caso de minas é ponderada também a possibilidade de deformações excessivas durante a fase de lavra, capazes de romper a casca de concreto projetado e gerar condições não-seguras. Assim o espaçamento a ser adotado no caso específico da rampa em estudo deve ser em torno de 1 m.

Considerando que a capacidade de carga das cordoalhas de aço é em torno de 22.000 Kg, o espaçamento de 1 m<sup>2</sup> é capaz de promover uma pressão média de 22.000 Kg/m<sup>2</sup>, que é compatível com o valor 26.818 Kg/m<sup>2</sup> previsto com o uso da equação (2).

O comprimento das cavilhas recomendado pelo método de Barton (2002) é:

$$L = 2,0 + \frac{0,15 B}{ESR} \rightarrow L = 2,0 + \frac{0,15 \times 4,5}{1,6} = 2,4 \text{ m} \quad (3)$$

Esse comprimento é compatível com o valor adotado na Mina Ipueira para as cavilhas. Entretanto, em cabos os comprimentos adotados no reforço de rampas e de galerias em condições de plastificação variam entre 5 e 6 m, conforme será mostrado adiante. Assim, constata-se que a equação (3) não é suficiente para definir o comprimento dos cabos nas situações em que são necessários suportes pesados, tendo em vista que a qualidade do maciço e as condições de carga não são levadas em consideração naquela equação.

Tendo em vista que os métodos empíricos não foram ainda generalizados para o caso de reforço com cabos em rochas em estado plástico, é necessária a aplicação de métodos numéricos de análise de tensões para estudar o efeito do comprimento dos cabos e da espessura do concreto projetado na estabilidade das aberturas, sendo esse o escopo da próxima seção.

## APLICAÇÃO DE MÉTODO NUMÉRICO

No projeto de sistemas de suporte e reforço para aberturas subterrâneas os métodos numéricos são um importante complemento dos métodos empíricos, servindo também para verificação da consistência dos resultados. No caso específico de projeto de cabo em rochas plastificadas, os métodos numéricos permitem estimar a espessura da zona do maciço em estado plástico, e conseqüentemente orientam na escolha do comprimento dos cabos.

Foi utilizado o programa de elementos finitos Phase2 (Rocscience, 2005) para cálculo de tensões, fatores de segurança e deslocamentos em um modelo bi-dimensional da rampa de acesso. Três classes de modelos foram executados: rampa sem suporte, com reforço de cabos, e com reforço de cabos e suporte de concreto projetado. Inicialmente são descritos os dados de entrada necessários à construção dos modelos e em seguida são apresentados os resultados.

Os dados de entrada necessários para definição dos modelos consistem em: 1) propriedades mecânicas do maciço; 2) estado de tensões naturais; 3) seqüência de aplicação das cargas, ou seqüência construtiva; e 4) geometria das escavações.

As propriedades mecânicas para o critério de Hoek-Brown (Hoek *et al.*, 1995) são calculadas no programa RocLab (Rocscience, 2007) a partir do *GSI – Geological Strength Index*, da resistência à compressão da rocha intacta e do parâmetro  $m_i$ , do critério de Hoek-Brown. O *GSI* é obtido a partir do índice  $Q'$  (Hoek *et al.*, 1995), conforme abaixo:

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \rightarrow Q' = \frac{24}{4} \frac{0,5}{6} = 0,5 \quad (4)$$

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \rightarrow GSI = 9 \ln 0,5 + 44 = 38$$

A resistência à compressão da rocha na zona de falha será assumida igual a 15 MPa, conforme discutido previamente, e o parâmetro  $m_i$  será assumido igual a 10, correspondendo a rochas de baixo atrito (Rocscience, 2007). Aplicando os dados acima no programa RocLab obtêm-se os seguintes dados de entrada para o programa Phase2:  $m_b = 1.09232$  (parâmetro  $m$  para o maciço);  $s = 0.00101905$  (parâmetro  $s$  para o maciço);  $E_{rm} = 1044$  MPa (módulo de deformabilidade do maciço).

Ao coeficiente de Poisson foi atribuído o valor típico 0,3. O valor residual de  $s$  foi assumido como a metade do valor de pico, e o valor residual de  $m_b$  foi mantido igual ao valor de pico, segundo comportamento característico das rochas de baixa resistência (Hoek, 2007).

Usando os dados de Lima *et al.* (2006), as propriedades do concreto projetado adotadas no modelo numérico foram as seguintes: resistência à compressão 30 MPa; resistência residual à compressão 5 MPa; módulo de elasticidade 20.000 MPa; espessura 15 cm; e regime plástico.

Para os cabos foram adotadas as seguintes propriedades: tipo cordoalha simples com 15 mm de diâmetro; diâmetro do furo 51 mm; módulo de elasticidade 200.000 MPa; resistência à tração 220 kN; espaçamento entre seções 1m; fator água cimento 0.35; e uso de placa de aço na extremidade do cabo.

O carregamento do modelo foi por meio de tensões naturais, sendo as três componentes igualadas ao efeito gravitacional em uma profundidade de 400 m, com peso específico da rocha sobrejacente 0,027 MN/m<sup>3</sup>; resultando em 10,8 MPa. Para simular o carregamento gradual que é transferido pelo maciço aos elementos de suporte, a carga resultante das tensões naturais foi aplicada em três estágios, da seguinte forma:

- Estágio 1: Modelo sem escavação e sem suporte, 50% das tensões.
- Estágio 2: Abertura da rampa, colocação dos cabos e concreto projetado, e aplicação de mais 25% das tensões.
- Estágio 3: Aplicação de mais 25% das tensões, completando o carregamento.

Utilizando as propriedades mecânicas e os carregamentos descritos na seção anterior, foi construído um modelo elasto-plástico com 1.936 elementos triangulares de 6 nós. A rampa foi modelada como abertura 4,5 por 4,5 m com cantos superiores arredondados. Os três tipos de modelos executados foram os seguintes: 1) rampa sem suporte, 2) rampa com reforço de cabos apenas, e 3) rampa com suporte de concreto projetado mais reforço com cabos.

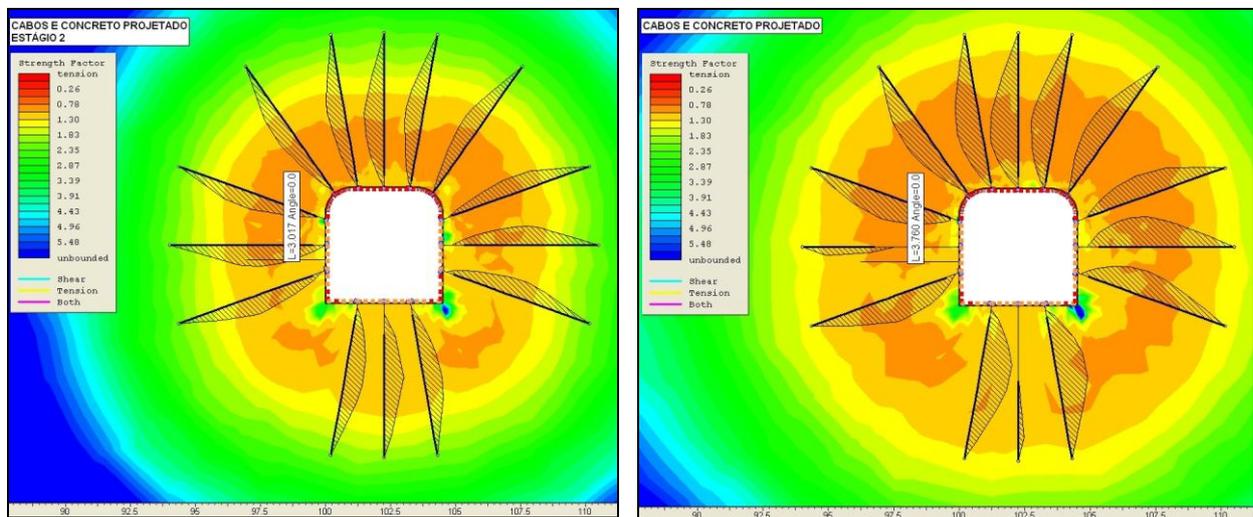
Os fatores de segurança e a distribuição dos esforços axiais nos cabos são mostrados na Figura 2 para o caso do modelo com cabos e concreto projetado. Verifica-se que no estágio de carga 3 os cabos nos pontos centrais das paredes, teto e piso se encontram rompidos até os trechos médios, ao passo que os demais cabos têm ruptura apenas nas proximidades dos colares. As cargas máximas dos cabos, que correspondem ao chamado ponto neutro (Li & Stillborg, 1999), ocorrem a cerca de 3 m das faces das aberturas. Na Figura 2 observam-se também os locais de ruptura da casca de concreto projetado, assinalados na cor vermelha.

Na Tabela 2 são dadas as espessuras das zonas de plastificação para os três modelos nos estágios de carga 2 e 3, que correspondem respectivamente a 75% e 100% da aplicação das tensões. Observa-se que a zona de plastificação situa-se em torno de 5 m para os dois modelos sem concreto projetado no estágio 3. Para o modelo com concreto projetado no estágio 3 a zona de plastificação fica limitada a 3,76 m. Nos três modelos há uma expansão em torno de 1,5 m na zona plastificada ao passar do estágio 2 para o estágio 3.

Tabela 2 - Espessuras das zonas plásticas e convergências previstas com os modelos numéricos.

Modelo	Espessura zona plástica (m)		Convergência das laterais (m)	
	Estágio 1	Estágio 2	Estágio 1	Estágio 2
1. Sem suporte	3,60	5,07	0,25	0,41
2. Cabos	3,44	5,05	0,25	0,41
3. Cabos e concreto	3,02	3,76	0,22	0,41

Também na Tabela 2 são dadas as convergências nos pontos médios das paredes laterais das rampas, para os dois estágios dos três modelos. No estágio 2 as convergências são da ordem de 0,25 a 0,22 m e no estágio 3 passam a 0,41 m.



(a) estágio de carga 2

(b) estágio de carga 3

Figura 2 - Fatores de segurança nos modelos numéricos.

Conforme anteriormente citado, as previsões de convergência por métodos empíricos situam-se entre 0,13 e 0,22 m (Tabela 1). O maior valor das convergências obtidas no método numérico é devido à incorporação de deslocamentos elásticos que ocorrem imediatamente após a abertura da rampa, os quais não podem ser mensurados na prática. Por meio de modelo numérico tri-dimensional é possível remover a componente elástica. Considerando essa ressalva, observa-se que as convergências do segundo estágio de carga (0,22 a 0,25 m) estão dentro da magnitude prevista pelo método empírico. A calibração do modelo via comparação com as convergências que estão sendo medidas é objeto de uma pesquisa em andamento.

Por meio dos modelos numéricos constata-se que os cabos devem preferencialmente estar ancorados a mais de 5 m, fora da zona de plastificação do maciço, sendo indicado o comprimento de 6 a 7 m. Segundo Yumlu e Bawden (2004) cabos com 6 m de comprimento são usados em uma mina na Turquia desenvolvida em rochas brandas.

## ASPECTOS CONSTRUTIVOS

A malha de cabos adotada compreende 5 cabos no teto e 3 cabos nas laterais e no piso totaliza 14 cabos por seção, resultando com isso um espaçamento no teto igual a 0,9 m e um espaçamento de 1,5 m nas laterais e no piso. As seções de cabos são colocadas em intervalos de 1 m.

O modo de avanço na zona de falha alterna entre o uso de explosivos e a desagregação a frio, dependendo da seqüência de rochas preservadas e de rochas decompostas. Quando são interceptados pacotes de rocha muito alterada o avanço é reduzido de 4 para 2 m e são usadas cavilhas (ou tirantes) frontais no

padrão enfilagem, para evitar o escoamento da rocha na parte não suportada do teto, no modo de ruptura denominado *running ground*. Nessa situação a água utilizada para a perfuração é reduzida para evitar a desagregação do maciço. Uma camada inicial de concreto projetado é aplicada de imediato no teto e nas laterais, e até mesmo na face frontal de avanço, naqueles maciços excepcionalmente frágeis. No teto são colocadas 5 cavilhas com 3 m de comprimento, do tipo vergalhão de aço CA 50 com  $\frac{3}{4}$  de polegada de diâmetro, ancoradas com pasta de cimento e água.

Vencido o desafio de avançar sem que ocorra o escoamento da rocha, inicia-se o processo de estabilização permanente. É aplicada uma camada de concreto projetado, contendo fibras de aço, com espessura entre 8 e 10 cm.

Em seguida são colocados os cabos de aço, tipo cordoalha de sete fios e diâmetro de 15 mm, em furos com 51 mm de diâmetro, perfurados com pouca água no caso de rochas muito alteradas. Depois os cabos são ancorados nas paredes das rampas utilizando placas de aço quadradas 15 cm por 15 cm, com 7 mm de espessura, fixadas por meio de cunhas cônicas (Hutchinson e Diederichs, 1996). São fixadas telas de aço entre as placas e a primeira camada de concreto projetado, contribuindo para uma distribuição uniforme sobre as paredes das escavações das cargas suportadas pelos cabos. Como medida subsidiária para aumentar a segurança, no evento de ocorrerem grandes deformações, pedaços de cordoalha foram fixados às placas, para posterior incorporação ao concreto projetado.

Para finalizar o processo de estabilização do teto e das laterais, é aplicada uma última camada de concreto projetado com fibras, com espessura de 10 a 8 cm, completando uma casca com espessura variando de 16 a 20 cm de concreto projetado. O reforço aplicado aos pisos consiste em uma laje com 25 cm de espessura de concreto moldado, armado com uma grelha de aço centralmente posicionada, composta por ferros CA-50 de  $\frac{1}{2}$  pol. espaçados a cada 25 cm. Por meio de placas de aço, a grelha é presa aos cabos já previamente ancorados ao maciço rochoso do piso.

A seqüência seguida para estabilizar as rampas na zona de falha permite que o maciço rochoso alivie as tensões de natureza elástica antes da colocação dos elementos definitivos de suporte. Bem próximo à frente de avanço são colocadas as cavilhas frontais, a camada de concreto inicial e as cavilhas. Esses elementos são destinados a garantir a segurança temporária enquanto são colocados os elementos definitivos. Em seguida os tetos e as laterais são reforçados com cabos e concreto projetado. A casca de concreto, aberta até então no segmento do piso, permite ainda algumas deformações remanescentes. O fechamento da casca com a concretagem do piso confere rigidez ao sistema, em uma fase em que as deformações de maior magnitude já ocorreram.

A construção do trecho de 31 m da rampa 400-3 reforçado com cabos e concreto projetado teve início em setembro de 2006 e foi concluída em março de 2007, quando da concretagem da laje do piso. As convergências estão sendo medidas, desde a concretagem do piso, com valores abaixo de 6 cm até o presente. Não foi detectada ainda a formação de trincas expressivas no concreto projetado.

## **COMPARAÇÃO ENTRE CABOS / CONCRETO PROJETADO E CAMBOTAS**

Enquanto as cambotas atuam de forma passiva, permitindo a relaxação do maciço, os cabos atuam reforçando a rocha adjacente à escavação. Assim os cabos confinam o maciço rochoso e possibilitam a mobilização da resistência de atrito inerente à natureza das rochas. Do ponto de vista estrutural as cambotas são submetidas a esforços de compressão e flexão, e com isso se tornam sujeitas a flambagem, o que acarreta uma redução drástica na resistência. Para evitar a flambagem podem ser utilizados os arcos com elementos limitadores de carga máxima (Hoek, 2007). Por outro lado, os cabos são submetidos principalmente à tração, o que maximiza o potencial de reforço desse tipo de elemento estrutural.

Entretanto, os cabos não podem ser utilizados em maciços muito alterados, nos quais se torna impossível manter a estabilidade dos furos e conseguir ancoragem efetiva. Também a presença excessiva de água pode impedir o uso de cabos.

Do ponto de vista de custos, para o caso da rampa do Nível 400 foi constatado que a combinação cabos e concreto projetado resultou em uma economia de cerca de 35% em relação aos custos previstos para cambotas. A principal vantagem dos cabos está relacionada ao tempo de instalação dos elementos de suporte, que é reduzida pela metade em relação às cambotas.

Um ponto que merece destaque é a necessidade de promover o suporte do piso nos maciços de qualidade muito inferior, tanto no suporte com cambotas, quanto no reforço com cabos. Normalmente a instabilidade no piso leva ao fechamento das laterais e à redução de seção nas rampas, principalmente na fase final de lavra do nível, quando as concentrações de tensões aumentam. Em caso de necessidade de reforço adicional, na fase final de lavra do nível, o sistema cabos / concreto projetado permite que seja feita a

colocação de cabos suplementares e re-aplicação de concreto projetado, como vantagem adicional em comparação com o método de suporte com cambotas.

## CONCLUSÕES

No nível 400 da Mina Ipueira 3 o maciço rochoso na zona de falha é constituído por uma seqüência de rochas cisalhadas e gabra parcialmente alterado. O *RQD* do maciço determinado através dos testemunhos de um furo sub-horizontal foi de 24%. A aplicação do sistema de classificação geomecânica de Barton *et al.* (1974) resultou em *Q* igual a 0,1, correspondente a maciço muito fraco a extremamente fraco. A aplicação do sistema de Barton (2002) para dimensionamento de suporte indicou o uso de concreto projetado com fibras na espessura 9 a 12 cm e cavilhas com 2,40 m de comprimento espaçadas de 1,3 m, se for considerado o efeito do concreto projetado, ou menos de 1 m, se for desprezado o feito do concreto projetado.

A utilização do método empírico de Goel *et al.* (1995) indicou que o maciço se encontra em estado plastificado de grau médio (*moderate squeezing*), com previsão de pressões de longo prazo sobre o suporte próximas de 27 t/m<sup>2</sup>. O estado plastificado do maciço é caracterizado como indicativo de grandes deformações, e de pressões elevadas que se manifestam ao longo do tempo (Barla, 2001). As convergências previstas pelo método de Goel *et al.* (1995) foram entre 0,13 e 0,25 m.

Foi utilizado o programa de elementos finitos Phase2 para estudo de três modelos bi-dimensionais em regime elasto-plástico: 1) rampa sem suporte; 2) rampa reforçada com cabos com 6 m de comprimento; e 3) rampa reforçada com cabos juntamente com concreto projetado com 15 cm de espessura, em casca fechada. A espessura da zona de plastificação no maciço prevista pelos modelos sem suporte e reforçado com cabos foi em torno de 5 m, enquanto que no modelo com cabos e concreto projetado foi de 3,7 m. Por meio dos modelos numéricos constata-se que os cabos devem preferencialmente estar ancorados a mais de 5 metros, fora da zona de plastificação do maciço, sendo indicado o comprimento de 6 a 7 m. Segundo Yumlu e Bawden (2004) cabos com 6 m de comprimento são usados em uma mina na Turquia desenvolvida em rochas brandas. Verificou-se que os comprimentos previstos para tirantes pelo método de Barton (2002) não são suficientes em caso de plastificação do maciço rochoso, os quais exigem suporte pesado. Com o aplicação de método numérico foi constatado também que a espessura da casca de concreto projetado deverá ser superior a 15 cm, portanto maior que o previsto com o uso do diagrama do sistema Q (Barton, 2002), que foi entre 9 e 12 cm.

As convergências totais previstas pelos modelos numéricos com aplicação de 100% do carregamento foram de 0,41 m, mais os menos duas vezes o valor máximo previsto pelo método empírico de Goel *et al.* (1995). Essa discrepância foi interpretada como decorrente das deformações elásticas instantâneas embutidas nos modelos numéricos. É necessária a aplicação de modelos tridimensionais para simular efeito do avanço da escavação e remover as convergências elásticas instantâneas, e assim possibilitar uma comparação mais realista entre os métodos empíricos e numéricos. A modelagem tridimensional, juntamente com a calibração do modelo via comparação com as convergências que estão sendo medidas são objeto de uma pesquisa em andamento.

Uma aplicação pioneira de suporte com cabos e concreto projetado foi realizada em um trecho com 31 m na zona de falha cruzada pela rampa do nível 400 de Ipueira 3. Um trecho inicial com 11 m de comprimento foi suportado com cambotas de aço.

Nas zonas de maciço mais pobre foi feita a estabilização temporária com concreto projetado, cavilhas frontais e cavilhas no teto. A etapa de suporte permanente envolveu a aplicação de uma comanda de concreto projetado com fibra com 8 a 10 cm de espessura. Em seguida foram instalados os cabos com 6 m de comprimento, num total de 14 por seção, sendo 5 no teto, 3 nas laterais e 3 no piso. O espaçamento entre as seções foi de um metro. As pontas dos cabos foram terminadas com placas e cunhas cônicas de aço, sob as quais foi colocado um pedaço quadrado de tela de aço com 1 m de lado. Após a colocação dos cabos e das placas de aço foi aplicada uma camada de concreto projetado com fibras de aço, com espessura entre 8 e 10 cm, completando uma casca com espessura entre 16 e 20 cm. O reforço aplicado aos pisos consiste em uma laje com 25 cm de espessura de concreto moldado, armado com uma grelha de aço centralmente posicionada em relação à espessura da laje, composta por ferros CA-50 de ½ pol. espaçados a cada 25 cm.

A seqüência seguida para estabilizar as rampas na zona de falha permite que as tensões de natureza elástica no maciço rochoso sejam aliviadas antes da colocação dos elementos definitivos de suporte. Bem próximo à frente de avanço são colocadas as cavilhas frontais, a camada de concreto inicial e as cavilhas no teto. Esses elementos são destinados a garantir a segurança temporária enquanto são colocados os elementos definitivos. Em seguida os tetos e laterais são reforçados com cabos e concreto projetado. A casca de concreto temporariamente aberta no piso permite ainda algumas deformações remanescentes. O fechamento

da casca com a concretagem do piso confere elevada rigidez ao sistema, em uma fase em que as deformações de maior magnitude já ocorreram.

Do ponto de vista de custos, para o caso da rampa do Nível 400 foi constatado que a combinação cabos e concreto projetado resultou em uma economia de cerca de 35% em relação aos custos esperados para cambotas. A principal vantagem dos cabos está relacionada ao tempo de instalação dos elementos de suporte, que é reduzida pela metade em relação às cambotas. Essa redução do tempo de construção é decorrente também da melhor integração das operações de colocação de cabos dentro das operações rotineiramente executadas na Mina Ipueira, em comparação com as operações de colocação e soldagem de perfis metálicos.

A construção do trecho de 31 m da rampa 400-3 reforçado com cabos e concreto projetado teve início em setembro de 2006 e foi concluída em março de 2007, quando da concretagem da laje do piso. As convergências estão sendo medidas em, desde a concretagem do piso, com valores abaixo de 6 cm até o presente. Não foi detectada ainda a formação de trincas expressivas no concreto projetado.

Até o presente, o sistema cabos e concreto projetado se apresenta como uma alternativa vantajosa para substituir as cambotas de aço na transposição da zona de falha. O acompanhamento do comportamento do trecho estabilizado na zona de falha da rampa do Nível 400 permitirá a verificação da viabilidade desse método a longo prazo, e principalmente durante o acúmulo de tensões que ocorrerá na fase de fechamento do nível.

## REFERÊNCIAS

- Barla, G. (1995). Tunnelling Under Squeezing Rock Conditions, In: Kolimbas (Ed.) Euro summer-School in Tunnel Mechanics, Innsbruck, Logos Verlag, Berlin, pp. 169-268. Disponível em: [http://ulisse.polito.it/matdid/ling\\_civ\\_D3342\\_TO\\_0/Innsbruck2001.PDF](http://ulisse.polito.it/matdid/ling_civ_D3342_TO_0/Innsbruck2001.PDF), acessado em 03/06/2008.
- Barton, N., Lien, R., Lunde, J. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support, *Rock Mechanics* 6(4), pp. 183-236.
- Barton, N. (2002). Some New Q-value Correlations to Assist in Site Characterization and Tunnel Design. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39, pp. 185-216.
- Brown, E.T. (Ed.) (1981). *Rock Characterization, Testing and Monitoring*, Pergamon Press, Oxford, 211 p.
- Franklin, A.F. e Dussealt, M.B. (1989). *Rock Engineering*, McGraw-Hill, New York, 600 p.
- Goel, R.K., Jethwa, J.L. e Paihankar, A.G. (1995). Indian Experience with Q and RMR Systems, *Tunnelling Underground Space Technol.* 10(1), 97-109.
- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. Disponível em site: <http://www.rocsience.com/hoek/PracticalRockEngineering.asp>, acessado em 03/06/2008.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F. (1997), *Support of Underground Excavations in Hard Rock*, Balkema, Rotterdam, 215 p.
- Hutchinson, D.J. e Diederichs, M.S. (1996). *Cablebolting in Underground Mines*. BiTech Publishers Ltd., Richmond, 406p.
- Lima, A.A., Oliveira, W.L., Alcântara, W.W.M, Alves, C.S. e Sarmento, H.J.L (2006). Estabilização de Trecho Rompido de Chaminé de Ventilação via Preenchimento com Pasta e Revestimento com Concreto Projetado Armado, In: III Congresso Brasileiro de Mina a Céu Aberto e IV Congresso Brasileiro de Mina Subterrânea, Belo Horizonte, 16 p.
- Li, C. e Stillborg, B. (1999). Analytical models for rock bolts, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 36, 1013-1029.

Marinho, M.M., Rocha, G.M.F., Silva, O.A. e Brasileiro-Filho, R. (1986). Projeto Vale do Jacurici, Relatório Final, Superintendência de Geologia e Recursos Minerais, Secretaria das Minas e Energia do Estado da Bahia, 119 p.

Rocscience Inc. (2005). Phase2 Model Program Reference Manual, Version 6.004, Toronto, Help topics.

Rocscience Inc. (2007). RocLab Rock Mass Strength Analysis Using the Hoek-Brown Failure Criterion, Version 1.031, User's Guide, Toronto, 25 p. <http://www.rocscience.com>

Sampaio, A.R. (2007). Métodos de Reforço para Galerias em Rochas Brandas, Mina Ipueira III, Andorinha, Bahia, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Minas, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, Paraíba, 107 p.

Singh, R.K., Goel, R.K., Jethwa, J.L. e Dube, A.K. (1997). Support Pressure Assessment in Arched Underground Openings Through Poor Rock Masses. *Engineering Geology*, **48**, 59-81.

Yumlu, M e Bawden, W. F. (2004). Integrated Ground Support Design in Very Weak Ground at the Cayeli Mine, In: *Proceedings of Ground Support in Mining and Underground Construction*, Perth Australia, 14 p.