

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE MINERAÇÃO E GEOLOGIA**  
**CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE MINAS**

André Rodrigues Sampaio

**MÉTODOS DE REFORÇO PARA GALERIAS EM ROCHAS BRANDAS,  
MINA IPUEIRA III, ANDORINHA, BAHIA.**

Campina Grande

2007



André Rodrigues Sampaio

**MÉTODOS DE REFORÇO PARA GALERIAS EM ROCHAS BRANDAS, MINA  
IPUEIRA III, ANDORINHA, BAHIA.**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Minas da Universidade Federal de Campina Grande, como requisito parcial para obtenção do título de mestre em Engenharia de Minas.

Área de Concentração: Lavra de Minas

Orientador: Prof. Dr. Aarão Andrade Lima

Campina Grande

2007

150.121.1243  
2007



FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCCG

S192m

2007 Sampaio, André Rodrigues

Métodos de reforço para galerias em rochas brandas, Mina Ipueira III, Andorinha, Bahia /André Rodrigues Sampaio. — Campina Grande: 2007. 107f. : il

Dissertação (Mestrado em Engenharia de Minas) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais.

Referências.

Orientador: Dr. Aarão de Andrade Lima.

1. Mecânica de Rochas. 2. Lavra Subterrânea. 3. Rochas Brandas. 4. Galerias de Minas. 5. Suporte de Escavações. I. Título.

CDU 624.121 (043)

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE  
DEPARTAMENTO DE MINERAÇÃO E GEOLOGIA  
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE MINAS

Métodos de Reforço para Galerias em Rochas Brandas, Mina Ipueira III, Andorinhas, Bahia.

André Rodrigues Sampaio

Dissertação defendida e aprovada em 01 de outubro de 2007, pela Banca Examinadora composta dos (as) seguintes professores (as):



Aarão de Andrade Lima, PhD

Orientador

---

Arlindo José Bazante, Dr

Examinador UFCG

---

João Lucena Ramos Neto, MSc

Examinador UFCG

## **DEDICATÓRIA**

A minha querida e amada mãe, Maria Rodrigues Sampaio, cujo apoio e incentivo, persistentes, conduziram-me a conclusão desta pesquisa.

## AGRADECIMENTOS

A CAPES por proporcionar os meios necessários a realização Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Minas.

Ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, na pessoa do professor Elbert Valdeviezo, por proporcionar todo um suporte acadêmico em cima do qual firmei as bases do conhecimento científico.

Ao orientador e amigo professor Aarão de Andrade Lima por toda a ajuda e compressão com o qual me guiou no desenvolvimento desta pesquisa.

A Maria do Carmelo M. Coutinho por o seu incentivo e ajuda com os quais fui presenteado durante o seu período como secretária do Curso de Pós-graduação em Engenharia de Minas.

Ao caro amigo Carlos Alves de Sá por todo o seu apoio e ajuda sem os quais não seria possível a conclusão desse trabalho.

A Cia de Ferro Ligas da Bahia – FERBASA, na pessoa do senhor Wanderley Lins de Oliveira, por gentilmente disponibilizar os dados necessários à elaboração dessa pesquisa.

## RESUMO

Esta pesquisa tem como objetivo o estudo de sistemas de reforço para estabilização da galeria de acesso do nível 400 (rampa de acesso) da mina de Ipueira III, localizada no município de Andorinha, Bahia, a qual pertence à Cia. de Ferro Ligas da Bahia — FERBASA. A galeria intercepta uma zona de cisalhamento formada por rocha branda, caracterizada por apresentar intenso tectonismo, variado grau de metamorfismo e alteração; baixos valores de resistência de ruptura e resistência residual, e também por um comportamento de transição de deformação frágil para dúctil. Nesse material rochoso observou-se o desenvolvimento do fenômeno de plastificação (JOHSTON, 1993), previsto pelas correlações empíricas de Singh *et al.* (1992) e Goel *et al.* (1995). O maciço da zona de cisalhamento é constituído de mármore e serpentina-mármore totalmente fraturado; gabro totalmente fraturado, alterado e cisalhado; serpentinito muito fraturado. Devido à baixa qualidade do material rochoso ( $Q$  entre 0,08 e 0,1), apenas foi possível a extração de dois corpos de provas de amostra de blocos coletados do nível 380. Não foi possível a realização de ensaios triaxiais com os mesmos devido a diferença de diâmetros entre os corpos de prova e a célula de Hoek disponível. Testes de carga pontual foram realizados na tentativa de estimar a resistência compressiva uniaxial da rocha. Os resultados obtidos (18 a 36 MPa) foram considerados acima do esperado porque as amostras apresentaram uma excessiva deformação nos pontos de contato com os pinos, antes de atingirem a ruptura, e também por serem esperados valores na ordem de 5 MPa a 10 MPa com base no  $Q$  calculado para o maciço rochoso. A carga vertical a ser imposta em cada poste de cambotas de aço foi estimada por meio das equações empíricas de Terzaghi (1946), Barton *et al.* (1977), Singh *et al.* (1992), Goel *et al.* (1995), e Bhasin e Grimstad (1996), apresentando uma variação entre 25 a 35 t. Os resultados das medidas de convergência da escavação demonstram que há uma tendência de aumento das deformações na região de transição entre a zona de cisalhamento e a rocha sã. O *Geological Strength Index* — *GSI* e a resistência compressiva uniaxial (7 MPa), calculada a partir do  $Q$  do maciço, foram utilizados como dados de entrada no programa RocLab para calcular os valores dos parâmetros  $m_b$ ,  $s$  e  $a$ . Três análises de estabilidade foram realizadas no programa de elementos finitos Phases2D: reforço de concreto projetado sem travejamento do piso; reforço de concreto projetado com concreto armado no piso; reforço de concreto e cabo de aço com concreto armado do piso. Foi concluído que o conjunto cabo e concreto projetado é o mais eficiente para conter a expansão da zona de plastificação em torno da escavação.

**Palavras-chaves:** mecânica de rochas, lavra subterrânea, rochas brandas, galerias de minas, suporte de escavações.



## ABSTRACT

This research has the objective of studying reinforcing systems to stabilize Level 400 access gallery (ramp) of Ipueira III Mine, which is located in Andorinha County, Bahia State, and is owned by Cia. de Ferro Ligas da Bahia — FERBASA. The gallery intercepts a shear zone formed by weak rocks, characterized by intense tectonic process, together with varied degrees of metamorphism and alteration. The rock mass shows low compressive strength, and low residual strength, with a transitional brittle to ductile behavior. A squeezing rock condition (plastic flow) has been observed in that rock mass (JOHSTON, 1993), as predicted using the empirical correlations proposed by Singh *et al.* (1992) and Goel *et al.* (1995). The rock mass in that shear zone is composed by marble and serpentine-marble completely fractured; gabbro fractured and altered; and also by serpentine very fractured. Because of the low rock mass quality ( $Q$  values between 0,01 and 0,1), it was possible to extract only two specimens for compressive testing from rock blocks collected at Level 380. It was not possible to make triaxial tests on the samples because of mismatch between the diameters of the samples and the diameters of the Hoek cell available. Point load tests were made, trying to estimate the uniaxial compressive strength of the rock. The results of point load tests (18 to 36 MPa) were considered higher than expected because the samples showed excessive deformation at points of contact with the pins prior to reaching failure. The expected values of compressive strength are in the range 5 to 10 MPa, based on the type of rock and the calculated  $Q$  values. The vertical load to act upon each post of steel sets was estimated based on empirical equations of Terzaghi (1946), Barton *et al.* (1977), Singh *et al.* (1992), Goel *et al.* (1995), and Bhasin e Grimstad (1996), giving values between 25 and 35t. Convergence measurements in the gallery indicated that there is an increase in deformation in the transition between the shear zone and the sound rock. *Geological Strength Index* —  $GSI$  and the mean uniaxial compressive strength (7 MPa), calculated based on  $Q$  values, were used as input data for RocLab software to calculate the values of  $m_b$ ,  $s$  e  $a$ . Three stability analyses were run using Phase2D finite elements program, comprising: shotcrete without invert support; shotcrete and invert support with reinforced concrete; and shotcrete plus invert support and cable-bolting. It has been concluded that the system shotcrete together with cable—bolting is the most efficient means to limit the plastic flow around the opening.

Keywords: rock mechanics, underground mining, weak rocks, mining galleries, excavations support.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1	Classificação ISRM 1981 (JOHSTON, 1993)	18
Figura 2	Sistema GSI de classificação	19
Figura 3	Modelo estrutural de zona de cisalhamento (Laws et al., 2003)	21
Figura 4	Correlação de Singh <i>et al</i> (1992)	25
Figura 5	Classes de <i>squeezing</i> (Singh <i>et al</i> , 1995)	26
Figura 6	Atualização de ábaco de sistema Q para seleção de suporte e escoramento permanente de túneis e cavernas em rocha	51
Figura 7	Modelo representativo da zona de falha	61
Figura 8	Perfil longitudinal da galeria de sondagem	61
Figura 9	Forças distribuídas sobre o perfil da cambota	74
Figura 10	Modelo de medidas de convergência	81
Figura 11	Leituras seção E1	82
Figura 12	Leituras seção E2	83
Figura 13	Leituras seção E3	84
Figura 14	Leituras seção E4	85
Figura 15	Leitura seção E5	86
Figura 16	Leituras seção E6	87
Figura 17	Envoltórias de Hoek – Brown e Mohr - Coulomb	93
Figura 18	Dados de entrada e saída do programa RocLab	93
Figura 19	Modelo 1	95
Figura 20	Comportamento plástico no modelo 1	96
Figura 21	Deformações no modelo 1	96
Figura 22	Modelo 2	97
Figura 23	Comportamento plástico no modelo 2	97

Figura 24	Deformações no modelo 2	98
Figura 25	Momento máximo e mínimo no modelo 2	98
Figura 26	Modelo 3	99
Figura 27	Comportamento plástico no modelo 3	99
Figura 28	Deformações no modelo 3	100
Figura 29	Momento máximo e mínimo no modelo 3	100
Figura 30	Máxima e mínima tração no cabo	101

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1	Previsão das condições do maciço usando o número do maciço rochoso N (após Goel et al., 1995)	26
Tabela 2	Túneis selecionados para estudos de campo	27
Tabela 3	Recomendações de Singh et al (1995a) sobre escoramento para túneis na rocha e cavernas	30
Tabela 4	Principais classificações de maciço rochoso atualmente em uso	33
Tabela 5	Classificação de Tezaghi atualmente em uso	34
Tabela 6	Classificação de Deere	36
Tabela 7	Rock Mass Rating System (After Bieniawki, 1989)	39
Tabela 8	Diretrizes para escavação e escoramento de vão de 10m de acordo com sistema RMR (Após Bieniawski, 1989)	41
Tabela A1	Parâmetros de avaliação do Sistema Q	45
Tabela A2	Número de Famílias de Juntas	46
Tabela A3	Índice de Rugosidade das Juntas	46
Tabela A4	Índice de Alteração e Preenchimento de Juntas	47
Tabela A5	Fator de Redução Devido Presença de Água.	48
Tabela A6	Fator de Redução Devido Tensões no Maciço	49
Tabela 9	Parâmetros da água	56
Tabela 10	Vantagens e desvantagens do concreto via seca	58
Tabela 11	Perfil do furo IR 400-684-(+12°)	62
Tabela 12	Teste de carga pontual caving 380	66
Tabela 13	Teste de carga pontual caving 400	67
Tabela 14	Número do maciço rochoso N	70
Tabela 15	Correlação de Goel <i>et al</i>	70

Tabela 16	Tabela 16 – Classes de intensidade de plastificação segundo Goel <i>et al.</i>	70
Tabela 17	Parâmetros geomecânicos	71
Tabela 18	Sistemas Q	72
Tabela 19	Resistência do perfil metálico	74
Tabela 20	Cargas nas cambotas	75
Tabela 21	Cargas nas cambotas	76
Tabela 22	Cargas nas cambotas	77
Tabela 23	Pressões no escoramento	80
Tabela 24	Medidas de convergência das seções E1, E2, E3, E4, E5 e E6	88

## LISTA DE SÍMBOLOS

$c$	Coesão
$\theta$	Ângulo de fricção
$\gamma$	Peso específico
$\sigma_n$	Tensão normal
$\sigma_{1n}$	Tensão principal mínima
$\sigma_{3n}$	Tensão principal máxima
$m$	Constate que depende do tipo de material
$H$	Profundidade do túnel
$B$	Largura do túnel
$N$	Número de maciço rochoso
$J_n$	n.º. de conjunto de juntas
$J_r$	n.º. de rugosidade da junta
$J_a$	n.º. de alteração da junta
$J_w$	n.º. de redução de água na junta
$u_{a0}$	Convergência inicial
$k$	Rigidez do sistema de escoramento
$P$	Pressão de escoramento
$J_v$	Representa o número total de juntas por metro cúbico
SRF	Fator de redução de tensão
ESR	Razão de escoramento da escavação
$I_r$	Índice de reflexão
$m_r$	Massa do material refletido
$m_t$	Massa total do material
$W$	Largura média de uma amostra irregular utilizada em teste de carga pontual

D	Distancia entre os pontos de contato dos pinos de pressão
L	Leitura da pressão máxima em Pascal
$A_e$	Área efetiva do pistão em $\text{mm}^2$
$D_e$	Diâmetro equivalente do testemunho em mm
P	Carga de ruptura em MN
$I_s$	Índice de resistência de carga pontual em Mpa
F	Fator de correção de tamanho
$I_{s(50)}$	Índice de resistência de carga pontual corrigido
$C_0$	Resistência compressiva uniaxial
$Q'$	Q de Barton no qual a razão $J_w/SRF$ é igual a 1
$P_v$	Pressão vertical exercida sobre a estrutura da cambota
$P_h$	Pressão horizontal exercida sobre a estrutura da cambota
$P_{45}$	Pressão exercida em ângulo de $45^\circ$ sobre a estrutura da cambota
$H_p$	Altura da zona de rocha que se encontra solta acima da cambota
$F_s$	Fator de segurança
$E_1$	Seção de monitoramento 1
$E_2$	Seção de monitoramento 2
$E_3$	Seção de monitoramento 3
$E_4$	Seção de monitoramento 4
$E_5$	Seção de monitoramento 5
$E_6$	Seção de monitoramento 6
$m_i$	Constante de material intacto
$E_i$	Módulo de elasticidade
D	Fator de perturbação do maciço rochoso



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>16</b>
1.1	<b>JUSTIFICATIVA</b>	17
1.2	<b>OBJETIVO GERAL</b>	17
1.3	<b>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</b>	17
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRAFICA</b>	<b>18</b>
2.1	<b>ROCHA BRANDA</b>	18
2.2	<b>MÉTODOS EMPÍRICOS</b>	31
2.2.1	Carga devido à rocha ( <i>Rock load</i> )	33
2.2.2	Índice de Qualidade da Rocha ( <i>Rock Quality Designation — RQD</i> )	36
2.2.3	Classificação geomecânica ( <i>Rock Mass Rating — RMR</i> )	37
2.2.4	<i>Rock Tunneling Quality Index — Q</i>	42
2.3	<b>MÉTODOS NUMÉRICOS</b>	52
2.4	<b>SISTEMAS DE REFORÇO</b>	53
2.4.1	Cabos	53
2.4.2	Concreto projetado	55
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>60</b>
3.1	<b>LEVANTAMENTO DA GEOLOGIA DA ZONA DE FALHA</b>	60
3.2	<b>COLETA DE AMOSTRAS</b>	63
3.3	<b>CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO NA ZONA DE FALHA</b>	68
3.4	<b>CALCULO DA PRESSÃO DE ESCORAMENTO</b>	73
3.5	<b>MEDIDAS DE CONVERGÊNCIA</b>	81
3.6	<b>MODELO GEOMECANICO DA ESCAVAÇÃO</b>	92
<b>4</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>102</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>105</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Esta pesquisa tem como objetivo o estudo de sistemas de reforço a serem instalados na galeria de acesso do nível 400 da mina de Ipueira III, pertencente à empresa Cia de Ferro Ligas da Bahia — Ferbasa, localizada no município de Andorinha.

A galeria cruza uma extensa zona de cisalhamento constituída de material geotécnico denominado de rocha branda, caracterizado por apresentar um comportamento de transição entre solo duro e rocha mole e que também está associado ao desenvolvimento do fenômeno de plastificação da rocha denominado de *squeezing rock*, responsável pela excessiva deformação e convergência das escavações culminando com o colapso da estrutura.

Os sistemas de classificação adotados foram os de Bieniawski (*Rock Mass Rating*, 1973) e Barton (*Rock Tunneling Quality Index*). Os resultados obtidos demonstraram que o material da zona de falha é de baixa qualidade e muito incompetente. A resistência compressiva uniaxial do material rochoso foi estimada a partir das relações empíricas de Barton, pois a coleta de amostras intactas tornou-se praticamente impossível, devido ao elevado grau de fragmentação do material rochoso.

Os métodos empíricos desenvolvidos por Singh *et al.*(1992) e Goel *et al* (1995) foram utilizados para caracterizar a formação do fenômeno de plastificação em torno da galeria.

Sistemas de reforço leves tais como cavilhamento e concreto projetado mostraram-se ineficazes na contenção do colapso abruptos da frente de avanço, paredes e teto. Como solução para o problema optou-se pelo uso de um sistema de reforço pesado constituído de cambotas de aço e concreto projetado.

O modelo geomecânico da escavação e a análise dos campos de tensões induzidos pelos diferentes tipos de sistemas de escoramento selecionados para estudos foram gerados com auxílio do programa de elementos finitos PHASES2.

O monitoramento de estações ao longo da estrutura da cambota tem demonstrado que a deformação da escavação na forma de convergência das paredes aumenta à medida que a lavra do realçe se aproxima do encerramento.

## **1.1 JUSTIFICATIVA**

Tendo em vista a necessidade de obter acesso até o corpo de minério, a partir da rampa principal, todas as galerias devem transpor uma zona de cisalhamento, cuja espessura varia de 4 a 20 m constituída de rocha branda.

O sistema tradicional de reforço composto de cavilhamento e concreto projetado não foi capaz de suportar a elevada pressão de escoramento resultando em grandes deformação e colapso das estruturas subterrâneas.

Como medida para solucionar o problema optou-se pelo uso de sistema de reforço pesado formado de cambota por aço e concreto projetado. Embora, a solução adotada tenha sido eficaz na contenção da excessiva deformação da escavação, demandava um elevado prazo de instalação de até seis meses. Como alternativa de reforço mais eficiente prepôs-se o uso de sistemas de cabo e concreto projetado.

## **1.2 OBJETIVO GERAL**

Selecionar um sistema de reforço capaz de suportar de forma eficaz as tensões e deformações induzidas pela abertura de galeria de acesso através de zona de cisalhamento na Mina de Ipueira III.

## **1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- analisar o comportamento de sistemas de reforço submetido ao campo de tensões gerado pela abertura da escavação em rocha branda;
- selecionar um sistema de reforço mais adequado as condições impostas pelo modelo.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 ROCHA BRANDA

O termo rocha branda (*soft rock*) ou rocha fraca (*weak rock*) é utilizado para referir-se a uma ampla categoria de materiais geotécnicos, cujas principais características parecem ser: intenso tectonismo, variado grau de metamorfismo e alteração, baixos valores de resistência de ruptura e residual, apresentarem um comportamento de transição de deformação frágil para dúctil e, na maioria dos casos, estarem associados ao fenômeno de plastificação (*squeezing rock*). Normalmente são encontrados como material existente em zonas de falha ou de cisalhamento oriundo do processo de tectonismo.

A *International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering* estabeleceu, em 1985, que a definição *rocha branda* seja atribuída ao “grupo de materiais geotécnicos para o qual a resistência compressiva uniaxial esta compreendida no intervalo de 0,5 – 25 MPa” (JOHSTON, 1993).

Esse critério engloba grupos de materiais geotécnicos que variam desde argilas macias a rochas fracas, como pode ser observado no esquema de classificação de materiais geotécnicos, intactos, publicado pela *International Society for Rock Mechanics* (ISRM, 1981) (Figura 1). Os limites inferior e superior de resistência compressiva uniaxial correspondem, respectivamente, ao menor valor encontrado na literatura para as argilas e ao valor do mais comum material de construção de engenharia, o concreto.

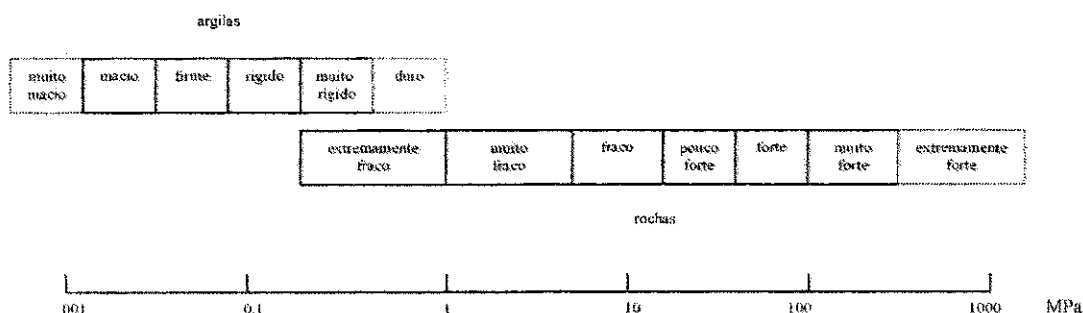


Figura 1 – Classificação ISRM 1981 (JOHSTON, 1993)

Como parece não existir um sistema próprio ou adequado para caracterizar este tipo de material geotécnico, em muitos trabalhos de pesquisa é utilizado o sistema GSI (Hock, 1990), para se estabelecer algum critério racional de classificação (Figura 2).

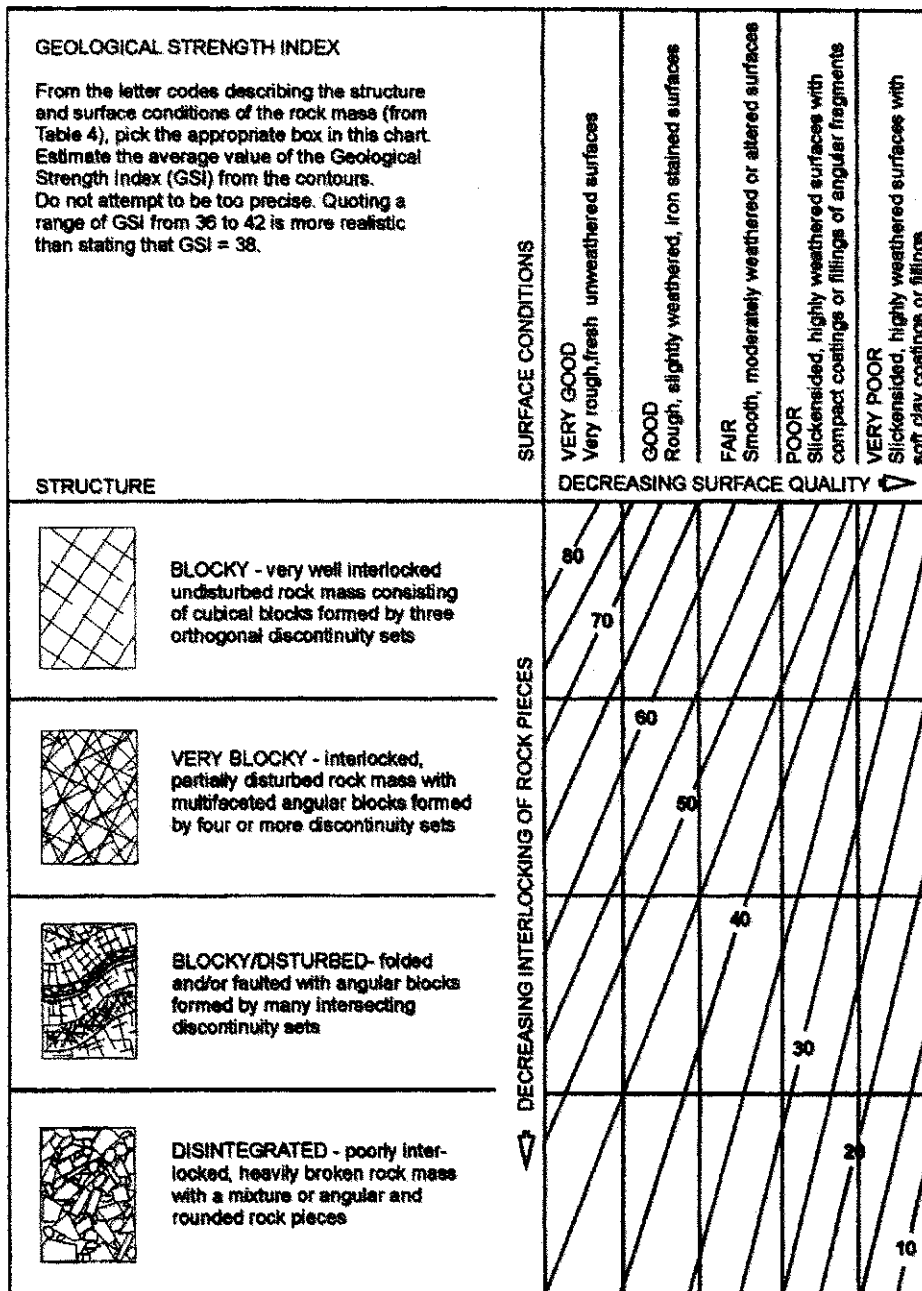


Figura 2 – Sistema GSI de classificação

Zonas de cisalhamento são zonas estreitas de rocha muito distorcida (*strained*) caracterizada pelo gradiente espacial de distorção finita (*finite strain*). A quantidade de distorção (*strain*) é geralmente maior no centro da zona de cisalhamento, diminuindo na direção das paredes adjacentes a zona. Outra característica típica é sua geometria na forma de anastomose (*anastomosis*), estando encerrado e embrulhado por corpos de rochas mais rígidas e menos deformado (i.e. lentes cisalhadas).

Quatro tipos gerais de zonas cisalhadas podem ser definidos, com base no tipo dominante de deformação (<sup>1</sup>RAMSAY; HUBER, 1997; <sup>2</sup>DAVIS; REYNOLDS, 1996 *apud* LAWS *et al.*, 2003):

a) Zonas de cisalhamento dúctil, que mostram estruturas de aspecto metamórfico e registram cisalhamento por fluxo dúctil. Os processos de deformação dentro de zonas de cisalhamento dúctil são principalmente realizados por deformação plástica de cristal (*crystal plasticity*) e assim envolvem uma menor quantidade de fraturamento. Essas rochas são muitas vezes referidas como milonitos (<sup>3</sup>PASSCHIER; TROUW, 1996 *apud* LAWS *et al.*, 2003);

b) Zonas de cisalhamento frágil, geralmente denominadas zonas de falha, contendo fraturas e outras características formadas por mecanismos de deformação frágil. Apresentam deslocamento ao longo de uma rede de fraturas de espaçamento muito fechado. Devido à alta permeabilidade do material fraturado, ocorre uma afluência hidrotermal e falhamento (<sup>4</sup>HULIN, 1929; <sup>5</sup>HIGGINS, 1971; <sup>6</sup>SIBSON, 1977; <sup>7</sup>WISE *et al.*, 1984 *apud* LAWS *et al.*, 2003);

c) Zonas de cisalhamento semi-frágil, que incluem veios em *échelon* ou juntas e *stylonites*, e envolvem mecanismos tais como fluxo cataclástico e solução sob pressão;

<sup>1</sup> RAMSAY, J.G.; HUBER, M. The techniques of modern structural geology. v. II. London: Academic Press. 1987

<sup>2</sup> DAVIS, G. H.; REYNOLDS, S. J. Structural geology of rocks and regions. New York: Wiley & Sons. 1996

<sup>3</sup> PASSCHIER, C. W.; TROUW, R. A. J. Microtectonics. Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo: Springer. 1996

<sup>4</sup> HULIN, C. D. Structural control of ore deposition. Economic Geol. v. 24, p. 15-49, 1929

<sup>5</sup> HIGGINS, M. W. Cataclastic rocks. Professional Paper, U.S. Geological Survey # 687

<sup>6</sup> SIBSON, R. H. Fault rocks and fault mechanisms. J. Geol. Soc. London., v. 133, p. 191-213, 1977

<sup>7</sup> WISE, D. U.; DUNN, D. E.; ENGELDER, J. T.; GEISER, P. A.; HATCHER, R. D.; KISH, S. A.; ODOM, A. L.; SCHAMEL, S. Fault-related rocks: suggestions for terminology. Geology, v. 12, p. 391-394, 1984

d) Zonas de cisalhamento frágil-dúctil, que mostram evidência de ambas as deformações frágil e dúctil (LAWS *et al.*, 2003; Traduzido diretamente da fonte).

Experimentos realizados por <sup>8</sup>Deere (1973); <sup>9</sup>Muller (1978); <sup>10</sup>Keller e Schneider (1982); <sup>11</sup>Schubert (1993); <sup>12</sup>Schubert e Reidmüller (1997, 2000) (*apud* LAWS *et al.*, 2003) demonstraram que escavações de túneis em tais zonas podem resultar na instabilidade da face do túnel, excessiva ultraquebra e/ou grande deformação devido a plastificação.

“Estudos anteriores que examinaram as propriedades geomecânicas de maciços rochosos muito fraturados, especialmente, zonas de falha, têm mostrado que os parâmetros de resistência e deformação dependem muito das diferentes características estruturais (ex. densidade de fratura) dentro da zona (<sup>13</sup>Chester e Logan, 1986; Habimana *et al.*, 2003). Em geral, admite-se que, com o aumento da fragmentação, existe uma redução na resistência da rocha e do módulo de Young e um aumento na deformação plástica” (*apud* LAWS *et al.*, 2003).

A Figura 3 apresenta um exemplo do modelo geológico estrutural da zona de cisalhamento encontrada durante a escavação do túnel Gotthard, localizada no maciço rochoso oriental da Suíça (*Eastern Aar Mssif*).

Essa zona de cisalhamento está dividida em três subzonas: zona fortemente foliada, zona fraturada e zona muito fraturada e sem coesão.

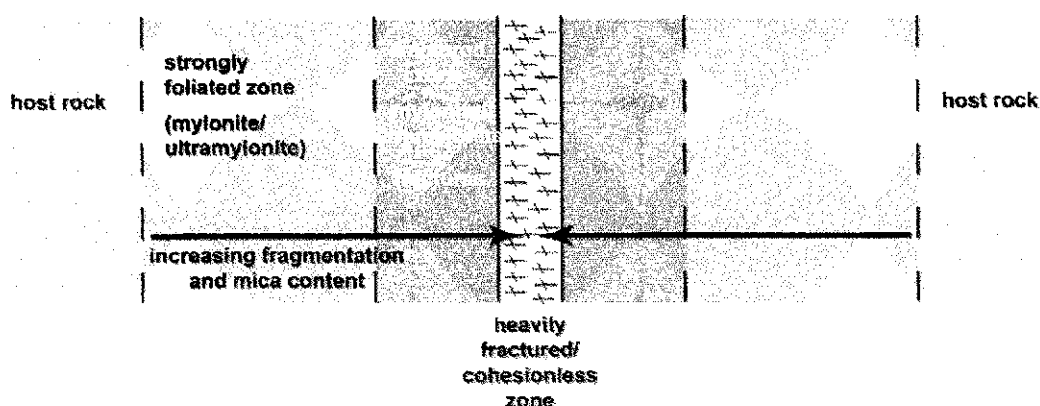


Figura 3 – Modelo estrutural de zona de cisalhamento (Laws et al., 2003)

<sup>8</sup> DEERE, D. U. Foliation shear zones – an adverse engineering geologic feature of metamorphic rocks. J. Boston Soc. Civil Eng. V. 60 (4), p. 163-176, 1973

<sup>9</sup> MÜLLER, L. Der Felsbau, Tunnelbau. 3ª ed. Stuttgart: Enke Verlag, 1978

<sup>10</sup> KELLER, F.; SCHNEIDER, T. R. Der Furka-Basistunnel, Geologie und Geotechnik. Schweiz. Ingenieur Architekt 24, 1982

<sup>11</sup> SCHUBERT, W. Erfahrungen bei der Durchörterung von Störzonen bei Österreichischen Tunneln. Felsbau. v. 11, p. 287-290, 1993

<sup>12</sup> SCHUBERT, W.; REIDMÜLLER, G. Influence of faults on tunnelling. Felsbau, v. 15, p. 483-488, 1997

SCHUBERT, W.; REIDMÜLLER, G. Tunnelling in fault zones – state of de art in investigation and construction. Felsbau, v. 18 (2), p. 7- 15, 2000

<sup>13</sup> CHESTER, F. M.; LOGAN, J. M. Implications for mechanical porperties of brittle faults from observation of the Punchbowl Fault Zone, California. Pure Appl. Geophys. V. 124, p. 79-106, 1986

No campo da geotecnia, a rocha branda pode ser caracterizada e relacionada a solos e rochas, por meio das duas principais propriedades geotécnicas, a compressibilidade e a resistência.

Solos são muito mais compressíveis que rochas, devido ao maior volume de vazios presentes na sua matriz. <sup>14</sup>Skempton (1961), <sup>15</sup>Johnston e Chiu (1961) e <sup>16</sup>Yoshinaka e Yamabe (1981) demonstraram, através de testes realizados sob compressão isotrópica, que as rochas brandas apresentam comportamento similar ao dos solos: primeiro, desenvolvendo um comportamento de recompressão ultra-consolidada, caracterizada por deformação elástica, seguida pela consolidação normal caracterizada por deformação plástica (*apud* JOHSTON, 1993).

Os solos obedecem ao critério de resistência linear de Mohr-Coulomb, definido pelas variáveis coesão  $c$  e ângulo de fricção  $\phi$  e influenciado pelo estado de drenagem da amostras.

$$\tau = c' + \sigma'_n \cdot \tan \phi' \quad (1)$$

ou

$$\sigma'_{1n} = M \cdot \sigma'_{3n} + 1 \quad (2)$$

onde

$$M = \frac{1 + \text{sen} \phi'}{1 - \text{sen} \phi'} \quad (3)$$

Rochas duras intactas obedecem ao critério de resistência de Hoek e Brown, definido pela expressão:

$$\sigma'_{1n} = \sigma'_{3n} + (m \cdot \sigma'_{3n} + 1)^{1/2} \quad (4)$$

onde  $\sigma'_{1n}$  e  $\sigma'_{3n}$  são as tensões principais máxima e mínima e  $m$  é uma constante dependente do material.

<sup>14</sup> SKEMPTON, A. W. Effective stress in soils concrete and rocks. In Proc. Conf. Pore Pressure Suction Soils. London: Butterworths, p. 4-16, 1961

<sup>15</sup> CHIU, H. K. Geotechnical properties and numerical analyses for socketed pile design in wear rock. Ph. D. Thesis, Monash University, Melbourne, 1981

<sup>16</sup> YOSHINAKA, R.; YAMABE, T. Deformation behaviour of soft rocks. In. Proc. Int. Symp. Weak Rock, Tokyo: Balkema, Rotterdam, v.1, p. 87-92, 1981



<sup>17</sup>Smolczyk e Gartung (1979), <sup>18</sup>Chiu e Johnston (1980), <sup>19</sup>Maekana e Miyakita (1983) demonstraram através de testes triaxiais, em amostras drenadas, que as rochas brandas apresentam as mesmas características, de transição de comportamento frágil (dilatância e plano de ruptura definido) para comportamento dúctil (contração e modo de ruptura caracterizado pelo inchamento da amostra), que os solos, quando a pressão de confinamento é elevada além da máxima pressão última de capeamento (*apud* JOHSTON, 1993).

Estudos realizados por <sup>20</sup>Karman (1911) e por <sup>21</sup>Edmond e Patterson (1972) indicam que um comportamento semelhante pode ser esperado para as rochas duras (*apud* JOHSTON, 1993).

Skempton (1961), <sup>22</sup>Bishop e Mesri *et al.*(1976) demonstraram que a pressão de poro de água (*pore water pressure*) gerada em testes tri-axial pode ter um significativo impacto sobre a medida da resistência de solos e rochas brandas. O mesmo não pode ser esperado para rochas duras, devido à baixa compressibilidade do material que forma a matriz da rocha (*apud* JOHSTON, 1993).

Jonston e Chiu <sup>23</sup>(1984) e <sup>24</sup>Jonston (1985) demonstraram, através de estudos realizados sobre um amplo intervalo de materiais geotectônicos intactos, que existe uma variação progressiva do critério linear de Mohr Coulumb para o critério parabólico de Hoek e Brown e que essa transição pode ser expressa pela seguinte relação (*apud* JOHSTON, 1993):

$$\sigma'_{1n} = \left[ \frac{M}{B} \cdot \sigma'_{3n} + 1 \right]^B \quad (5)$$

onde M é uma constante que depende da resistência do material e de seu tipo, e B é outra constante, que depende apenas da resistência. Para argila macia, B aproxima-se de 1 e a equação reduz-se ao critério linear de Mohr-Coulomb com M tendo a mesma definição para

<sup>17</sup> SMOLTCZYK, U.; GARTUNG, E. Geotechnical properties of a soft Keuper sandstone. In: Proc. 4Th Int. Cong. Rock Mech. Montreux: Balkema, Rotterdam, v. 1, p. 639-644, 1979

<sup>18</sup> CHIU, H. K., JOHNSTON, I. W. The effects of drainage conditions and confining pressures on the strength of Melbourne mudstone. In Proc. 3rd Australia-New Zealand Conf. Geomech. Wellington: New Zealand Institute of Engineers, v. 1, p. 185-189, 1980

<sup>19</sup> MAEKAWA, H.; MIYAKITA, K. Mechanical properties of diatomaceous soft rock. Proc. Jpn. Soc. Civ. Eng., v. 334, p. 135-143, 1983

<sup>20</sup> KARMAN, T. Von. Festigkeitsversuch under allseitigem. Druck: VDEZ. v. 55, p. 1749-1757, 1911

<sup>21</sup> EDMOND, J. M., PATERSON, M. S. Volume changes during the deformation of rocks at high pressures. In: J. Roc. Mech. Min. Sci, v. 9, p. 161-182, 1972

<sup>22</sup> MESRI, G.; ADACHI, K.; ULLRICH, C. R. Pore pressure response in rock to undrained change in all-round stress. Geotechnique, v. 26, p. 317-330, 1976;

<sup>23</sup> BISHOP, A. W. The influence of system compressibility on the observed pore-pressure response to an undrained change in stress in saturated rock.

Geotechnique, v. 26, p. 371-375, 1976

<sup>24</sup> JOHNSTON, I. W., CHIU, H. K. Strength of weathered Melbourne mudstone. J. Geotech. Eng. Div. Am. Soc. Civ. Eng., v. 110, p. 875-898, 1984

<sup>24</sup> JOHNSTON, I. W. Comparison of two strength criteria for intact rock. J. Geotech. Eng. Am. Soc. Civ. Eng., v. 111, p. 1449-1454, 1985

ambos os critérios. Para rochas duras, M aumenta e B reduz para entorno de 0.5, para produzir uma envoltória parabólica similar àquela dada pelo critério de Hoek e Brown.

Conforme <sup>25</sup>Johston (1993), túnel aberto em rocha branda está sujeito ao problema de plastificação (*squeezing*) do terreno que se caracteriza pelo desenvolvimento de comportamento plástico em torno do túnel (*apud* JOHSTON, 1993).

Quando a tensão tangencial em torno de um túnel torna-se muito maior que aproximadamente metade da resistência compressiva uniaxial da rocha, quebras irão iniciar a formar na superfície da rocha. Isso pode levar a redistribuição de tensão e adicional afrouxamento do material dentro do maciço rochoso. O resultado é que um túnel de raio  $r_0$  será circundado por uma zona anular de rocha plástica de um raio  $r_e$ , além do qual existe uma região caracterizada pelo comportamento elástico. Esse fenômeno pode produzir um significativo aumento na pressão sobre o revestimento do túnel e em alguns casos, provocar colapso do revestimento e do túnel. Essa região plástica avança uma significativa distância dentro do maciço rochoso, afetando as estruturas adjacentes adversamente. Para rochas brandas que possuem uma resistência compressiva uniaxial relativamente baixa esse desenvolvimento pode ocorrer em profundidades relativamente baixas, embora tal comportamento possa ser modificado pela maior compressibilidade ou estado de confinamento das rochas brandas.

Segundo Bienwaski (1973) um dos pré-requisitos para o fenômeno de plastificação é uma alta percentagem de partículas microscópicas e sub-microscópicas de minerais micaceos ou minerais de lamais com uma baixa capacidade de expansão;

Singh *et al.* (1992), desenvolveram a seguinte correlação empírica, para determinar em que condições um maciço rochoso em torno de um túnel irá manifestar a plastificação (Figura 4).

$$H > 350 \cdot Q^{0,33} \text{ (m)} \quad (6)$$

onde:

H = profundidade do túnel (m);

<sup>25</sup> JOHNSTON, Ian W. A. COMPREHENSIVE ROCK ENGINEERING. PERGAMON PRESS, OXFORD, v. 1, p. 367-393; 1993

Q = Rock Quality Designation.

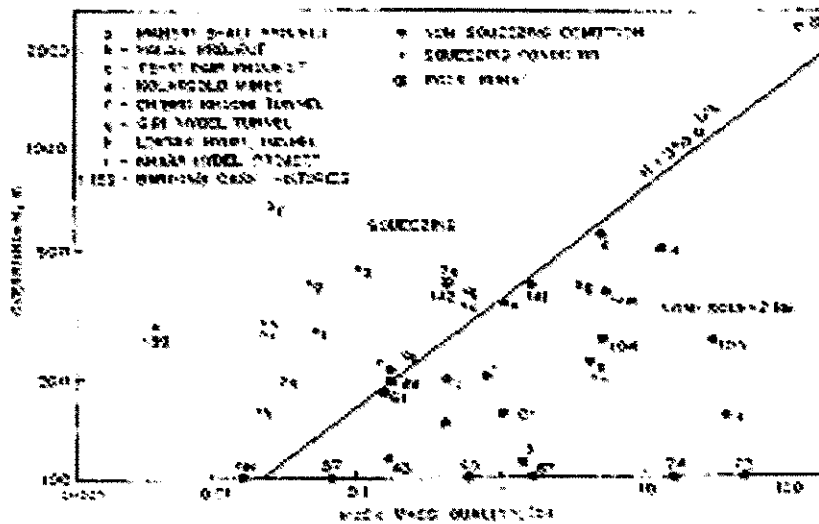


Figura 4 – Correlação de Singh *et al* (1992)

Goel *et al.* (1995), também elaboraram a correlação empírica abaixo com o mesmo objetivo de prever o fenômeno de plastificação, a partir do estado do maciço rochoso em torno de um túnel.

$$275 \cdot N^{0,33} \cdot B^{-0,1} < H < 450 \cdot N^{0,33} \cdot B^{-0,1} \quad (7)$$

onde:

H = profundidade do túnel H (m) ou cobertura de rocha acima do teto do túnel, para levar em conta as condições de tensão *in situ*;

B = largura do túnel (m), para considerar a redução da resistência do túnel;

N = número de maciço rochoso N (*rock mass number*).

$$N = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot J_w \quad (8)$$

onde:

RQD = Rock Quality Designation;

$J_n$  = n°. de conjunto de juntas;

$J_r$  = n°. de rugosidade da junta;

$J_a$  = n°. de alteração da junta;

$J_w$  = n°. de redução de água na junta.

As três classes de plastificação (Singh *et al.*, 1995b) estão delimitadas na figura 5. As equações das curvas são mostradas na tabela 1. Elas são válidas para túneis a uma profundidade de até 800 m, e para um diâmetro ou largura de túnel (vão) de até 12 m.

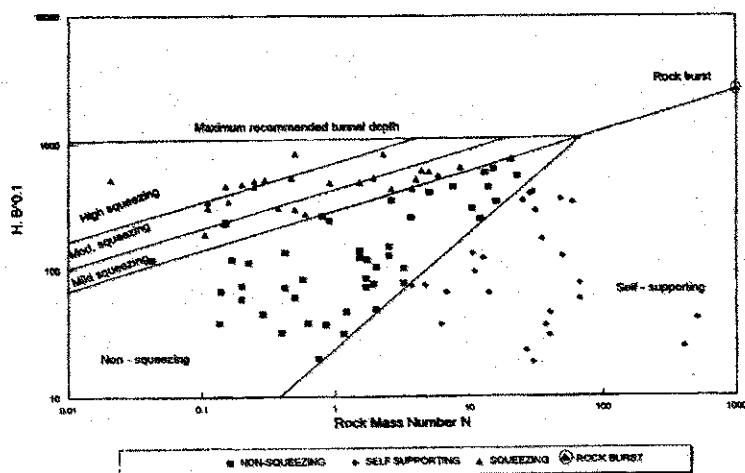


Figura 5 - Classes de *squeezing* (Singh *et al.*, 1995)

Tabela 1. Previsão das condições do maciço usando o número do maciço rochoso N (após Goel *et al.*, 1995)

No.	Condições do maciço	Correlações
1	Auto-escorado	$H < 23,4 \cdot N^{0,88} \cdot B^{-0,1}$ e $1000 \cdot B^{-0,1}$
2	Não ocorre <i>squeezing</i>	$23,4 \cdot N^{0,88} \cdot B^{-0,1} < H < 275 \cdot N^{0,33} \cdot B^{-0,1}$
3	Ligeiro <i>squeezing</i>	$275 \cdot N^{0,33} \cdot B^{-0,1} < H < 450 \cdot N^{0,33} \cdot B^{-0,1}$
4	Moderado <i>squeezing</i>	$450 \cdot N^{0,33} \cdot B^{-0,1} < H < 630 \cdot N^{0,33} \cdot B^{-0,1}$
5	Alto <i>squeezing</i>	$H > 630 \cdot N^{0,33} \cdot B^{-0,1}$

Traduzido de Singh *et al.*, 1997

Verman, Singh, Jethwa e Viladkar (1995) desenvolveram um método para calcular a máxima capacidade de carregamento de cambotas utilizadas como escoramento. Este método foi elaborado a partir de análise de dados de instrumentação de seções de túneis estudados na Índia (tabela 2).

Tabela 2. Túneis selecionados para estudos de campo

Túnel	Condição do maciço na seção de teste	Localização
Túnel Bagun-Navile Karnataka	Não ocorre fenômeno de <i>squeezing</i>	Península da Índia
Túnel Chhibro-Khodri Uttar Pradesh	<i>Squeezing</i>	Baixo Himalaia
Túnel Giri Himachal Pradesh	<i>Squeezing</i>	Baixo Himalaia
Túnel Loktok Manipur	<i>Squeezing</i>	Baixo Himalaia
Túnel Lower Periyar Kerala	Não ocorre fenômeno de <i>squeezing</i>	Península da Índia
Túnel Maneri-Uttarkashi Uttar Pradesh	<i>Squeezing</i>	Médio Himalaia
Túnel Maremi Stage-II Uttar Pradesh	Ocorre e não ocorre fenômeno de <i>squeezing</i>	Médio Himalaia
Túnel Tandsi Inclines Madhya pradesh	Não ocorre fenômeno de <i>squeezing</i>	Península da Índia
Túnel Tehri Uttar Pradesh	Não <i>squeezing</i>	Médio Himalaia

Traduzido de Verman *et al.* (1995)

Em túneis que utilizam arcos de aço (*steel sets*) como escoramento, é comum instalá-los após certa quantidade de convergência do túnel já ter ocorrido. A convergência inicial é denotada por  $u_{a0}$ . A rigidez do sistema de escoramento é caracterizada pela constante de rigidez  $k$ .

Máxima capacidade de carregamento do sistema de escoramento arcos de aço – revestimento.

$$p_i = \frac{\sigma_{ys} \cdot A_s}{S \cdot a} \quad (9)$$

onde:

$p_{i\max}$  = capacidade de escoramento máximo

$\sigma_{ys}$  = resistência de escoamento do aço

Se a resistência do escoamento do aço for maior que a tensão de fadiga (*buckling*) do arco de aço,  $\sigma_{ys}$  deve ser substituído pela tensão de fadiga (Verman *et al.*, 1995).

$$p_{i\max} = \frac{3 \cdot E_s \cdot I_s}{a^3 \cdot S} \quad (10)$$

onde:

$I_s$  é o momento de inércia do arco de aço.

Singh *et al.* propuseram modificações na correlação estabelecida por Barton (1974) que determina a pressão de escoramento. Três fatores de correção foram propostos: para profundidade,  $f$ ; para a convergência,  $f'$ , e, para o intervalo de tempo após a instalação do escoramento,  $f''$ .

$$p_i = \left[ 0,2 \cdot \frac{(5 \cdot Q)^{-0,73}}{J_r} \right] \cdot f \cdot f' \cdot f'' \text{ (MPa)} \quad (11)$$

O fator de profundidade é o mesmo para ambos os estados de manifestação e não manifestação da plastificação, e é dado como

$$f = 1 + \frac{(H - 320)}{800} \geq 1 \quad (12)$$

onde:

H é a profundidade do túnel.

Usando os casos de túneis escandinavos e dados de Singh *et al.* (1992) e Goel *et al.* (1995), Bhasin e Grimstad (1996) sugeriram uma nova correlação para maciço rochoso onde há brechas, de baixa qualidade e que experimenta condições de plastificação ( $H > 350 \cdot Q^{0,33}$ ) ou ( $H \cdot B^{0,1} \cdot 32 + 5 \cdot N^{0,33}$ ), como se segue:

$$P = \left( 40 \cdot \frac{B}{J_r} \right) \cdot Q^{-0,33} \text{ (kPa)} \quad (13)$$

onde:

B é o vão da abertura (m).

Singh *et al.* (1995a) através da comparação de dados de pressões de escoramento de túneis com as estimativas determinadas pela teoria da carga de rocha proposta por Terzaghi (1946), chegaram à conclusão que a pressão de escoramento não aumenta diretamente com o tamanho do vão da escavação, mas é afetada principalmente pelo comportamento de dilatação do maciço rochoso, pela rugosidade de juntas e pela prevenção na ruptura do maciço rochoso proporcionado pelo avanço nas técnicas de abertura de túnel.

Modificações nos intervalos dos valores da pressão de escoramento foram propostas e são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3. Recomendações de Singh et al (1995a) sobre escoramento para túneis na rocha e cavernas

Classificação de Terzaghi			Classificação de Singh et al				
Categoria	Condição da rocha	Fator de carga de rocha, $H_p$	Categoria	Condição da rocha	Pressão de escoramento recomendada (kg cm <sup>2</sup> )		Comentários
					$P_v$	$P_h$	
1	Dura e intacta	0,0	1	Dura e intacta	0	0	
2	Dura, estratificada ou com xistosidade.	$0,0 - 0,25 \cdot B$	2	Dura, estratificada ou com xistosidade	0,0 - 0,4	0	
3	Massiva, moderadamente descontínua.	$0,0 - 0,5 \cdot B$	3	Massiva, moderadamente descontínua	0,4 - 0,7	0	
4	Forma blocos ( <i>blocky</i> ) moderadamente, estratificada ( <i>seamy</i> ) e descontínua.	$0,25 - 0,35 \cdot B \cdot (B+H_t)$	4	Forma blocos ( <i>blocky</i> ) moderadamente, fendida e muito descontínua	0,7 - 1,0	$0,0 - 0,2 \cdot P_v$	Reforço no piso ( <i>invert</i> ) pode ser necessário
5	Forma muitos blocos ( <i>blocky</i> ), estratificada ( <i>seamy</i> ) e despedaçada.	$0,35 - 1,1 \cdot (B+H_t)$	5	Forma muitos blocos ( <i>blocky</i> ), fendida, despedaçada, muito descontínua, estreita zona de cisalhamento ou falha	1,0 - 2,0	$0,0 - 0,5 \cdot P_v$	Reforço no piso pode ser necessário ( <i>invert</i> ). É preferido teto arqueado.
6	Completamente esmagada ( <i>crushed</i> ), mas, quimicamente intacta.	$1,1 \cdot (B+H_t)$	6	Completamente esmagada ( <i>crushed</i> ), mas, quimicamente inalterada. Zona de falha ou cisalhamento estreita.	2,0 - 3,0	$0,3 - 1,0 \cdot p_v$	É essencial reforço do piso ( <i>invert</i> ). É essencial teto arqueado.
7	<i>Squeezing rock</i> a moderada profundidade	$1,1 - 2,1 \cdot (B+H_t)$	7	Condições de <i>squeezing rock</i> (a) ligeiro <i>squeezing</i> - ( $u/a$ até 3%) (b) moderado <i>squeezing</i> - ( $u/a = 3 - 5\%$ ) (c) alto <i>squeezing</i> - ( $u/a > 5\%$ )	3,0 - 4,0 4,0 - 6,0 6,0 - 14,0	Depende do valor da tensão primária. $p_h$ pode exceder $p_v$ .	É essencial a instalação de reforço no piso ( <i>invert</i> ) na escavação. É essencial teto arqueado.
8	<i>squeezing rock</i> a grande profundidade	$2,1 - 4,5 \cdot (B+H_t)$					
9	<i>Swelling rock</i>	Até 80 m independente de ( $B+H_t$ )	9	<i>Swelling rock</i> (a) ligeiro <i>swelling</i> (b) moderado <i>swelling</i> (c) alto <i>swelling</i>	3,0 - 8,0 8,0 - 14,0 14,0 - 20,0	Depende da orientação do material que expande ( <i>Swelling</i> ), $p_h$ pode exceder $p_v$ .	É essencial a instalação de reforço no piso ( <i>invert</i> ) na escavação. É essencial teto arqueado.

$p_v$  = pressão de escoramento vertical;  $p_h$  = pressão de escoramento horizontal; B = largura ou vão da abertura;  $H_t$  = altura da abertura; u = convergência radial do túnel; a = B/2; zona de cisalhamento estreita = até 2m de espessura.

Traduzido de Singh et al., 1997



## 2.2 MÉTODOS EMPÍRICOS

O método empírico baseia-se na formulação de sistemas e regras de classificação de materiais geotécnicos utilizados em obras civis e de mineração, fundamentados em estudos estatísticos de casos históricos. As classificações de maciço rochoso utilizado pela engenharia constituem a abordagem empírica mais conhecida para avaliar a estabilidade de aberturas subterrâneas na rocha.

O processo de caracterização do maciço rochoso consiste em descrever e quantificar os parâmetros que governam ou influenciam o comportamento do maciço rochoso. Esses podem ser expressos como características de rocha intacta, da descontinuidade e densidade e padrão de descontinuidade. Já o processo de classificação consiste em utilizar os resultados do processo de caracterização para avaliar a qualidade do maciço rochoso conforme algum sistema pré-definido (STILLE PALMSTRÖM, 2002).

Hand (1997) definiu dois possíveis meios de classificação:

- classificação não supervisionada ou análise de agrupamento, que consiste em criar uma estrutura de classes, definindo quantas usar e como ligar os objetos às mesmas;
  
- classificação supervisionada ou padrão de reconhecimento supervisionado, que consiste em utilizar a estrutura de classe e os princípios (regras) de divisão já existentes. Exemplos de classificações existentes incluem a classificação IRSM de resistência de rocha, ou a classificação geotécnica de solos.

Os requisitos lógicos para formular uma classificação são a exaustão e a mútua exclusividade entre os seus elementos. Ou seja, cada objeto pertence a uma única classe.

Brekke e Howard (1972) afirmam que a maioria dos sistemas de classificação é mal usado porque as premissas e as suposições feitas no seu desenvolvimento não foram cuidadosamente estudadas pelos usuários.

O workshop da GeoEng2000, cujo tema foi a confiabilidade de sistemas de classificação, chegou às seguintes conclusões:

- o conceito de classificação do maciço rochoso não está claro;
- os usuários necessitam serem advertidos do limite de cada sistema de classificação;
- é importante separar classificação de caracterização.

Os esquemas de classificação de maciço rochoso vêm sendo desenvolvidos desde que Ritter (1879) tentou formalizar uma abordagem empírica para projeto de túneis, em particular para determinação de requisitos de suporte.

A maioria dos esquemas de classificação de múltiplos parâmetros (WICKHAM *et al.*, 1972; BIENIAWKI, 1973 e BARTON *et al.*, 1974) foi desenvolvida a partir do estudo estatístico dos casos históricos de obras de engenharia civil, levando em consideração a análise do maciço rochoso, segundo a perspectiva da engenharia geológica.

Os principais objetivos de um sistema de classificação de maciços rochosos são descritos a seguir:

- identificar os parâmetros mais significantes que influenciam o comportamento do maciço rochoso;
- dividir a formação no qual o maciço esta incluída em grupos de similar comportamento, isto é, classes de maciços rochosos de variada qualidade;
- fornecer uma base de entendimento das características de cada classe de maciço rochoso;
- relacionar a experiência das condições da rocha em um local às condições e experiências encontradas em outros;

- obter dados quantitativos e formular diretrizes para elaboração de projeto de engenharia;

- fornecer uma base comum de comunicação entre engenheiros e geólogos.

Os principais sistemas de classificação de maciço rochoso que são mais utilizados estão listados na tabela 4.

Tabela 4. Principais classificações de maciço rochoso atualmente em uso

Nome	Criador e data	País de origem	Aplicações
Rock load	Terzaghi, 1946	USA	Túneis com cambota de aço
Stand-up time	Lauffer, 1958	Áustria	Abertura de túnel
NATM	Pacher et al, 1964	Áustria	Abertura de túnel
Rock quality designation	Deere et al, 1967	USA	Abertura de túnel
Conceito RSR	Wickham et al, 1972		Abertura de túnel
Sistema RMR	Bieniawski, 1973	África do Sul	Túneis, minas, taludes, fundações
Sistema Q	Barton et al, 1974	Noruega	Túneis, câmaras
Strength-Size	Franklin, 1975	Canadá	Abertura de túnel
Descrição geotécnica básica	Internacional Society for Rock Mechanics, 1981	USA	Geral, comunicação
Classificação não definida	Williamson, 1984	USA	Geral, comunicação

Traduzido de Bieniawski (1989)

### 2.2.1 Carga devido à rocha (*Rock load*)

Terzaghi (1946) desenvolveu esta classificação com o objetivo de estimar a carga que deveria ser sustentada por cambotas de aço instaladas em escavações abertas em rocha a partir de uma avaliação qualitativa do maciço rochoso. Este sistema dá atenção às características

que dominam o comportamento do maciço rochoso, particularmente em situações onde a gravidade constitui a força de condução dominante.

A classificação de Terzaghi é apresentada na Tabela 5.

Tabela 5. Classificação de Terzaghi atualmente em uso

Condição da rocha	RQD	Carga da rocha $H_p$ (ft)	Comentário
Rocha dura e intacta	95 – 100	Zero	Revestimento leve necessário apenas se expansão ou queda de fragmento ocorrer.
Rocha dura e estratificada ou com xistosidade	90 – 99	$0 - 0,5 \cdot B$	Escoramento leve, principalmente para proteção contra expansão. Carga pode mudar de forma errática de ponto a ponto.
Rocha massiva, moderadamente compartimentada	85 – 95	$0 - 0,25 \cdot B$	
Moderadamente compartimentada e seamy	75 – 85	$0,25 \cdot B - 0,20 \cdot (B + H_i)$	
Muito compartimentada e seamy	30 – 75	$(0,20 - 0,60) \cdot (B + H_i)$	
Completamente triturada, mas quimicamente inalterada.	3 – 30	$(0,60 - 1,10) \cdot (B + H_i)$	
Areia e cascalho	0 – 3	$(1,10 - 1,40) \cdot (B + H_i)$	
Squeezing rock em profundidade moderada	NA <sup>c</sup>	$(2,10 - 4,50) \cdot (B + H_i)$	Pesada pressão lateral; é necessário escoramento do piso (invert). É recomendado o uso de barras circulares.
Squeezing rock em grande profundidade	NA <sup>c</sup>	$(2,10 - 4,50) \cdot (B + H_i)$	Pesada pressão lateral; é necessário escoramento do piso (invert). É recomendado o uso de barras circulares.
Swelling rock	NA <sup>c</sup>	Acima de 250 ft independente do valor de $(B + H_i)$	É necessário o uso de barras circulares. Em casos extremos, usar cambotas como escoramento.

Traduzido de Bieniawski (1989)

- rocha intacta: não contém nenhuma fratura ou marca de quebra;
  
- rocha estratificada: consiste de estratos individuais, com pouca ou nenhuma resistência contra separação ao longo dos limites entre os mesmos;
  
- rocha moderadamente fraturada: contém fraturas e marcas de quebra, porém os blocos entre fraturas estão tão bem engastados nas paredes laterais que não necessitam de escoramento;
  
- compartimentada (*blocky*) e fissurada (*seamy*): consiste de fragmentos de rocha intacta ou quase intacta quimicamente e que estão inteiramente separados uns dos outros e imperfeitamente engastados;
  
- rocha triturada (*crushed*): rocha quimicamente intacta, mas que tem aparência de minério britado;
  
- *Squeezing rock*: grande deformação sofrida por um maciço rochoso nas imediações de um túnel, que está essencialmente associada à fluência da rocha, que ocorre quando o limite de tensão de cisalhamento é excedido (BARLA, 1995). Um pré-requisito para o fenômeno de *squeeze* é a presença de uma alta percentagem de partículas microscópicas e submicroscópicas de minerais micáceos ou minerais de lamelas, com uma baixa capacidade de expansão;
  
- *Swelling rock*: a capacidade de expandir parece estar limitada àquelas rochas que contêm minerais de lamelas tal como montmorilonita, com alta capacidade de expansão.

### 2.2.2 Índice de Qualidade da Rocha (*Rock Quality Designation* — RQD)

A Rock Quality Designation — RQD foi desenvolvida por Deere *et al.* (1967) para proporcionar uma avaliação quantitativa da qualidade do maciço rochoso, a partir do registro dos testemunhos de sondagem. É definido como a percentagem de pedaços do testemunho intactos, recuperados do furo de sondagem, com comprimento maior que 100 mm (4 in) e diâmetro, no mínimo, de tamanho NX (54,7 mm ou 2,15 in).

A tabela 6 associa a qualidade do maciço ao valor do RQD.

Tabela 6. Classificação de Deere

RQD (%)	Qualidade da rocha
< 25	Muito pobre
25 – 50	Pobre
50 – 75	Fraco
75 – 90	Boa
90 – 100	Excelente

Traduzido de Bieniawski (1989)

$$RQD = \frac{\sum \text{comprimento de pedaço de testemunho} > 100\text{mm}(4 \text{ polegadas})}{\text{comprimento do furo}} \times 100 \quad (14)$$

RQD é um parâmetro dependente da direção do furo de sondagem e seu valor pode variar significativamente com a orientação do mesmo. Também deve ser lembrado que o RQD foi desenvolvido para representar a qualidade do maciço rochoso *in situ*.

Palmstron (1982) sugeriu que, na impossibilidade de se obter testemunhos, o RQD pode ser estimado a partir do número de juntas por unidade de volume.

$$RQD = 115 - 3,3 \times J_v \quad (15)$$

onde:

$J_v$  representa o número total de juntas por metro cúbico.

Deve-se tomar cuidado na identificação das fraturas causadas pelo manuseio dos testemunhos e pelo processo de perfuração daquelas que são próprias do maciço rochoso.

### 2.2.3 Classificação geomecânica (*Rock Mass Rating* — RMR)

Bieniawski *et al.* (1973) desenvolveu o sistema Rock Mass Rating — RMR, em meados de 1972, para aplicação em túneis. Posteriormente, com os trabalhos de Laubscher (1977), Ghose e Raju (1981), Kendorski *et al.* (1983) passou-se a aplicá-lo a problemas de fundações e mineração.

O RMR também se baseia na teoria de aplicação de valores ponderados (*rating system*) a seus parâmetros de classificação.

Os parâmetros usados neste sistema estão enumerados a seguir:

- resistência compressiva uniaxial do material rochoso;
- RQD;
- espaçamento de descontinuidades;
- condição das descontinuidades;
- condições de água subterrânea;

- orientação das descontinuidades.

Para aplicação do sistema RMR o maciço rochoso é dividido em domínios geomecânicos (regiões de características estruturais semelhantes e limitadas por estruturas principais, tais como falhas ou mudança no tipo de rocha). Em alguns casos, significantes mudanças no espaçamento das descontinuidades ou características, dentro do mesmo domínio, pode necessitar de uma sub-divisão do maciço rochoso em um número de pequenas regiões.

Em seguida, os parâmetros de cada região são avaliados conforme os valores (*retaining*) presentes na seção A da Tabela 7, e somados, de modo a produzir o valor básico do RMR. Em seguida, o RMR deve ser ajustado pelo parâmetro orientação das descontinuidades localizado nas seções F e B da tabela. No caso de mineração, outros ajustes podem ser necessários, como tensões em profundidade e mudança de tensões (LAUBSCHER 1977; KENDORSKI *et al.* 1983).

A seleção do tipo de escoramento em função do valor RMR é mostrada na tabela 8 (BIENIAWSKI,1989).

Laubscher (1977, 1984), Laubscher and Taylor (1976) e Laubscher e Page (1990) descreveram um sistema adaptado para a mineração, o Modified Rock Mass Rating. Esse sistema — MRMR — toma os básicos valores do RMR, como definidos por Bieniawski, e os ajusta, para levar em consideração a tensão *in situ*, a tensão induzida, mudança de tensão, o efeito do desmonte e a ação do intemperismo. O seu desenvolvimento teve como base, em sua maior parte, o estudo, na sua maioria de muitos casos históricos de operações de *caving*.

Cummings *et al.* (1982) e Kendorski *et al.* (1983) também propuseram um sistema adaptado para a mineração, denominado MBR. Esse sistema foi desenvolvido para operações de *block caving* nos Estados Unidos da América. Envolve o uso de diferentes valores dos parâmetros originais, usados para determinar o valor do RMR, e o subsequente ajustamento dos valores que resultam do MBR, para levar em consideração o dano causado pelo desmonte, a tensão induzida, as características estruturais, distância de frente do *caving* e tamanho do *caving block*.



Tabela 7. Rock Mass Rating System (segundo Bieniawki, 1989)

continua

A. Classificação dos parâmetros e seus ratings									
Parâmetro			Intervalo de valores						
1	Resistência do material de rocha intacto	Índice de carga pontual	> 10 Mpa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Para esse baixo intervalo teste de compressão uniaxial é preferido		
		Resistência compressiva uniaxial	> 250 Mpa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 Mpa	<1 MPa
	Rating	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Espaçamento de descontinuidades		> 2m	0,6 - 2,0 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
	Rating		20	15	10	8	5		
4	Condição de descontinuidade (ver E)		Superfície muito rugosa Não contínua Nenhuma separação Parede da rocha não intemperizada	Superfície ligeiramente rugosa Separação < 1mm Parede ligeiramente intemperizada	Superfície ligeiramente rugosa Separação < 1 mm Parede muito intemperizada	Superfície de deslizamento ou Gouge < 5 mm de espessura Ou Separação 1-5 mm contínua	Gouge macio > 5 mm de espessura Ou Separação > 5 mm Contínuo		
	Rating		30	25	20	10	0		
5	Água subterrânea	Afluência por 10 m de comprimento de túnel (l/m)	Nenhum	< 10	10-25	25-125	> 125		
		Pressão de água na fratura / tensão principal $\sigma$	0	< 0,1	0,1-0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
		Condições gerais	Completamente seca	Úmido	Molhado	Gotejando	Fluindo		
	Rating		15	10	7	4	0		

Tabela 7. Rock Mass Rating System (After Bieniawki, 1989)						conclusão
B. Ajustamento para orientação de descontinuidade						
Direção e mergulho		Muito favorável	Favorável	Fraco	desfavoravel	Muito desfavoravel
Rating	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-50
C. Classe de maciço rochoso						
Rating	100 ← 81	80 ← 60	60 ← 41	40 ← 21	< 21	
Numero de classe	I	II	III	IV	V	
Descrição	Rocha muito boa	Rocha boa	Rocha fraca	Rocha pobre	Rocha muito pobre	
D. Significado da classe de rocha						
Numero da classe	I	II	III	IV	V	
Tempo de espera médio	20 anos para vão de 15m	1 ano para vão de 10m	1 semana para vão e 5m	10 horas para vão de 2,5m	30 minutos para vão de 1m	
Coesão do maciço rochoso (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100	
Ângulo de fricção do maciço (°)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15	
E. diretrizes para classificação de condições de descontinuidade						
Comprimento (persistência) Rating	< 1m 6	1 - 3m 4	3 - 10m 2	10 - 20m 1	> 20 m 0	
Separação Rating	Nenhuma 6	< 0,1mm 5	0,1 - 1,0mm 5	1 - 5mm 1	> 5mm 0	
Rugosidade Rating	Muito rugosa 6	Rugosa 5	Ligeiramente rugosa 3	Liso 1	slickensided 0	
Preenchimento (gouge) Rating	Nenhum 6	Preenc. duro < 5mm 4	Preenc. duro > 5mm 2	Preenc. mole < 5mm 2	Preenc. mole > 5mm 0	
Intemperismo Rating	Não intemperizado 6	Ligeiramente intemperizado 5	Moderadamente intemperizado 3	Altamente intemperizado 1	Decomposto 0	
F. Efeito da orientação da descontinuidade na abertura de túnel						
Direção perpendicular ao eixo do túnel			Strike paralelo ao eixo do túnel			
Trajeto a favor do mergulho 45° - 90°		Trajeto a favor do mergulho 20° - 45°		Mergulho 45° - 90°		Mergulho 20° - 45°
Muito favorável		Favorável		Muito favorável		Fraco
Trajeto contra mergulho 45° - 90°		Trajeto contra mergulho 20° - 45°		Mergulho 0° - 20° independente do strike		
Fraco		Desfavorável		Fraco		

Traduzido de Hoek 1997

Tabela 8. Diretrizes para escavação e escoramento de vão de 10m de acordo com sistema RMR (Após Bieniawski, 1989)

Classe do maciço rochoso	Escavação	Rock bolt (20 mm de diâmetro, completamente injetado)	Concreto projetado	Conjunto de aço
I – Rocha muito boa RMR: 81 – 100	Face completa Avanço de 3m	Geralmente nenhuma necessidade de escoramento exceto spot bolting		
II – Rocha boa RMR: 61 – 80	Face completa Avanço 1 – 1,5 m. Escoramento completo 20 m da face	Instalação Local de bolts de 3 m de comprimento no teto espaçado de 2,5 m com tela de aço ocasionalmente	50 mm de coroa onde necessário	Nenhuma
III – Rocha fraca RMR: 41 – 60	Avanço em forma de bancada Avanço de 1,5 – 3 no topo de encabeçamento Iniciar escoramento após cada desmonte Escoramento completo a 10 m da face	Instalação sistemática de Bolt de 4 m de comprimento espaçado de 1,5 – 2 m em teto e paredes com tela de aço	50 – 100 mm no teto e 30 mm nas laterais	Nenhuma
IV – Rocha pobre RMR: 21 – 40	Avanço em forma de bancada Avanço de 1,0 – 1,5 m no topo de encabeçamento Escoramento instalado simultaneamente com escavação, 10 m da face	Instalação sistemática de bolts de 4 – 5 m de comprimento espaçados 1 – 1,5 m no teto e paredes com tela de aço	100 – 150 mm no teto e 100 mm nas laterais	Barra leve a media espaçada de 1,5 m onde necessário.
V – Muito pobre RMR: <20	Múltiplas galerias Avanço de 0,5 – 1,5 m Avanço em forma de bancada Escoramento instalado simultaneamente com a escavação. Concreto projetado tão logo quanto possível após desmonte	Instalação sistemática de bolts de 5 – 6m de comprimento espaçados de 1 – 1,5 m no teto e paredes com tela de aço.	150 – 200 mm no teto, 150 mm nas laterais e 50 mm na face	Barras de media a pesada espaçada de 0,75 m com revestimento de aço e forepoling se necessário.

Traduzido de Hoek 1997

### 2.2.4 Rock Tunneling Quality Index — Q

O sistema Q foi desenvolvido por Barton, Lien e Lunde, na Noruega, em 1974, sendo aplicado inicialmente apenas a projetos de túneis e câmaras.

É um método quantitativo de classificação e escolha de escoramento de maciço rochoso cujo valor Q é calculado em função dos valores de RQD, número de conjunto de juntas, rugosidade, grau de alteração ou preenchimento ao longo das juntas, afluência de água e condições de tensão. O valor Q calculado varia conforme uma escala logarítmica de 0,001 a 1.000.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (16)$$

onde:

RQD — Rock Quality Designation

$J_n$  — está relacionado ao número de conjunto de juntas

$J_r$  — está relacionado à rugosidade da junta

$J_a$  — está relacionado à alteração da junta

$J_w$  — está relacionado à redução da pressão da água nas descontinuidades

SRF — fator de redução de tensão

O valor RQD/ $J_n$  representa a estrutura do maciço rochoso. É uma medida grosseira do tamanho dos blocos e partículas.

O valor  $J_r/J_a$  representa características de rugosidade e fricção das paredes das juntas ou matérias de preenchimento.

O valor  $J_w/SRF$  representa a tensão ativa. SRF é uma medida de:

1) alívio de carga no caso de uma escavação através de zonas de cisalhamento e rochas contendo argila;

2) tensões em rocha competente;

3) cargas em rocha plástica incompetente.

$J_w$  é uma medida da pressão de água que tem um efeito adverso sobre a tensão cisalhante de juntas, devido à redução da tensão normal efetiva. A água também pode causar amolecimento e possível lavagem no caso de juntas preenchidas com argila.

O sistema Q pode ser considerado como a medida grosseira de três parâmetros:

a) tamanho de bloco;

b) tensão cisalhante entre blocos;

c) tensão ativa.

Os parâmetros  $J_n$ ,  $J_r$  e  $J_a$  parecem desempenhar um papel mais importante que a orientação, porque o número de juntas determina o grau de liberdade para movimento dos blocos, e as características de fricção e dilatação podem variar mais que a componente gravitacional de juntas orientadas desfavoravelmente.

O valor calculado de Q e o tipo de escoramento necessário ao túnel estão relacionados através de um fator denominado de *dimensão equivalente da escavação* que nada mais é que a razão entre a largura do vão, diâmetro ou altura das paredes da escavação, pela quantidade chamada de *razão de escoramento da escavação* (ESR).

$$\text{dimensão equivalente} = \frac{\text{vão}}{ESR} \quad (17)$$

O comprimento do tirante pode ser calculado pela equação

$$L = 2 + \frac{0,15 \times B}{ESR} \quad (18)$$

onde:

B é a largura da escavação.

O máximo vão não escorado pode ser calculado pela equação

$$\text{Máximo vão} = 2 \times ESR \times Q^{0,4} \quad (19)$$

A relação entre o valor de Q e a pressão de escoramento permanente é dada pela equação

$$P_{\text{parede}} = \frac{2}{Jr} \times Q^{-\frac{1}{3}} \quad (20)$$

Se o número de juntas é menor que três a equação é expressa como

$$P_{parede} = \frac{2}{3} \times Jn^{\frac{1}{2}} \times Jr^{-1} \times Q^{-\frac{1}{3}} \quad (21)$$

A correlação entre o sistema RMR e Q obedece à equação

$$RMR = 9 \times \ln Q + 44 \quad (22)$$

Os parâmetros utilizados no cálculo do valor Q e o ábaco para seleção do sistema de escoramento ou reforço são apresentadas nas tabelas A1, A2, A3, A4, A5, A6 e na figura 6.

Tabela A1 - Parâmetros de avaliação do Sistema Q

1. Designação de Qualidade da Rocha (nota 1)		RQD
R1	muito pobre	0-25
R2	Pobre	25-50
R3	Regular	50-75
R4	Bom	75-90
R5	Excelente	90-100

Tabela A2. Número de Famílias de Juntas (nota 2)		Jn
A	maciço, nenhuma ou poucas juntas	0,5-1,0
B	um sistema de juntas	2
C	um sistema de juntas mais juntas aleatórias	3
D	dois sistemas de juntas	4
E	dois sistema de juntas mais juntas aleatórias	6
F	três sistemas de juntas	9
G	três sistema de juntas mais juntas aleatórias	12
H	quatro ou mais sistemas de juntas, aleatórias, muito fraturado, poliedros irregulares.	15
I	rocha fragmentada, "brita".	20

Tabela A3. Índice de Rugosidade das Juntas		Jr
a) paredes das juntas em contato . (notas 3 e 4)		
b) paredes com menos de 10 cm de cisalhamento		
A	juntas descontínuas	4
B	rugosa e irregular, ondulada	3
C	lisa e ondulada	2;
D	estrias de fricção e ondulada	1,5
E	rugosa ou irregular e plana	1,5
F	lisa e plana	1,0
G	estrias de fricção e plana	0,5
c) sem contato entre paredes, zonas cisalhadas		
H	zonas contendo argilo-minerais com espessuras suficiente para impedir contato entre paredes	1,0
J	arenosa, ou fragmentada com espessura suficiente para impedir o contato entre paredes.	1,0



Tabela A4. Índice de Alteração e Preenchimento de Juntas		$\phi_r \sim$	Ja
a) contato entre paredes sem películas			
A	selada, duro, impermeável, preenchida por quartzo, calcita, etc.		0,75
B	paredes sãs, superfície descolorida somente	25 <sup>0</sup> 35 <sup>0</sup>	1,0
C	parede pouco alterada, sem minerais brandos recobrimdo, sem argila e rocha desintegrada	25 <sup>0</sup> 30 <sup>0</sup>	2,0
D	paredes com silte ou areno argilosa, pouca argila.	20 <sup>0</sup> 25 <sup>0</sup>	3,0
E	materiais brandos com baixo atrito, argilo minerais, caolinita ou micas. Também clorita, talco, gipsita, etc. e pouca qtde de minerais expansivos.	8 <sup>0</sup> - 16 <sup>0</sup>	4,0
b) paredes com menos de 10 cm de cisalhamento, preenchimento fino			
F	partículas arenosa, sem argilo minerais e rocha decomposta	25 <sup>0</sup> -30 <sup>0</sup>	4,0
G	argila rígida dura, contínua porém $\leq 5$ mm	16 <sup>0</sup> - 4 <sup>0</sup>	6,0
H	argila pouco medianamente consolidada, contínua porém $\leq 5$ mm	12 <sup>0</sup> -16 <sup>0</sup>	8,0
J	argilo minerais expansivos, esmectitas, contínua porém $\leq 5$ mm; valor de Ja dependerá da % de argila expansivas e acesso à água., etc.	6 <sup>0</sup> -12 <sup>0</sup>	8-12
c) sem contato entre paredes, zonas cisalhadas			
KLM	zonas ou bandas desintegradas, rocha fragmentada e argila, ver G, H, J.	6 <sup>0</sup> - 24 <sup>0</sup>	6, 8, ou 8 -12
N	zonas ou bandas de silte ou argilo arenoso e pouco argilo minerais, dura.	-	5,0
OPR	espessa, contínua zona ou banda de argila, ver G, H, J, para descrição.	6 <sup>0</sup> - 24 <sup>0</sup>	10, 13 ou 13-20

Tabela A5. Fator de Redução Devido Presença de Água (nota 5)

A	escavação seca ou gotejamento, $\leq 5$ l / min localmente	1,0
B	vazão média ou pressão, pode lavar o preenchimento	0,66
C	vazão alta ou alta pressão em rocha competente e juntas não preenchidas	0,5
D	vazão alta ou pressão , considerável lavagem das juntas	0,33
E	excepcionais vazões após a detonação, caindo no tempo	0,2 0,1
F	excepcionais vazões após a detonação, sem diminuição significativa.	0,1 0,05

Tabela A6. Fator de Redução Devido Tensões no Maciço

a)	zonas de fraqueza interceptando a escavação, as quais poderão causar queda de blocos de rocha quando o túnel é escavado. (nota 6)			SRF
A	múltiplas ocorrências de zonas fracas contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada, muito material solto na superfície da rocha.			10
B	única zona de fraqueza com argila ou rocha desintegrada (profundidade $\leq 50$ m)			5
C	única zona de fraqueza com argila ou rocha desintegrada (profundidade $\geq 50$ m)			2,5
D	múltiplas zonas cisalhadas e rocha competente, sem argila; material solto na superfície da rocha; qualquer profundidade.			7,5
E	única zona cisalhada em rocha competente, sem argila; (profundidade $\leq 50$ m)			5,0
F	única zona cisalhada em rocha competente, sem argila, (profundidade $\geq 50$ m)			2,5
G	fragmentada, juntas abertas, muito fraturada, "brita"			5;0
b)	rocha competente; problemas de tensão no maciço (nota 7)			$\sigma_2/\sigma_1$ $\sigma_3/\sigma_2$ SRF
H	baixa tensão, próximo da superfície			$>200$ $< 0,01$ 2,5
J	média tensão, condições favoráveis de tensão			200 - 10    0,01-0,3    1
K	tensão alta,			10-5    0,3-0,4    0,5-2
L	moderado deslocamento em rocha maciça, após + de 1 hora			5-3    0,5-0,65    5-50
M	deslocamento e explosão de rocha em rocha maciça, após poucos minutos			3-2    0,65-1    50-200
N	muita explosão de rocha (deformação /explosão) deformação dinâmica imediata, rocha maciça			$< 2$ $>1,0$ 200 400
c)	Squeezing rock: fluxo plástico de rocha incompetente causado por altas pressões de rocha. (nota 8)			$\sigma_3/\sigma_2$
O	moderado squeezing e conseqüente pressão de rocha			1-5    5-10
P	intenso squeezing e conseqüente pressão de rocha			$>5$ 10-20
d)	Expansibilidade de rochas: expansão dependente da presença de			água
R	moderada expansibilidade e conseqüente pressão de rocha			5 -10
S	intensa expansibilidade e conseqüente pressão de rocha			10 -15

Traduzido de Barton 2000

**geral** → **Jr**, índice de rugosidade de juntas, e **Ja**, índice de alteração, são aplicados para sistemas de juntas ou descontinuidades que são as menos favoráveis para a estabilidade, ambas do ponto de vista de orientação e resistência ao cisalhamento,  $\tau$  ( $\tau = \sigma_n \tan^{-1}(Jr / Jn)$ ).

Escolha e inicie a classificação pela descontinuidade mais desfavorável à estabilidade.

**(nota 1)** → quando o RQD for medido  $\leq 10$  (inclusive zero) usar o valor 10 para determinação de Q; usar valores de intervalos múltiplos de 5.

Para determinação na frente escavada, escolha o trecho mais representativo do maciço, e faça a contagem volumétrica (3 eixos) das juntas, nessa região.

**RQD = 115 - 3,3 Jv.** (Jv é o somatório das juntas por metro encontradas nos 3 eixos.)

**(nota 2)** → para interseção de túneis usar  $3 \times Jn$ ; portais usar  $2,0 Jn$ .

**(nota 3)** → descrição referente as feições de pequena e intermediária escala, nesta ordem.

**(nota 4)** → adicione 1 se o espaçamento do principal sistema de juntas for maior que 3 m.

**(nota 5)** → os itens C e F são estimativas grosseiras, os valores de Jw poderão ser aumentados se vazões forem medidas nas drenagens executadas.

**(nota 6)** → reduzir esses valores de SRF, de 25% a 50%, se relevantes zonas de fraqueza influenciam mas não interceptam a escavação.

**(nota 7)** → para forte campo de tensões virgens (se medido): quando  $5 \leq \sigma_1 / \sigma_3 \leq 10$ , reduzir  $\sigma_c$  em 25%;  $\sigma_1 / \sigma_3 > 10$  reduzir  $\sigma_c$  em 50%, onde  $\sigma_c$  = resistência à compressão uniaxial,  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  máxima e mínima tensões principais atuantes,  $\sigma_\theta$  tensão tangencial máxima ( estimada da teoria da elasticidade).

Para poucos casos registrados, onde a cobertura é menor que o vão; sugere-se o aumento do SRF de 2,5 para 5,0, item H.

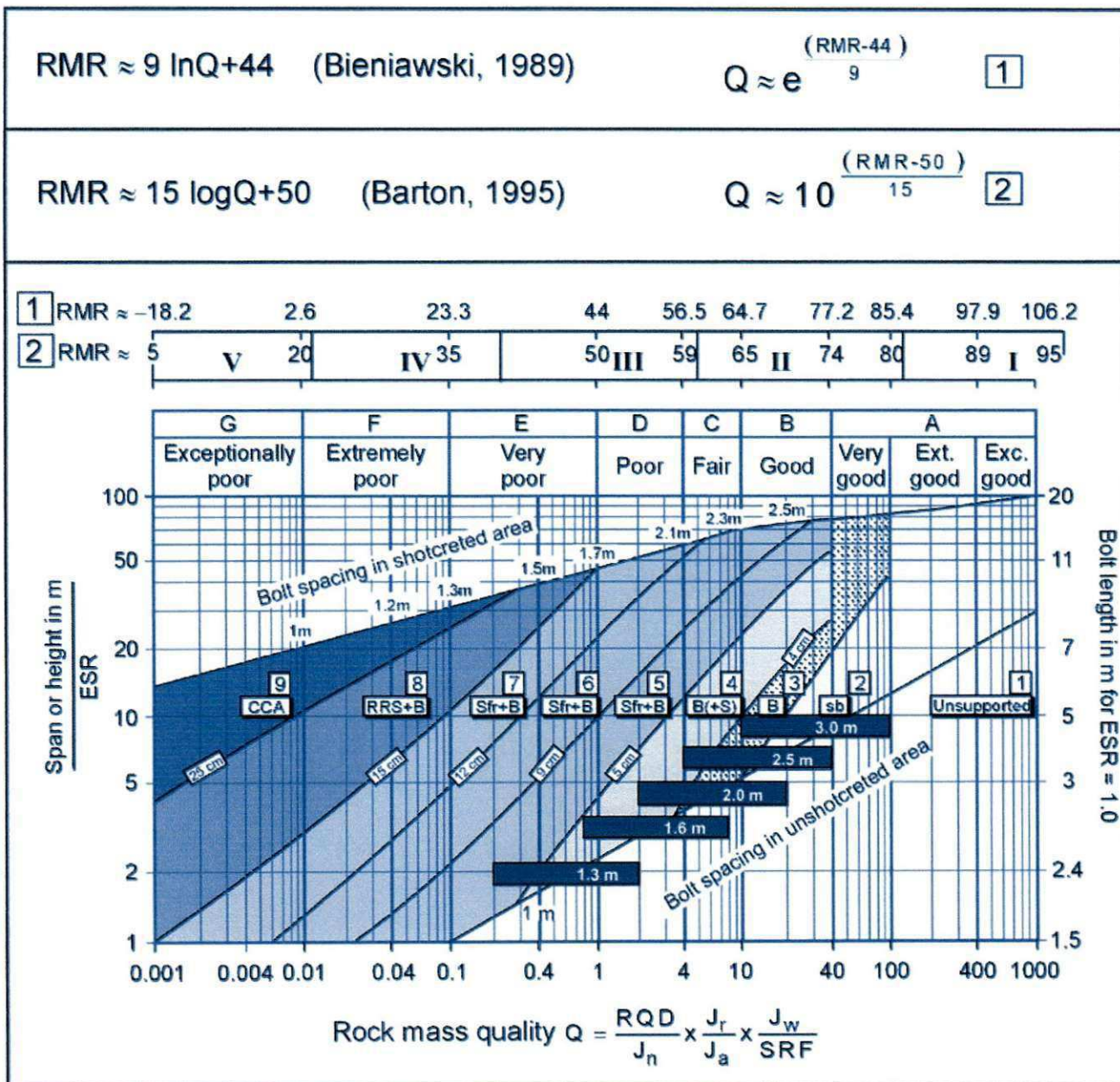


Figura 6 – Ábaco de sistema Q para seleção de suporte e escoramento permanente de túneis e cavernas em rocha

## 2.3 MÉTODOS NUMÉRICOS

Phase2 é um programa de elemento finito plástico bi-dimensional para cálculo de tensões e deslocamento em torno de aberturas subterrâneas. Pode ser utilizado para solucionar um amplo intervalo de problemas de engenharia civil e mineração que envolva:

- Distorção planar (*strain planar*) e simetria axial;
- materiais elásticos e plásticos;
- escavações realizadas em estágios (até 50 estágios);
- múltiplos materiais;
- escoramento (tirante/concreto projetado);
- tensões de campo constante e gravitacional;
- descontinuidade maciço;
- água subterrânea (incluindo análise de poro pressão) (PHASE2 User's Guide)".

O programa Phase2 consiste de 3 módulos: MODEL, COMPUTE e INTERPRET.

O módulo MODEL é utilizado para entrar e editar os dados do modelo numérico: limites do modelo, fronteiras da escavação, tipo de escoramento, tensões *in situ*, condições de fronteira, propriedades do material e criar a malha de elementos finitos.

O módulo COMPUT processa e roda a análise do modelo criado na etapa anterior.

No módulo INTERPRET são visualizados os resultados da análise: comportamento do campo de tensões, deformações na fronteira da escavação e fatores de segurança.

## 2.4 SISTEMAS DE REFORÇO

A abertura de uma escavação subterrânea provoca uma mudança ou redistribuição no campo de tensões *in situ* na rocha, que se manifesta na forma de deformações (convergência) observadas nas paredes e no teto.

A função de um sistema de reforço é conter o progresso dessas deformações que podem levar ao colapso da estrutura. O dimensionamento deve levar em conta as condições geológicas e estruturais do maciço rochoso no qual a estrutura será realizada. Deve-se deixar claro que no caso de minas subterrâneas, o dimensionamento tem, como meta principal, fazer com que a maior parte das tensões e deformações que se acumulam em torno da escavação seja suportada pela própria rocha.

O termo escoramento ou reforço é amplamente usado para descrever os procedimentos e materiais usados para melhorar a estabilidade e manter a capacidade de suportar carga do maciço rochoso, nas proximidades da fronteira da escavação subterrânea. O objetivo primário da prática de escoramento é mobilizar e conservar a inerente resistência da rocha, de modo que ela torne-se auto-suportada. Neste contexto, os procedimentos e materiais podem ser mais adequadamente descritos como reforço (*reinforcement*). O termo escoramento (*support*) é mais adequadamente aplicado aos casos nos quais o maciço rochoso é realmente suportado por elementos estruturais que sustentam, no todo ou em parte, o peso de blocos individuais isolados por descontinuidades ou zonas de rocha solta (*failure*).

### 2.4.1 Cabos

A maioria das minerações subterrâneas em rocha dura utiliza *cablebolt* formado de 7 fios lisos trançado ou *cablebolt* modificado (*birdcage*, *feruled*, *nutcase* ou *bulbed strand*) como sistema de reforço padrão. São geralmente fixados nos furos com argamassa de

cimento, separadamente ou em pares, e tensionados, quando instalados antes ou durante a abertura do realce (HOEK, 1997).

No caso de obras civis de grande porte tais como casas de força, os cabos são revestidos com uma manga de plástico corrugada para evitar a corrosão. Geralmente são feitas ancoras de 2 ou 3 m de comprimento, para instalação e tensionamento do cabo e, posteriormente, é realizado o preenchimento do furo com argamassa.

As forças que atuam sobre um cabo, quando tensionado dentro de um furo preenchido com argamassa, estão ilustradas na figura abaixo.

Quando o cabo é tracionado, a superfície de contato cabo/argamassa sofre um deslocamento ou dilatação radial, que induz uma pressão radial proporcional à rigidez combinada da argamassa e da rocha em torno do furo. A tensão de cisalhamento, que resiste ao deslizamento do cabo, é igual ao produto da pressão de confinamento pelo coeficiente de atrito entre os fios de aço e a argamassa. A resistência de cisalhamento, portanto, aumenta, com a elevação da resistência da argamassa, da rigidez da rocha e da argamassa e com o aumento da pressão de confinamento. Inversamente, diminui, na medida em que os parâmetros citados diminuem, ou quando a argamassa é triturada.

Kaiser (1992), Kaiser *et al.* (1992) e Hyett *et al.* (1992) desenvolveram modelos teóricos para representar o comportamento do sistema cabo/argamassa.

Segundo esses modelos, as mudanças no campo de tensões no maciço rochoso circunvizinho afetam o desempenho dos cabos. Nos casos em que o cabo é instalado antes do início da lavra do realce, o alívio do campo de tensões no maciço circunvizinho pode reduzir significativamente a tensão de confinamento, que está agindo sobre a região de contato cabo/argamassa e, então, reduzir a resistência de cisalhamento dessa região.

Cabos tais como o *birdcage*, *bulbed* ou *ferruled strand cablebolt* são úteis onde uma redução na tensão de confinamento é a provável causa na redução resistência de cabos lisos trançados. Nestes, a penetração da argamassa dentro da estrutura de caixilhos (cesta) resulta numa interferência mecânica que é muito menos sensível a mudança de tensões que o cabo liso.



## 2.4.2 Concreto projetado

O concreto projetado pode ser definido como uma mistura de areia, cimento, agregado, água, aditivos e fibra de aço, aplicado pneumáticamente e compactado dinamicamente sob alta velocidade contra superfícies de rochas ou solos. Existem dois sistemas de projeção: o processo via seca, no qual se usa uma mistura seca ou pouco seca; e o processo via úmida, no qual o concreto é previamente misturado à água, de modo a obter uma consistência plástica.

O concreto projetado é utilizado como reforço provisório nas escavações utilizadas em mineração, para garantir a estabilidade das mesmas durante o curto prazo de tempo no qual se encontram em atividade, ou como revestimento permanente de obras civis, nas quais a estabilidade da escavação deve ser preservada por toda a vida útil da estrutura.

Para se utilizar o concreto projetado como sistema de escoramento, deve-se atender a requisitos básico, como:

- atingir altos valores iniciais de resistência de modo a evitar o desmoronamento do maciço rochoso;
- ser capaz de sofrer elevada deformação, permitindo maior trabalho estrutural do maciço;
- reforçar setores onde anteriormente já havia sido aplicado concreto, quando se constata a possibilidade de ruptura.

Os elementos que geralmente compõem o concreto projetado são os agregados, os cimentos, os aditivos e a água.

O agregado é formado por areia ou pedrisco, preparado numa faixa granulométrica de modo a evitar elevada taxa de reflexão (granulométrica grosseira) ou uma excessiva retração da massa após a secagem do concreto (granulométrica muito fina). O agregado deve conter

baixa percentagem de argila e matéria orgânica, pois o excesso desses materiais pode reduzir a aderência entre a pasta e o agregado (diminuindo a resistência) e altera a pega do cimento.

Os aditivos são substâncias adicionadas ao concreto com a finalidade de reforçar ou melhorar as suas características, inclusive facilitando seu preparo e utilização. Aditivos aceleradores à base de carbonato de sódio ( $\text{Na}_2\text{CO}_3$ ) agem como aceleradores do endurecimento. Aditivos aceleradores à base de potássio ( $\text{KAl}_2\text{O}_3$ ) atuam como aceleradores de pega. Aditivos plastificantes têm a função de melhorar a plasticidade do concreto, permitindo melhor compactação com menor dispêndio de energia e consumo de água. Em consequência o problema de retração do concreto é minimizado, adquirindo um ganho de resistência.

A água utilizada no preparo deve atender aos requisitos determinados pela norma NBR 6118, conforme citado na tabela 9.

Tabela 9 – Parâmetros da água

Ph	5,8 – 8,0
Matéria orgânica (expressa em oxigênio consumido)	3 mg/l
Resíduo sólido	5000 mg/l
Sulfato (expresso em íons $\text{SO}_4^{--}$ )	300 mg/l
Cloretos (expresso em íons $\text{Cl}^-$ )	500 mg/l
Açúcar	5 mg/l

Os principais problemas decorrentes da aplicação de concreto projetado em superfícies são a reflexão dos agregados, o deslocamento de massa de concreto, a oclusão, a laminação e a formação de sombra.

A reflexão de agregados, perda de parte do concreto, ocorre devido ao impacto contra as superfícies duras. Essa perda é avaliada através do índice de reflexão.

$$I_r = \frac{m_r}{m_t} \quad (23)$$

onde

$I_r$  = índice de reflexão

$m_r$  = massa do material refletido

$m_t$  = massa total do material

O deslocamento de massas de concreto é provocado pela falta de aderência com a superfície de contato.

A oclusão consiste na incorporação de material refletido a superfície a ser projetado, provocando, entre outros fatores, a diminuição da aderência entre as camadas, a diminuição da resistência compressiva uniaxial e o aumento da permeabilidade do concreto.

Laminação é a formação de camadas com texturas diferentes dentro dos testemunhos de concreto. Essa formação de camadas é consequência de três fatores: uma mistura muito seca do concreto, a segregação dos agregados dentro da mistura e devido ao próprio procedimento de projeção do concreto.

Dá-se o nome de sombra aos vazios formados atrás das camadas de concreto e que levam a formação de capas de concreto, sem qualquer aderência com as superfícies, que deveriam ser recobertas com o concreto.

As principais vantagens e desvantagens do concreto projetado via seca são apresentadas na Tabela 10:

Tabela 10 – Vantagens e desvantagens do concreto via seca

Baixa relação água/cimento	A relação água cimento varia muito numa mesma estrutura (isto implica numa grande variabilidade da resistência)
Elevada velocidade de projeção (melhor compactação)	Maior reflexão (da ordem de 25% em massa) que o via úmida
Fácil interrupção do processo	Maior produção de poeira
Requer menor quantidade de cimento em relação ao via úmida	Pequena produção (da ordem de 4m <sup>3</sup> /h)
Maior aderência as superfícies úmidas	
Fácil instalação, operação e manutenção.	
Necessita de menos aditivo acelerador	

Os parâmetros que influenciam na qualidade do concreto projetado, e que devem ser controlados durante o procedimento de lançamento do concreto sobre as superfícies a que se destinam como revestimento ou reforço, são citados e seus efeitos descritos resumidamente, a seguir.

1 - Teor de umidade: a falta ou excesso pode causar respectivamente laminação ou aumento de reflexão e deslocamento.

2 - Velocidade de projeção: quanto maior for a velocidade de lançamento do concreto, menor será a quantidade de vazios permeáveis formados, o volume de água absorvido e maior a resistência inicial obtida. Em contra partida, ocorrerá o aumento do índice de reflexão. Bons resultados são esperados quando a pressão da água superar em pelo menos 1 Kgf/ cm<sup>2</sup> a pressão do ar e esta sé mantiver constante, com, no mínimo 3,5 Kgf/cm<sup>2</sup>, no processo via seca.

3 - Homogeneidade da mistura e prazo de aplicação: são parte dos principais problemas do concreto via seca, pois uma má homogeneização leva à queda dos valores iniciais de resistência e ao aumento da reflexão no concreto, enquanto que a demora na aplicação da mistura conduz a segregação dos agregados. Após a mistura dos materiais na betoneira ou caminhão betoneira, o tempo máximo de aplicação, segundo o American Concret Institute — ACI, não deve ser superior a 45 min, pois a hidratação do cimento tem início assim que a água é adicionada à mistura.

4 - Relação água/cimento: este é um parâmetro que depende muito da sensibilidade do mangoteiro, uma vez que o ajuste é feito no bico do mangote.

5 - Preparo das superfícies: as superfícies sobre as quais serão feitas aplicações de concreto devem estar limpas (isentas de pó, camadas de carbonato de cálcio, materiais refletidos, etc) e umedecidas. A intenção de umedecer as superfícies é de evitar a absorção de água do concreto projetado, pois, caso isso ocorra, poderá provocar a redução da aderência e da resistência, pela falta de água para hidratação do cimento. A limpeza da superfície poderá ser feita com jato de ar do próprio mangote.

6 - Dosagem de aditivos: quando possível, deve ser evitada a colocação de aditivo manualmente, de modo a controlar a variabilidade nas propriedades do concreto (via seca). Em nenhuma hipótese deve ser aceita a sobredosagem de aditivo.

### 3. METODOLOGIA

#### 3.1 LEVANTAMENTO DA GEOLOGIA DA ZONA DE FALHA

A Mina Ipueira está localizada no estado da Bahia, no distrito cromitífero do Vale do Rio Jacurici, distante 58 km do município de Senhor do Bom Fim a 12 km de distrito de Andorinha.

“A mineralização de cromo ocorre em um corpo tabular de cromitito com espessura variando de 6 a 8 metros. O minério está no interior de um *sill* de rochas básicas e ultrabásicas com *trend* norte-sul, cuja espessura situa-se em torno de 130 metros, encaixado no interior de uma seqüência de mármore, no topo, e granulitos na base” (Marinho *et al.*, 1986, *apud* LIMA, 2005).

Conforme <sup>2</sup>Mello *et al.* (1986) (*apud* LIMA, 2005), do topo para a base, o posicionamento estratigráfico das unidades litológicas que compõem o *sill* máfico-ultramáfico em Ipueira é o seguinte: plagioclásio-ortopiroxênio cumulato (0-50m); ortopiroxênio cumulato (2m); ortopiroxênio-olivina-espinélio cumulato (33m); cromita cumulato (6-7m); e olivina-ortopiroxênio-espinélio cumulato (60m). Em geral, essas rochas encontram-se alteradas para serpentinitos.

Um complexo sistema de falhas cruza todas as unidades litológicas, formando blocos com tamanhos que variam normalmente de 2 a 10 metros (LIMA, 2005).

Associado ao sistema de falha, ocorre uma zona de cisalhamento no contato do gabro com o mármore, com espessura variando de 10 a 40 metros, constituída de gabro alterado fraturado, serpentinito alterado e pegmatito fraturado semi-alterado (Figura 7).

A geologia do maciço atravessado pela galeria foi determinada a partir de furo de sondagem, IR 400-684-(+12°). A Tabela 11 mostra a descrição de testemunhos corresponde à sondagem realizada no nível 400. A Figura 8 mostra os perfis longitudinais da gelaria de sondagem.

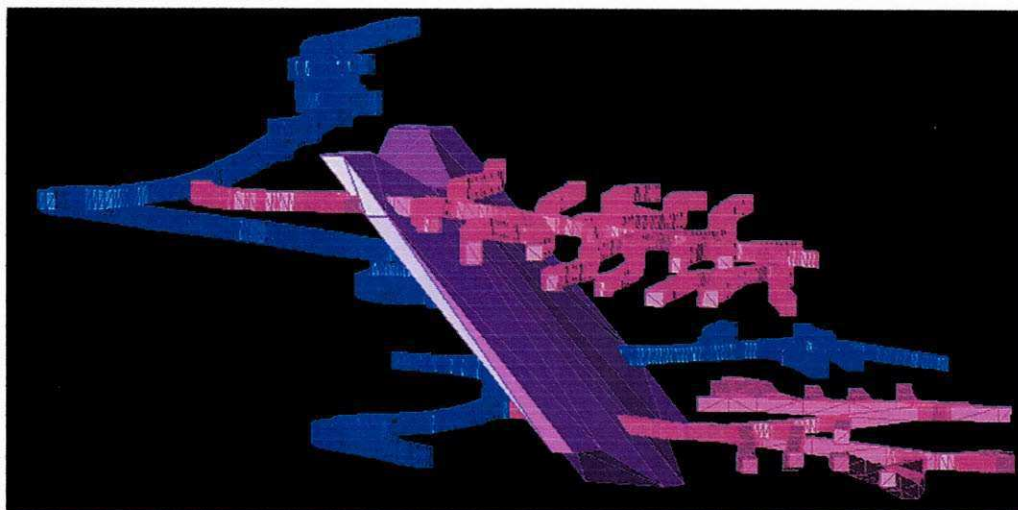


Figura 7 – Modelo representativo da zona de falha

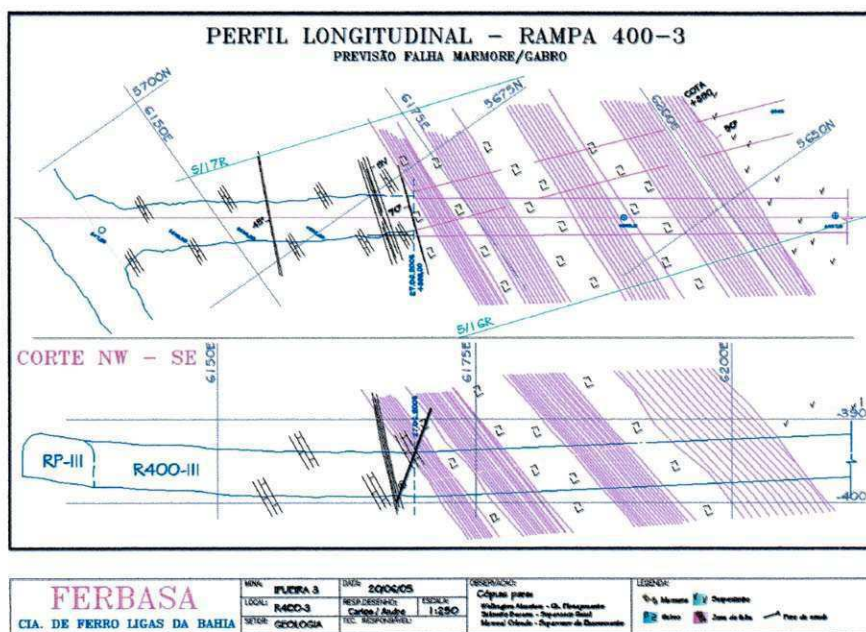


Figura 8 – Perfil longitudinal da galeria de sondagem

Tabela 11 – Perfil do furo IR 400-684-(+12°)

Manobra	Descrição	Espessura
0,0 a 4,15	Serpentinito totalmente fraturado, semi-alterado e cisalhado	4,15
4,15 a 5,45	Zona de falha com pegmatito totalmente fraturado	4,85
5,45 a 16,00	Gabro cinza esbranquiçado, micaceo, bastante fraturado com trechos semi-compactos	10,55
16,00 a 20,50	Zona de falha com gabro totalmente fraturado, alterado e cisalhado	4,50
20,50 a 26,65	Grabro cinza esbranquiçado, bastante micaceo, semi-compacto a compacto.	6,00
26,65 a 30,15	Zona de falha com gabro totalmente alterado e com baixa recuperação.	3,50
30,15 a 40,80	Gabro cinza esbranquiçado, bastante fraturado, micaceo com trechos semi-alterados.	10,65
40,80 a 42,35	Ortopiroxênio esverdeado, semi-compacto, fresco,	1,55
42,35 a 43,90	Serpentinito verde escuro, olivínico, semi-compacto, fresco.	1,55
43,90 a 45,40	Zona de falha com pegmatito esbranquiçado bastante fraturado.	1,50
45,40 a 46,45	Serpentinito verde escuro, olivínico, semi-compacto, fresco.	1,05
46,45 a 49,15	Zona de falha com serpentinito totalmente fraturado	2,70
49,15 a 62,05	Serpentinito verde escuro com manchas esbranquiçadas ortopiroxênio olivina, semi-compacto, fresco com trechos fraturados	12,90

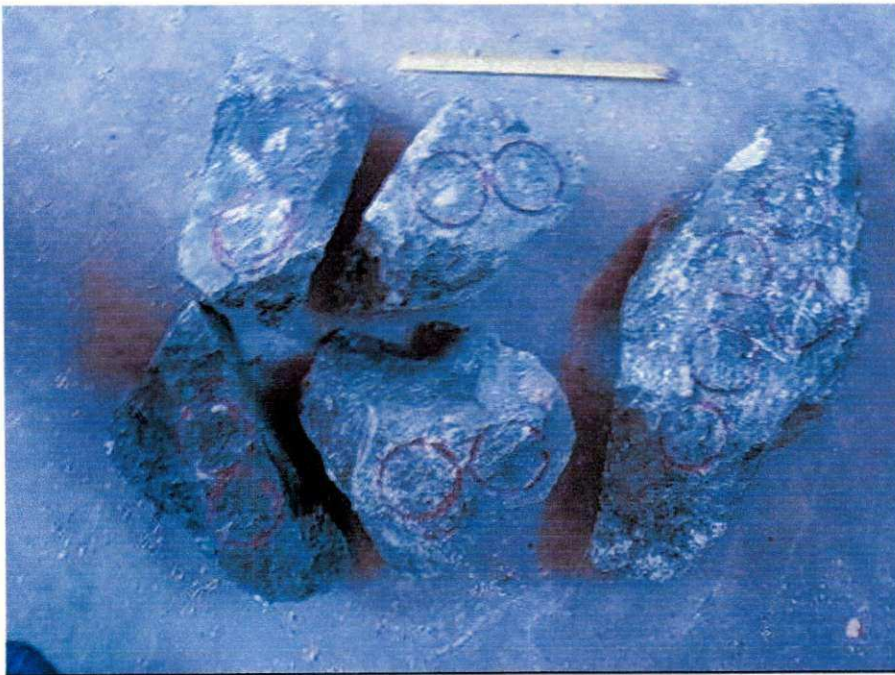
Fonte: Cia de Ferro Ligas da Bahia — FERBASA



### 3.2 COLETA DE AMOSTRAS

A rocha da zona cisalhada mostrou-se muito fraturada, de baixa qualidade, apresentando, assim grande dificuldade para se obterem amostras intactas. Na tentativa de se conseguirem boas amostras para a realização de ensaios de compressão triaxial, blocos do material proveniente do desmoronamento da galeria de nível 380 foram coletados e armazenados em caixotes de madeira com argamassa de cimento (Fotografia 1, 2, 3.).

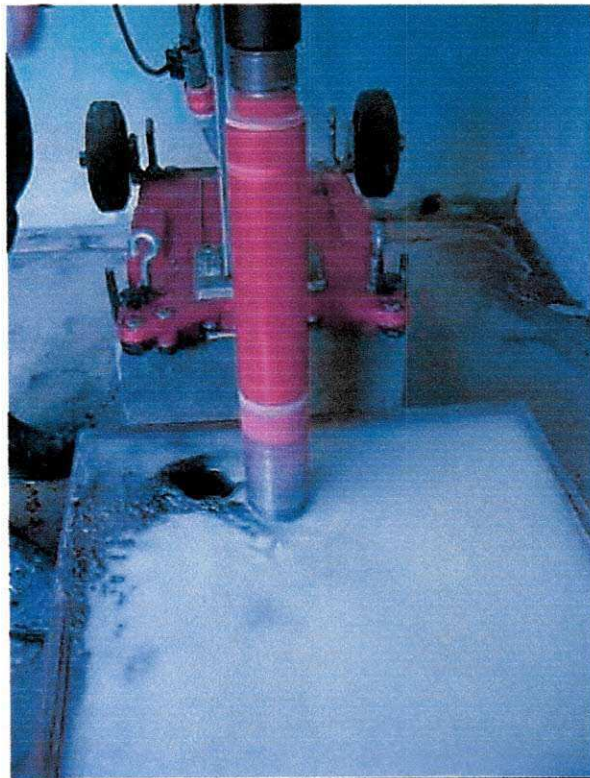
Como o material apresentava muitos planos de fratura, apenas foi possível obter dois corpos de provas intactos. Entretanto, estes, apresentavam diâmetro superior ao da célula de Hoek existente no laboratório de mecânica das rochas da FERBASA, fato que impossibilitou a realização do teste triaxial.



Fotografia 1 – Amostras retiradas da galeria de acesso do nível 380

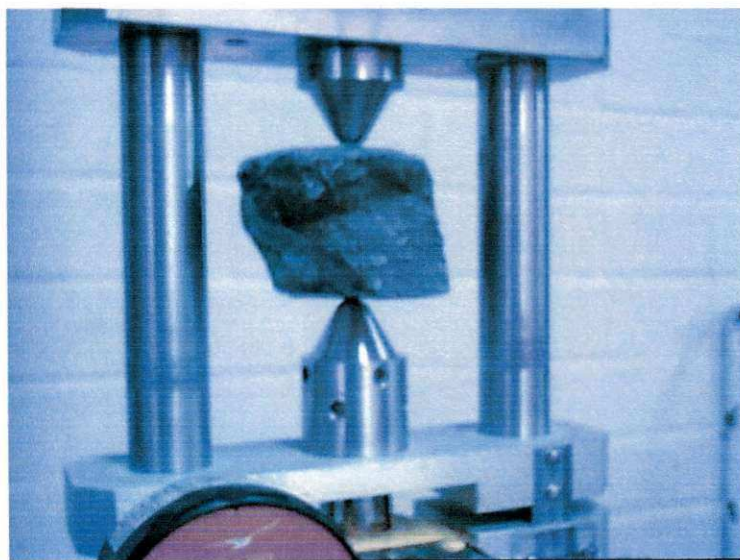


Fotografia 2 – Amostras engastadas em cimento



Fotografia 3 – Perfuração do corpo de prova

Na tentativa de se obter algum parâmetro de resistência da rocha, foram efetuados testes de carga pontual (fotografia 4) em amostras de pedaços irregulares. Entretanto, percebeu-se que os resultados obtidos eram duvidosos porque as amostras apresentaram comportamento plástico, o que lhes permitia sofrerem excessiva deformação nos pontos de contato dos pinos, antes de atingirem a ruptura (fotografia 5). As tabelas 12 e 13 apresentam os resultados obtidos nos testes de carga pontual.



Fotografia 4 – Teste de carga pontual



Fotografia 5 – Deformação plástica na amostra

Tabela 12 - Teste de carga pontual *caving* - 380

Nº	tipo	W(mm)	D (mm)	L (MPa)	A (mm <sup>2</sup> )	D <sub>e</sub> <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	P (N)	I <sub>s</sub>	F	I <sub>s(50)</sub>	C <sub>o</sub> (MPa)
1	i	72,86	68,0	9,1	4954,48	6311,439	8626,80	1,3669	1,2317	1,6835	42,09
2	i	79,39	65,5	7,16	5200,05	6624,261	6787,68	1,0247	1,2451	1,2759	31,90
3	i	61,92	68,5		4241,52	5403,21					
4	i	55,48	45,0		2496,60	3180,382					
5	i	62,46	39,5		2467,17	3142,892					
6	i	53,86	48,0		2585,28	3293,35					

I <sub>s</sub> (50)	1,4797
C <sub>o</sub> max	36,99
C <sub>o</sub> min	32,55

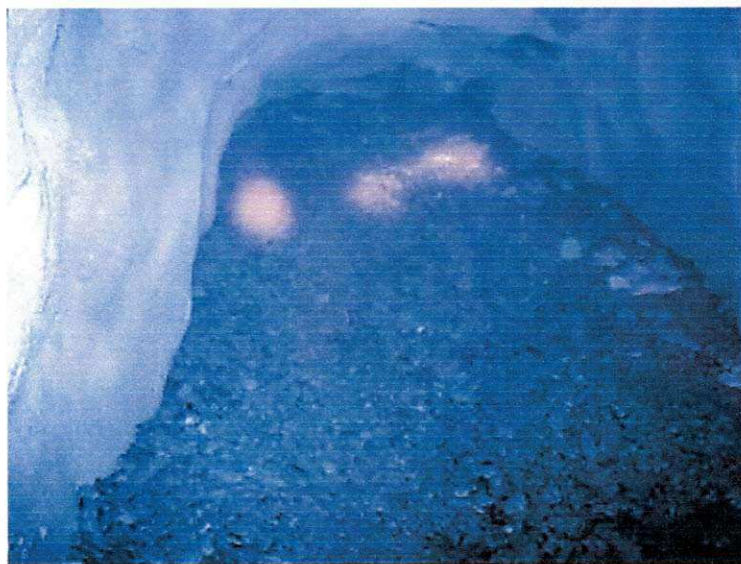
Tabela 13 - Teste de carga pontual caving - 400

Nº	tipo	W(mm)	D (mm)	L (MPa)	A (m <sup>2</sup> )	D <sub>c</sub> <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	P (kN)	I <sub>s</sub>	F	I <sub>s(50)</sub>	C <sub>o</sub> (MPa)
1	i	67,95	51,0	8,58	3465,45	4414,586	8133,84	1,8425	1,1365	2,0940	52,35
2	i	84,70	42,5		3599,75	4585,669	0,00	0,0000	1,1462	0,0000	0,00
3	i	78,20	47,0	3,76	3675,40	4682,038	3564,48	0,7613	1,1516	0,8767	21,92
4	i	79,00	41,0	2,44	3239,00	4126,115	2313,12	0,5606	1,1193	0,6275	15,69
5	i	62,90	51,0	6,68	3207,90	4086,497	6332,64	1,5497	1,1169	1,7308	43,27
6	i	56,17	36,0	2,22	2022,12	2575,949	2104,56	0,8170	1,0068	0,8225	20,56
7	i	95,90	59,0		5658,10	7207,771	0,00	0,0000	1,2690	0,0000	0,00
8	i	67,98	20,8	0,58	1413,98	1801,254	549,84	0,3053	0,9289	0,2835	7,09
9	i	52,80	40,0	4,96	2112,00	2690,446	4702,08	1,7477	1,0167	1,7768	44,42

I <sub>s(50)</sub>	0,8335
C <sub>o</sub> max	20,84
C <sub>o</sub> min	18,34

### 3.3 CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO NA ZONA DE FALHA

Com base na utilização de métodos empíricos desenvolvidos por Singh *et al.* (1992) e Goel *et al.* (1995), chegou-se à conclusão de que o maciço rochoso na zona de falha está submetido ao fenômeno de plastificação, fato este que pode ser observado nas deformações ocorridas em galerias, após o encerramento do painel - 380 (Fotografias 6, 7, 8 e 9).



Fotografia 6 – Desmoronamento de frente e teto em rampa de acesso



Fotografia 7 – Material fragmentado resultante do desmoronamento



Fotografia 8 – Elevação do piso da galeria e flambagem nas cambotas



Fotografia 9 – Convergência das paredes

Os parâmetros utilizados no método de Singh *et al.*(1992) e Goel *et al* (1995) estão calculados nas tabelas 14 e 15. Na tabela 16, são apresentados os intervalos, segundo a profundidade, que caracterizam a condição do maciço rochoso. A galeria do nível – 400 encontra-se no intervalo de profundidade correspondente à condição de moderada plastificação. As galerias abertas em profundidade superior ao limite de 431 experimentaram plastificação em grau de intensidade elevado.

Tabela 14 - Número do maciço rochoso N

$$N = (RQD/J_n) \cdot (J_r/J_a) \cdot J_w$$

$N_{max}$	0,625
$N_{min}$	0,417
$N_{med}$	0,536
N	0,500

Tabela 15 - Correlação de Goel *et al.*

$N^{0,88} \cdot B^{-0,1}$	0,467
$N^{0,33} \cdot B^{-0,1}$	0,684
H	400

Tabela 16 – Classes de intensidade de plastificação segundo Goel *et al.*

Condições do maciço	H (profundidade em m)
Auto-escorado	H < 11
Não ocorre squeezing	H > 11      H < 188
Ligeiro squeezing	H > 118      H < 308
Moderado squeezing	H > 308      H < 431
Elevado squeezing	H > 431

Traduzio de Singh *et al.*, 1997



Os parâmetros geomecânicos da rocha da zona cisalhada foram levantados a partir de inspeções em galerias realizadas pelo professor Aarão de Andrade Lima e pela equipe de engenheiros e geólogos da Cia. de Ferro Ligas da Bahia — FERBASA. Usou-se o método da *scanline* para levantar os dados referentes aos parâmetros  $J_n$ ,  $J_r$ ,  $J_a$  e  $J_w$ . O RQD foi obtido dos testemunhos recuperados de furos de sondagem que cruzaram o maciço da zona cisalhada (Tabela 17).

RQD	10
$J_n$	6 a 9
$J_r$	1,5
$J_a$	4
$J_w$	1
SRF	5 a 10

Para realizar a classificação do maciço na zona de cisalhada, optou-se por utilizar o sistema de classificação Q de Barton (2002), por sua grande aceitabilidade e reconhecimento no meio acadêmico e pela indústria mineral e de construção civil.

O sistema RMR não foi aplicado diretamente como ferramenta de classificação. Para calcular o valor RMR, usou-se a seguinte correlação matemática desenvolvida por Barton:

$$RMR = 9 \times \ln Q' + 44 \quad (24)$$

Os valores calculados para os sistemas Q e RMR são apresentados nas Tabelas 18 e equação 25.

Segundo o sistema Q (2002), o maciço rochoso é classificado como muito pobre, de baixa qualidade. O método de escavação recomendado é o do avanço em bancadas. O sistema de reforço recomendado deve utilizar cambotas de aço e concreto projetado.

Segundo o sistema RMR, o maciço da zona de falha pertence à classe IV, descrito como rocha pobre.

O método de escavação recomendado é avanço em bancada, banco superior avançado entre 1,0 m e 1,5 m. O sistema de reforço deve ser constituído de:

- instalação sistemática de tirantes (*rockbolt*) de 5,0 a 6,0 m de comprimento, espaçado de 1,0 a 1,5 m no teto, e paredes com tela de aço;

- concreto projetado de espessura variando entre 150 a 200 mm no teto, 150 mm nas laterais e 50 mm na face;

- cambotas de aço espaçadas de 0,75 m com revestimento de aço.

Tabela 18 - Sistemas Q	
$Q_{\max}$	0,125
$Q_{\min}$	0,042
$Q_{\text{med}}$	0,080
$Q'$	0,5208

$$RMR = 9 \times \ln Q' + 44 \quad (25)$$

$$RMR = 38$$

### 3.4 CALCULO DA PRESSÃO DE ESCORAMENTO

A pressão de escoramento foi estimada por meio das equações empírica desenvolvidas por Terzaghi (1946), Barton (1977), Singh *et al* (1992), Goel *et al* (1995), Bhasin and Grimstad (1996).

As equações empíricas desenvolvidas por Terzaghi são utilizadas para calcular a carga exercida, principalmente pelo peso do maciço rochoso sobrejacente a escavação, sobre o sistema de escoramento do tipo cambota de aço. Foram elaboradas admitindo que se esta tratando com cargas distribuídas sobre o perfil do escoramento, atuando verticalmente  $P_v$  e lateralmente  $P_h$ . A figura 9 demonstra o modelo do sistema de cargas que atua sobre a cambota.

Neste estudo também foram calculadas as cargas que estão agindo em ângulo de 45 grau sobre as laterais superiores do perfil da cambota (Figura 9).

A resistência da cambota esta ilustrada na Tabela 19.

As cargas foram calculadas para cambotas usadas como sistema de escoramento nas classes de maciço rochoso 5 (muito compartimentada e fissurada) e 6 (rocha completamente triturada mas quimicamente intacta).

Os resultados calculados e os correspondentes fatores de segurança são apresentados nas Tabelas 20, 21 e 22.

As rochas pertencentes a classe 5 apresentam fatores de segurança superiores a 1, o que significa que pode-se optar por um espaçamento de 1,5 entre as cambotas.

Já as rochas da categoria 6 apenas podem utilizar espaçamento de 1 m entre cambotas.

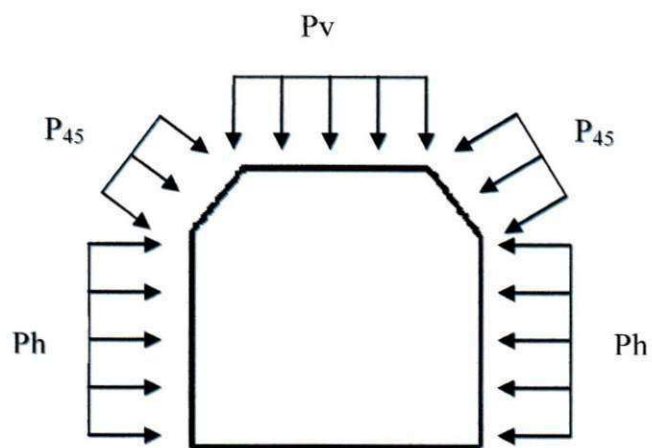


Figura 9 – Forças distribuídas sobre o perfil da cambota

Tabela 19 - Resistência do perfil metálico	
Resistência do aço	250 MPa ou 2.549 Kg/cm <sup>2</sup>
Área do perfil	28 cm <sup>2</sup>
Resistência	71.372 Kg ou 71 t

Fonte: LIMA, 2006

Tabela 20- Cargas nas cambotas	
$\emptyset$	20°
$\gamma$	2.500 kg/m <sup>3</sup>
Hp	10
Rocha de categoria 6, Load factor = 1,1*(B+H)	
Espaçamento entre cambotas de 1,0 metros	
Pv	24.750 Kg ou 24 t
Ph	12.135 Kg ou 12 t
P45	18.442 Kg ou 18 t
Carga total	111.375 Kg ou 111 t
Fs	1,28
Espaçamento entre cambotas de 1,5 metros	
Pv	41.250 Kg ou 41 t
Ph	20.224 Kg ou 20 t
P45	30.737 Kg ou 30 t
Carga total	185. 625 Kg ou 185 t
Fs	0,85
Fonte: LIMA, 2006	

$\emptyset$  — ângulo de atrito da rocha

$\gamma$  — peso específico

Hp — altura de carga

Pv — carga distribuída vertical

Ph — carga distribuída horizontal

P45 — carga distribuída inclinada a 45°

Fs — fator de segurança

$$F_s = \frac{\text{resistência}}{c \arg a} \quad (26)$$

Tabela 21- Cargas nas cambotas	
Ø	20°
γ	2.500kg/m <sup>3</sup>
Hp	3
Rocha categoria 5, Load factor = 0,35 a 1,1*(B+H), usar 0,35	
Espaçamento entre cambotas de 1,0 metros	
Pv	7.875 Kg ou 7 t
Ph	3.861 Kg ou 3 t
P45	5.868 Kg ou 5 t
Carga total	35.437,5 Kg ou 35 t
Fs	4,03
Espaçamento entre cambotas de 1,5 metros	
Pv	11.813 Kg ou 11 t
Ph	5.792 Kg ou 5 t
P45	8.802 Kg ou 8 t
Carga total	53.156,25 Kg ou 53 t
Fs	2,69
Fonte: LIMA, 2006	

Ø — ângulo de atrito da rocha

γ — peso específico

Hp — altura de carga

Pv — carga distribuída vertical

Ph — carga distribuída horizontal

P45 — carga distribuída inclinada a 45°

Fs — fator de segurança

$$F_s = \frac{\text{resistência}}{\text{carga}}$$

Tabela 22 -Carga nas cambotas	
Ø	20 °
γ	2.500kg/m <sup>3</sup>
Hp	7
Rocha categoria 5, Load factor = 0,35 a 1,1*(B+H), usar valor médio 0,725	
Espaçamento entre cambotas de 1,0 metros	
Pv	16.313 Kg ou 16 t
Ph	7.998 Kg ou 7 t
P45	12.155 Kg ou 12 t
Carga total	73.406 Kg ou 73 t
Fs	1,94
Espaçamento entre cambotas de 1,5 metros	
Pv	24.469 Kg ou 24 t
Ph	11.997 Kg ou 11 t
P45	18.233 Kg ou 18 t
Carga total	110.109 Kg ou 110 t
Fs	1,30
Fonte: LIMA, 2006	

Ø — ângulo de atrito da rocha

γ — peso específico

Hp — altura de carga

Pv — carga distribuída vertical

Ph — carga distribuída horizontal

P45 — carga distribuída inclinada a 45°

Fs — fator de segurança

$$F_s = \frac{\text{resistência}}{c \arg a}$$

A fórmula empírica de Barton (1977) para cálculo da pressão de escoramento é descrita a seguir..

$$P_{parede} = \frac{2}{J_r} \times Q^{-\frac{1}{3}} \frac{Kg}{cm^3} \quad (27)$$

$$P = 31.305 \text{ Kg/m}^2 \text{ ou } 0,307 \text{ MPa}$$

A equação modificada de Barton proposta por Singh et al. (1992) para calcular a pressão de escoramento em condições de plastificação é apresentada a seguir.

Note que o resultado obtido se aproxima ao valor calculado pela equação de Barton (0,307 MPa) e pela equação de Terzaghi para cambotas espaçadas de 1 m e instaladas em maciço categoria 5.

$$p_i = \left[ 0,2 \cdot \frac{(5 \cdot Q)^{-0,73}}{J_r} \right] \cdot f \cdot f' \cdot f'' \text{ (MPa)} \quad (28)$$

O fator de profundidade é o mesmo para ambos os estados de manifestação e não manifestação de *squeezing* e é dado como

$$f = 1 + \frac{(H - 320)}{800} \geq 1 \quad (29)$$

onde:

H é a profundidade do túnel.



$$f = 1 + (H-320) / 800 = 1,075$$

$$f' = 0,7 \text{ (squeezing rock)}$$

$$P = 23.557 \text{ Kg/m}^2 \text{ ou } 0,02 \text{ MPa}$$

A equação empírica de Bhasin e Grimstad (1996) calcula a pressão de escoramento em maciço rochoso onde há brechas, de baixa qualidade e que experimenta condições de *squeezing* ( $H > 350 \cdot Q^{0,33}$ ) ou ( $H \cdot B^{0,1} \cdot 32 + 5 \cdot N^{0,33}$ ).

$$P = \left( 40 \cdot \frac{B}{J_r} \right) \cdot Q^{-0,33} \text{ (kPa)} \quad (30)$$

onde:

B é o vão da abertura (m).

$$P = 28.144 \text{ Kg/m}^2 \text{ ou } 0,028 \text{ MPa}$$

As equações de Goel et al. (1995) calculam a pressão de suporte última para condições de não-plastificação e plastificação da rocha.

$$P_{el}(N) = \frac{0,11 \cdot H^{0,1} \cdot B^{0,1}}{N^{0,33}} - 0,038 \text{ (MPa)} \quad (31)$$

$$P_{sq}(N) = \left[ \frac{f(N)}{30} \right] \cdot \left[ 10^{\frac{H^{0,6} \cdot B^{0,1}}{53,5 \cdot N^{0,33}}} \right] \text{ (MPa)} \quad (32)$$

onde:

$f(N)$  é um fator de correção de fechamento de túnel.

$$P = [f(N) / 30] \quad (33)$$

$$[^{10}(H \cdot 0,6 \cdot B \cdot 0,1 / 53,5 \cdot N \cdot 0,33)]$$

$$f(N) = 0,8 \text{ (moderado squeezing)}$$

$$P = 25.085 \text{ Kg/m}^2 \text{ ou } 0,246 \text{ MPa}$$

Na tabela 25 estão sumarizados todos os valores de pressões de escoramento calculadas

Tabela 23 – Pressões no escoramento

Formula empírica e condições	Carga
Terzaghi (categoria 6, espaçamento de 1,0 m)	123.750 Kg
Terzaghi (categoria 6, espaçamento de 1,5 m)	185.625 Kg
Terzaghi (categoria 5, espaçamento de 1,0 m)	35.437 Kg
Terzaghi (categoria 5, espaçamento de 1,5 m)	53.156 Kg
Terzaghi (categoria 5, espaçamento de 1,0 m)	73.406 Kg
Terzaghi (categoria 5, espaçamento de 1,5 m)	110.109 Kg
Barton (1977)	31.305 Kg/m <sup>2</sup>
Singh <i>et al.</i> (1992)	23.557 Kg/m <sup>2</sup>
Bhasin e Grimstad (1996)	28.144 Kg/m <sup>2</sup>
Goel <i>et al.</i> (1995)	25.085 Kg/m <sup>2</sup>

### 3.5 MEDIDAS DE CONVERGÊNCIA

O monitoramento da convergência da galeria de acesso do nível – 400 apenas teve início após a instalação de todo sistema de escoramento, através da zona de cisalhamento. Seções de monitoramento foram instaladas ao longo da estrutura da cambota de aço. As medidas de convergência do maciço rochoso em torno da escavação foram assumidas como iguais às deformações sofridas pelas seções de monitoramento.

O procedimento de leitura consta de 6 tomadas de medidas de distância entre pontos situados em cada seção (1 — 6, 3 — 5, 1 — 3, 1 — 4, 2 — 3, 2 — 4), conforme demonstra a Figura 9. O instrumento utilizado foi um extensômetro com precisão de 0,02 mm. As leituras obtidas foram armazenadas numa planilha Excel. Posteriormente efetuava-se o cálculo da convergência real, ou seja, a variação das medidas entre os pontos.

Os dados obtidos são apresentados na tabela 24. Os gráficos 1, 2, 3, 4, 5 e 6 exibem as deformações sofridas pelas seções, ao longo do perfil longitudinal das cambotas. Demonstram que houve uma intensa convergência do teto das cambotas representado pelas medidas 1 — 6 e 3 — 5, e um aparente afastamento das paredes, representado pelas medidas 1 — 4, 1 — 3 e 2 — 3. Como na ocasião da tomada de medidas, o piso não se encontrava travejado, o campo de tensões atuou de modo a elevar o piso, provocando a deformação das vigas da cambota, no sentido do interior do maciço rochoso.

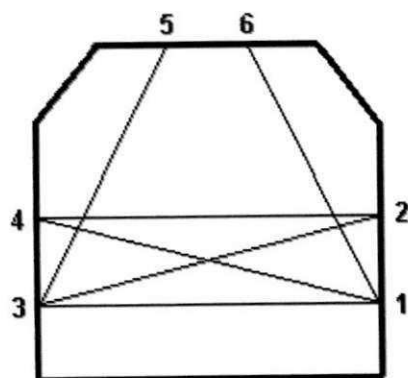


Figura 10 – Modelo de medidas de convergência



Monitoramento Através da Medição de Comprimentos com Extensômetros  
(Análise de Convergência)

Local: G380-4

Data: 25/07/2006

Hora: 2:35\_h

Leitura inicial (aferação) (mm) 13,35

Leitura final (aferação) (mm) 13,44

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. real (m)	Med.anterior comp.(m)	Variação Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>1</sub>	1 -- 3	6,15	3910,00	17,85	500,00	4,468			4,50	32,15
	1 -- 4	6,30	4060,00	51,47	500,00	4,651			4,66	8,53
	2 -- 4	6,10	3860,00	48,71	500,00	4,449			4,50	51,29
	2 -- 3	6,30	4060,00	46,83	500,00	4,647			4,66	13,17
	1 -- 6	5,40	3160,00	50,86	500,00	3,751			3,80	49,14
	3 -- 5	5,40	3160,00	45,62	500,00	3,746			3,80	54,38

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. real (m)	Med.anterior comp.(m)	Variação Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>2</sub>	1 -- 3	6,1	3860,00	52,5	500,00	4,453			4,50	47,50
	1 -- 4	6,3	4060,00	23,98	500,00	4,624			4,66	36,02
	2 -- 4	6,1	3860,00	20,14	500,00	4,420			4,50	79,86
	2 -- 3	6,3	4060,00	26,51	500,00	4,627			4,66	33,49
	1 -- 6	5,5	3260,00	24,08	500,00	3,824			3,80	-24,08
	3 -- 5	5,5	3260,00	17,95	500,00	3,818			3,80	-17,95

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. real (m)	Med.anterior comp.(m)	Variação Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>3</sub>	1 -- 3	6,05	3810,00	53,38	500,00	4,403			4,50	96,62
	1 -- 4	6,20	3960,00	53,17	500,00	4,553			4,66	106,83
	2 -- 4	6,05	3810,00	14,67	500,00	4,365			4,50	135,33
	2 -- 3	6,25	4010,00	12,12	500,00	4,562			4,66	97,88
	1 -- 6	5,40	3160,00	31,15	500,00	3,731			3,80	68,85
	3 -- 5	5,45	3210,00	6,58	500,00	3,757			3,80	43,42

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. real (m)	Med.anterior comp.(m)	Variação Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>4</sub>	1 -- 3	6,10	3860,00	48,47	500,00	4,448			4,50	51,53
	1 -- 4	6,30	4060,00	26,89	500,00	4,627			4,66	33,11
	2 -- 4	6,10	3860,00	33,40	500,00	4,433			4,50	66,60
	2 -- 3	6,25	4010,00	41,34	500,00	4,591			4,66	68,66
	1 -- 6	5,45	3210,00	32,29	500,00	3,782			3,80	17,71
	3 -- 5	5,40	3160,00	25,44	500,00	3,725			3,80	74,56

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. real (m)	Med.anterior comp.(m)	Variação Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>5</sub>	1 -- 3	6,15	3910,00	13,03	500,00	4,463			4,50	36,97
	1 -- 4	6,30	4060,00	7,35	500,00	4,607			4,66	52,65
	2 -- 4	6,10	3860,00	49,10	500,00	4,449			4,50	50,90
	2 -- 3	6,30	4060,00	45,26	500,00	4,645			4,66	14,74
	1 -- 6	5,45	3210,00	24,77	500,00	3,775			3,80	25,23
	3 -- 5	5,50	3260,00	14,59	500,00	3,815			3,80	-14,59

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. real (m)	Med.anterior comp.(m)	Variação Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>5</sub>	1 -- 3	6,15	3910,00	13,01	500,00	4,463			4,50	36,99
	1 -- 4	6,25	4010,00	51,48	500,00	4,601			4,66	58,52
	2 -- 4	6,10	3860,00	40,40	500,00	4,440			4,50	59,60
	2 -- 3	6,30	4060,00	36,04	500,00	4,636			4,66	23,96
	1 -- 6	5,55	3310,00	17,40	500,00	3,867			3,80	-67,40
	3 -- 5	5,55	3310,00	4,35	500,00	3,854			3,80	-54,35

Obs.:

Resp.: \_\_\_\_\_

Figura 11 – Leituras seção E1



Monitoramento Através da Medição de Comprimentos com Extensômetros  
(Análise de Convergência)

Local: G380-4

Data: \_27\_/07\_/2006\_\_

Hora: \_17\_:45\_h

Leitura inicial (afecção) (mm) 13,95

Leitura final (afecção) (mm) 13,99

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m)	Div.(mm)
E <sub>1</sub>	1-3	6,15	3910,00	18,59	500,00	4,469	4,468	-0,74	4,50	31,41
	1-4	6,30	4060,00	52,10	500,00	4,652	4,651	-0,63	4,66	7,90
	2-4	6,10	3860,00	40,06	500,00	4,440	4,449	8,65	4,50	59,94
	2-3	6,30	4060,00	47,42	500,00	4,647	4,647	-0,59	4,66	12,58
	1-6	5,40	3160,00	51,23	500,00	3,751	3,751	-0,37	3,80	48,77
	3-5	5,40	3160,00	46,16	500,00	3,746	3,746	-0,54	3,80	53,84

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m)	Div.(mm)
E <sub>2</sub>	1-3	6,10	3860,00	53,13	500,00	4,453	4,453	-0,63	4,50	46,87
	1-4	6,30	4060,00	24,51	500,00	4,625	4,624	-0,53	4,66	35,49
	2-4	6,10	3860,00	20,58	500,00	4,421	4,420	-0,44	4,50	79,42
	2-3	6,30	4060,00	27,00	500,00	4,627	4,627	-0,49	4,66	33,00
	1-6	5,50	3260,00	24,83	500,00	3,825	3,824	-0,75	3,80	-24,83
	3-5	5,50	3260,00	18,70	500,00	3,819	3,818	-0,75	3,80	-18,70

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m)	Div.(mm)
E <sub>3</sub>	1-3	6,05	3810,00	53,34	500,00	4,403	4,403	0,04	4,50	96,66
	1-4	6,20	3960,00	53,38	500,00	4,553	4,553	-0,21	4,66	106,62
	2-4	6,05	3810,00	14,47	500,00	4,364	4,365	0,20	4,50	135,53
	2-3	6,25	4010,00	11,77	500,00	4,562	4,562	0,35	4,66	98,23
	1-6	5,40	3160,00	31,90	500,00	3,732	3,731	-0,75	3,80	68,10
	3-5	5,45	3210,00	7,36	500,00	3,757	3,757	-0,78	3,80	42,64

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m)	Div.(mm)
E <sub>4</sub>	1-3	6,10	3860,00	47,63	500,00	4,448	4,448	0,84	4,50	52,37
	1-4	6,30	4060,00	26,44	500,00	4,626	4,627	0,45	4,66	33,56
	2-4	6,10	3860,00	33,53	500,00	4,434	4,433	-0,13	4,50	66,47
	2-3	6,25	4010,00	40,94	500,00	4,591	4,591	0,40	4,66	69,06
	1-6	5,45	3210,00	33,08	500,00	3,783	3,782	-0,79	3,80	16,92
	3-5	5,40	3160,00	25,95	500,00	3,726	3,725	-0,51	3,80	74,05

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m)	Div.(mm)
E <sub>5</sub>	1-3	6,15	3910,00	12,87	500,00	4,463	4,463	0,16	4,50	37,13
	1-4	6,30	4060,00	7,70	500,00	4,608	4,607	-0,35	4,66	52,30
	2-4	6,10	3860,00	49,16	500,00	4,449	4,449	-0,06	4,50	50,84
	2-3	6,30	4060,00	44,95	500,00	4,645	4,645	0,31	4,66	15,05
	1-6	5,45	3210,00	25,37	500,00	3,775	3,775	-0,60	3,80	24,63
	3-5	5,50	3260,00	15,12	500,00	3,815	3,815	-0,53	3,80	-15,12

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m)	Div.(mm)
E <sub>6</sub>	1-3	6,15	3910,00	13,30	500,00	4,463	4,463	-0,29	4,50	36,70
	1-4	6,25	4010,00	51,67	500,00	4,602	4,601	-0,19	4,66	58,33
	2-4	6,10	3860,00	41,02	500,00	4,441	4,440	-0,62	4,50	58,98
	2-3	6,30	4060,00	36,57	500,00	4,637	4,636	-0,53	4,66	23,43
	1-6	5,55	3310,00	17,97	500,00	3,868	3,867	-0,57	3,80	-67,97
	3-5	5,55	3310,00	5,17	500,00	3,855	3,854	-0,82	3,80	-55,17

Obs.:

Resp.: \_\_\_\_\_

Figura 12 – Leituras seção E2



Monitoramento Através da Medição de Comprimentos com Extensômetros  
(Análise de Convergência)

Local: G380-4

Data: \_28\_/07\_/2006\_

Hora: \_14\_:20\_h

Leitura inicial (afinação) (mm) 14,05

Leitura final (afinação) (mm) 14,25

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m)	Div.(mm)
E1	1-3	6,15	3910,00	18,39	500,00	4,468	4,468	-0,54	4,50	31,61
	1-4	6,30	4060,00	51,81	500,00	4,652	4,651	-0,34	4,66	8,19
	2-4	6,10	3860,00	49,16	500,00	4,449	4,449	-0,45	4,50	50,84
	2-3	6,30	4060,00	47,26	500,00	4,647	4,647	-0,43	4,66	12,74
	1-6	5,40	3160,00	51,22	500,00	3,751	3,751	-0,36	3,80	48,78
	3-5	5,40	3160,00	46,34	500,00	3,746	3,746	-0,72	3,80	53,66

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m)	Div.(mm)
E2	1-3	6,10	3860,00	52,97	500,00	4,453	4,453	-0,47	4,50	47,03
	1-4	6,30	4060,00	24,49	500,00	4,624	4,624	-0,51	4,66	35,51
	2-4	6,10	3860,00	20,24	500,00	4,420	4,420	-0,10	4,50	79,76
	2-3	6,30	4060,00	26,81	500,00	4,627	4,627	-0,30	4,66	33,19
	1-6	5,50	3260,00	24,86	500,00	3,825	3,824	-0,78	3,80	-24,86
	3-5	5,50	3260,00	18,52	500,00	3,819	3,818	-0,57	3,80	-18,52

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m)	Div.(mm)
E3	1-3	6,05	3810,00	53,26	500,00	4,403	4,403	0,12	4,50	96,74
	1-4	6,20	3960,00	53,48	500,00	4,553	4,553	-0,31	4,66	106,52
	2-4	6,05	3810,00	14,53	500,00	4,365	4,365	0,14	4,50	135,47
	2-3	6,25	4010,00	12,01	500,00	4,562	4,562	0,11	4,66	97,99
	1-6	5,40	3160,00	31,85	500,00	3,732	3,731	-0,70	3,80	68,15
	3-5	5,45	3210,00	7,20	500,00	3,757	3,757	-0,62	3,80	42,80

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m)	Div.(mm)
E4	1-3	6,10	3860,00	47,43	500,00	4,447	4,448	1,04	4,50	52,57
	1-4	6,30	4060,00	26,17	500,00	4,626	4,627	0,72	4,66	33,83
	2-4	6,10	3860,00	33,32	500,00	4,433	4,433	0,08	4,50	66,68
	2-3	6,25	4010,00	40,50	500,00	4,591	4,591	0,84	4,66	69,50
	1-6	5,45	3210,00	33,14	500,00	3,783	3,782	-0,85	3,80	16,86
	3-5	5,40	3160,00	26,11	500,00	3,726	3,725	-0,67	3,80	73,89

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m)	Div.(mm)
E5	1-3	6,15	3910,00	12,89	500,00	4,463	4,463	0,14	4,50	37,11
	1-4	6,30	4060,00	7,24	500,00	4,607	4,607	0,11	4,66	52,76
	2-4	6,10	3860,00	48,79	500,00	4,449	4,449	0,31	4,50	51,21
	2-3	6,30	4060,00	44,86	500,00	4,645	4,645	0,40	4,66	15,14
	1-6	5,45	3210,00	25,23	500,00	3,775	3,775	-0,46	3,80	24,77
	3-5	5,50	3260,00	14,98	500,00	3,815	3,815	-0,39	3,80	-14,98

Obs.:

Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m)	Div.(mm)
E6	1-3	6,15	3910,00	13,20	500,00	4,463	4,463	-0,19	4,50	36,80
	1-4	6,25	4010,00	51,41	500,00	4,601	4,601	0,07	4,66	58,59
	2-4	6,10	3860,00	40,45	500,00	4,440	4,440	-0,05	4,50	59,55
	2-3	6,30	4060,00	36,15	500,00	4,636	4,636	-0,11	4,66	23,85
	1-6	5,55	3310,00	17,84	500,00	3,868	3,867	-0,44	3,80	-67,84
	3-5	5,55	3310,00	5,25	500,00	3,855	3,854	-0,90	3,80	-55,25

Obs.:

Resp.: \_\_\_\_\_

Figura 13 – Leituras seção E3



Monitoramento Através da Medição de Comprimentos com Extensômetros  
(Análise de Convergência)

Local: G380-4

Data: \_31\_/07\_/2006\_

Hora: \_10:00\_h

Leitura inicial (aferição) (mm)		14,22		Leitura final (aferição) (mm)		14,22				
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. real (m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>1</sub>	1-3	6,15	3910,00	18,43	500,00	4,468	4,468	-0,58	4,50	31,57
	1-4	6,35	4110,00	2,21	500,00	4,652	4,651	-0,74	4,66	7,79
	2-4	6,10	3860,00	55,39	500,00	4,455	4,449	-6,68	4,50	44,61
	2-3	6,30	4060,00	53,64	500,00	4,654	4,647	-6,81	4,66	6,36
	1-6	5,40	3160,00	51,77	500,00	3,752	3,751	-0,91	3,80	48,23
	3-5	5,40	3160,00	46,27	500,00	3,746	3,746	-0,65	3,80	53,73
Obs.:										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. real (m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>2</sub>	1-3	6,10	3860,00	52,93	500,00	4,453	4,453	-0,43	4,50	47,07
	1-4	6,30	4060,00	24,47	500,00	4,624	4,624	-0,49	4,66	35,53
	2-4	6,10	3860,00	20,33	500,00	4,420	4,420	-0,19	4,50	79,67
	2-3	6,30	4060,00	26,74	500,00	4,627	4,627	-0,23	4,66	33,26
	1-6	5,50	3260,00	25,34	500,00	3,825	3,824	-1,26	3,80	-25,34
	3-5	5,50	3260,00	18,88	500,00	3,819	3,818	-0,93	3,80	-18,88
Obs.:										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. real (m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>3</sub>	1-3	6,05	3810,00	52,85	500,00	4,403	4,403	0,53	4,50	97,15
	1-4	6,20	3960,00	53,23	500,00	4,553	4,553	-0,06	4,66	106,77
	2-4	6,05	3810,00	14,42	500,00	4,364	4,365	0,25	4,50	135,58
	2-3	6,25	4010,00	11,51	500,00	4,562	4,562	0,61	4,66	98,49
	1-6	5,40	3160,00	32,27	500,00	3,732	3,731	-1,12	3,80	67,73
	3-5	5,45	3210,00	7,58	500,00	3,758	3,757	-1,00	3,80	42,42
Obs.: Nos Pontos										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. real (m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>4</sub>	1-3	6,10	3860,00	47,13	500,00	4,447	4,448	1,34	4,50	52,87
	1-4	6,30	4060,00	26,43	500,00	4,626	4,627	0,46	4,66	33,57
	2-4	6,10	3860,00	32,74	500,00	4,433	4,433	0,66	4,50	67,26
	2-3	6,25	4010,00	40,25	500,00	4,590	4,591	1,09	4,66	69,75
	1-6	5,45	3210,00	33,32	500,00	3,783	3,782	-1,03	3,80	16,68
	3-5	5,40	3160,00	26,12	500,00	3,726	3,725	-0,68	3,80	73,88
Obs.:										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. real (m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>5</sub>	1-3	6,15	3910,00	12,98	500,00	4,463	4,463	0,05	4,50	37,02
	1-4	6,30	4060,00	6,72	500,00	4,607	4,607	0,63	4,66	53,28
	2-4	6,10	3860,00	48,50	500,00	4,449	4,449	0,60	4,50	51,50
	2-3	6,30	4060,00	44,38	500,00	4,644	4,645	0,88	4,66	15,62
	1-6	5,45	3210,00	25,72	500,00	3,776	3,775	-0,95	3,80	24,28
	3-5	5,50	3260,00	15,66	500,00	3,816	3,815	-1,07	3,80	-15,66
Obs.:										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. real (m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>6</sub>	1-3	6,15	3910,00	13,55	500,00	4,464	4,463	-0,54	4,50	36,45
	1-4	6,25	4010,00	51,15	500,00	4,601	4,601	0,33	4,66	58,85
	2-4	6,10	3860,00	40,48	500,00	4,440	4,440	-0,08	4,50	59,52
	2-3	6,30	4060,00	36,28	500,00	4,636	4,636	-0,24	4,66	23,72
	1-6	5,55	3310,00	18,21	500,00	3,868	3,867	-0,81	3,80	-68,21
	3-5	5,55	3310,00	5,98	500,00	3,856	3,854	-1,63	3,80	-55,98
Obs.:										

Resp.: \_\_\_\_\_

Figura 14 – Leituras seção E4



Monitoramento Através da Medição de Comprimentos com Extensômetros  
(Análise de Convergência)

Local: G380-4

Data: 02 / 08 / 2006

Hora: 14 : 12 : h

Leitura inicial (aferação) (mm)		14,24		Leitura final (aferação) (mm)		14,24				
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Variação Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>1</sub>	1-3	6,15	3910,00	18,49	500,00	4,468	4,468	-0,64	4,50	31,51
	1-4	6,30	4060,00	51,77	500,00	4,652	4,651	-0,30	4,66	8,23
	2-4	6,10	3860,00	49,03	500,00	4,449	4,449	-0,32	4,50	50,97
	2-3	6,30	4060,00	47,51	500,00	4,648	4,647	-0,68	4,66	12,49
	1-6	5,40	3160,00	51,52	500,00	3,752	3,751	-0,66	3,80	48,48
	3-5	5,40	3160,00	46,44	500,00	3,746	3,746	-0,82	3,80	53,56
Obs.:										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Variação Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>2</sub>	1-3	6,10	3860,00	52,71	500,00	4,453	4,453	-0,21	4,50	47,29
	1-4	6,30	4060,00	23,99	500,00	4,624	4,624	-0,01	4,66	36,01
	2-4	6,10	3860,00	20,63	500,00	4,421	4,420	-0,49	4,50	79,37
	2-3	6,30	4060,00	27,03	500,00	4,627	4,627	-0,52	4,66	32,97
	1-6	5,50	3260,00	25,76	500,00	3,826	3,824	-1,68	3,80	-25,76
	3-5	5,50	3260,00	19,43	500,00	3,819	3,818	-1,48	3,80	-19,43
Obs.:										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Variação Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>3</sub>	1-3	6,05	3810,00	52,49	500,00	4,402	4,403	0,89	4,50	97,51
	1-4	6,20	3960,00	52,84	500,00	4,553	4,553	0,33	4,66	107,16
	2-4	6,05	3810,00	13,86	500,00	4,364	4,365	0,81	4,50	136,14
	2-3	6,25	4010,00	11,19	500,00	4,561	4,562	0,93	4,66	98,81
	1-6	5,40	3160,00	32,65	500,00	3,733	3,731	-1,50	3,80	67,35
	3-5	5,45	3210,00	7,50	500,00	3,758	3,757	-0,92	3,80	42,50
Obs.:										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Variação Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>4</sub>	1-3	6,10	3860,00	46,70	500,00	4,447	4,448	1,77	4,50	53,30
	1-4	6,30	4060,00	25,49	500,00	4,625	4,627	1,40	4,66	34,51
	2-4	6,10	3860,00	32,18	500,00	4,432	4,433	1,22	4,50	67,82
	2-3	6,25	4010,00	39,77	500,00	4,590	4,591	1,57	4,66	70,23
	1-6	5,45	3210,00	33,61	500,00	3,784	3,782	-1,32	3,80	16,39
	3-5	5,40	3160,00	26,38	500,00	3,726	3,725	-0,94	3,80	73,62
Obs.:										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Variação Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>5</sub>	1-3	6,15	3910,00	12,93	500,00	4,463	4,463	0,10	4,50	37,07
	1-4	6,30	4060,00	6,68	500,00	4,607	4,607	0,67	4,66	53,32
	2-4	6,10	3860,00	47,77	500,00	4,448	4,449	1,33	4,50	52,23
	2-3	6,30	4060,00	44,16	500,00	4,644	4,645	1,10	4,66	15,84
	1-6	5,45	3210,00	25,93	500,00	3,776	3,775	-1,16	3,80	24,07
	3-5	5,50	3260,00	15,82	500,00	3,816	3,815	-1,23	3,80	-15,82
Obs.:										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Variação Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>6</sub>	1-3	6,15	3910,00	13,10	500,00	4,463	4,463	-0,09	4,50	36,90
	1-4	6,25	4010,00	50,89	500,00	4,601	4,601	0,59	4,66	59,11
	2-4	6,10	3860,00	40,13	500,00	4,440	4,440	0,27	4,50	59,87
	2-3	6,30	4060,00	36,36	500,00	4,636	4,636	-0,32	4,66	23,64
	1-6	5,55	3310,00	18,53	500,00	3,869	3,867	-1,13	3,80	-68,53
	3-5	5,55	3310,00	5,55	500,00	3,856	3,854	-1,20	3,80	-55,55
Obs.:										

Resp.: \_\_\_\_\_

Figura 15 – Leitura seção E5





Monitoramento Através da Medição de Comprimentos com Extensômetros  
(Análise de Convergência)

Local: G380-4

Data: 04 / 08 / 2006

Hora: 15 : 02\_h

Leitura inicial (aferação) (mm)		14,24		Leitura final (aferação) (mm)		14,24				
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>1</sub>	1-3	6,15	3910,00	18,59	500,00	4,469	4,468	-0,74	4,50	31,41
	1-4	6,30	4060,00	51,76	500,00	4,652	4,651	-0,29	4,66	8,24
	2-4	6,10	3860,00	49,06	500,00	4,449	4,449	-0,35	4,50	50,94
	2-3	6,30	4060,00	47,34	500,00	4,647	4,647	-0,51	4,66	12,66
	1-6	5,40	3160,00	51,31	500,00	3,751	3,751	-0,45	3,80	48,69
	3-5	5,40	3160,00	46,35	500,00	3,746	3,746	-0,73	3,80	53,65
Obs.:										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>2</sub>	1-3	6,10	3860,00	52,71	500,00	4,453	4,453	-0,21	4,50	47,29
	1-4	6,30	4060,00	24,36	500,00	4,624	4,624	-0,38	4,66	35,64
	2-4	6,10	3860,00	19,75	500,00	4,420	4,420	0,39	4,50	80,25
	2-3	6,30	4060,00	26,85	500,00	4,627	4,627	-0,34	4,66	33,15
	1-6	5,50	3260,00	25,58	500,00	3,826	3,824	-1,50	3,80	-25,58
	3-5	5,50	3260,00	19,12	500,00	3,819	3,818	-1,17	3,80	-19,12
Obs.:										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>3</sub>	1-3	6,05	3810,00	52,36	500,00	4,402	4,403	1,02	4,50	97,64
	1-4	6,20	3960,00	52,77	500,00	4,553	4,553	0,40	4,66	107,23
	2-4	6,05	3810,00	13,42	500,00	4,363	4,365	1,25	4,50	136,58
	2-3	6,25	4010,00	10,84	500,00	4,561	4,562	1,28	4,66	99,16
	1-6	5,40	3160,00	32,36	500,00	3,732	3,731	-1,21	3,80	67,64
	3-5	5,45	3210,00	7,62	500,00	3,758	3,757	-1,04	3,80	42,38
Obs.:										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>4</sub>	1-3	6,10	3860,00	46,32	500,00	4,446	4,448	2,15	4,50	53,68
	1-4	6,30	4060,00	25,16	500,00	4,625	4,627	1,73	4,66	34,84
	2-4	6,10	3860,00	31,91	500,00	4,432	4,433	1,49	4,50	68,09
	2-3	6,25	4010,00	39,53	500,00	4,590	4,591	1,81	4,66	70,47
	1-6	5,45	3210,00	33,61	500,00	3,784	3,782	-1,32	3,80	16,39
	3-5	5,40	3160,00	26,74	500,00	3,727	3,725	-1,30	3,80	73,26
Obs.:										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>5</sub>	1-3	6,15	3910,00	11,97	500,00	4,462	4,463	1,06	4,50	38,03
	1-4	6,30	4060,00	6,50	500,00	4,607	4,607	0,85	4,66	53,50
	2-4	6,10	3860,00	48,14	500,00	4,448	4,449	0,96	4,50	51,86
	2-3	6,30	4060,00	44,17	500,00	4,644	4,645	1,09	4,66	15,83
	1-6	5,45	3210,00	25,87	500,00	3,776	3,775	-1,10	3,80	24,13
	3-5	5,50	3260,00	15,45	500,00	3,815	3,815	-0,86	3,80	-15,45
Obs.:										
Estação	Pontos	Comp.trena (m)	Comp.corrig. (mm)	Leitura Inst.(mm)	Tamanho Inst.(mm)	Comp. medido(m)	Med.anterior comp.(m)	Varição Diverg.(mm)	Med.Projeto comp.(m) Div.(mm)	
E <sub>6</sub>	1-3	6,15	3910,00	12,97	500,00	4,463	4,463	0,04	4,50	37,03
	1-4	6,25	4010,00	50,72	500,00	4,601	4,601	0,76	4,66	59,28
	2-4	6,10	3860,00	40,80	500,00	4,441	4,440	-0,40	4,50	59,20
	2-3	6,30	4060,00	36,37	500,00	4,636	4,636	-0,33	4,66	23,63
	1-6	5,55	3310,00	18,32	500,00	3,868	3,867	-0,92	3,80	-68,32
	3-5	5,55	3310,00	5,58	500,00	3,856	3,854	-1,23	3,80	-55,58
Obs.:										

Resp.: \_\_\_\_\_

Figura 16 – Leituras seção E6

Tabela 24 - Medidas de convergência das seções E1, E2, E3, E4, E5 e E6

Estação	Pontos	Escala de	25/07	27/07	28/07	31/07	02/08	04/08
E <sub>1</sub>		Projeto	Convergência (mm)					
	1 -- 3	32,15	0,00	-0,74	-0,54	-0,58	-0,64	-0,74
	1 -- 4	8,53	0,00	-0,63	-0,34	-0,74	-0,30	-0,29
	2 -- 4	51,29	0,00	8,65	-0,45	-6,68	-0,32	-0,35
	2 -- 3	13,17	0,00	-0,59	-0,43	-6,81	-0,68	-0,51
	1 -- 6	49,14	0,00	-0,37	-0,36	-0,91	-0,66	-0,45
	3 -- 5	54,38	0,00	-0,54	-0,72	-0,65	-0,82	-0,73
Estação	Pontos	Escala de	25/07	27/07	28/07	31/07	02/08	04/08
E <sub>2</sub>		Projeto	Convergência (mm)					
	1 -- 3	47,50	0,00	-0,63	-0,47	-0,43	-0,21	-0,21
	1 -- 4	36,02	0,00	-0,53	-0,51	-0,49	-0,01	-0,01
	2 -- 4	79,86	0,00	-0,44	-0,10	-0,19	-0,49	-0,49
	2 -- 3	33,49	0,00	-0,49	-0,30	-0,23	-0,52	-0,52
	1 -- 6	-24,08	0,00	-0,75	-0,78	-1,26	-1,68	-1,68
	3 -- 5	-17,95	0,00	-0,75	-0,57	-0,93	-1,48	-1,48
Estação	Pontos	Escala de	25/07	27/07	28/07	31/07	02/08	04/08
E <sub>3</sub>		Projeto	Convergência (mm)					
	1 -- 3	96,62	0	0,04	0,12	0,53	0,89	0,89
	1 -- 4	106,83	0,00	-0,21	-0,31	-0,06	0,33	0,33
	2 -- 4	135,33	0,00	0,20	0,14	0,25	0,81	0,81
	2 -- 3	97,88	0,00	0,35	0,11	0,61	0,93	0,93
	1 -- 6	68,85	0,00	-0,75	-0,70	-1,12	-1,50	-1,5
	3 -- 5	43,42	0,00	-0,78	-0,62	-1,00	-0,92	-0,92
Estação	Pontos	Escala de	25/07	27/07	28/07	31/07	02/08	04/08
E <sub>4</sub>		Projeto	Convergência (mm)					
	1 -- 3	51,53	0,00	0,84	1,04	1,34	1,77	1,77
	1 -- 4	33,11	0,00	0,45	0,72	0,46	1,40	1,40
	2 -- 4	66,60	0,00	-0,13	0,08	0,66	1,22	1,22
	2 -- 3	68,66	0,00	0,40	0,84	1,09	1,57	1,57
	1 -- 6	17,71	0,00	-0,79	-0,85	-1,03	-1,32	-1,32
	3 -- 5	74,56	0,00	-0,51	-0,67	-0,68	-0,94	-0,94
Estação	Pontos	Escala de	25/07	27/07	28/07	31/07	02/08	04/08
E <sub>5</sub>		Projeto	Convergência (mm)					
	1 -- 3	36,97	0,00	0,16	0,14	0,05	0,10	0,10
	1 -- 4	52,65	0,00	-0,35	0,11	0,63	0,67	0,67
	2 -- 4	50,90	0,00	-0,06	0,31	0,60	1,33	1,33
	2 -- 3	14,74	0,00	0,31	0,40	0,88	1,10	1,10
	1 -- 6	25,23	0,00	-0,60	-0,46	-0,95	-1,16	-1,16
	3 -- 5	-14,59	0,00	-0,53	-0,39	-1,07	-1,23	-1,23
Estação	Pontos	Escala de	25/07	27/07	28/07	31/07	02/08	04/08
E <sub>5</sub>		Projeto	Convergência (mm)					
	1 -- 3	36,99	0,00	-0,29	-0,19	-0,54	-0,09	-0,09
	1 -- 4	58,52	0,00	-0,19	0,07	0,33	0,59	0,59
	2 -- 4	59,60	0,00	-0,62	-0,05	-0,08	0,27	0,27
	2 -- 3	23,96	0,00	-0,53	-0,11	-0,24	-0,32	-0,32
	1 -- 6	-67,40	0,00	-0,57	-0,44	-0,81	-1,13	-1,13
	3 -- 5	-54,35	0,00	-0,82	-0,90	-1,63	-1,20	-1,2

Fonte: Ferbasa

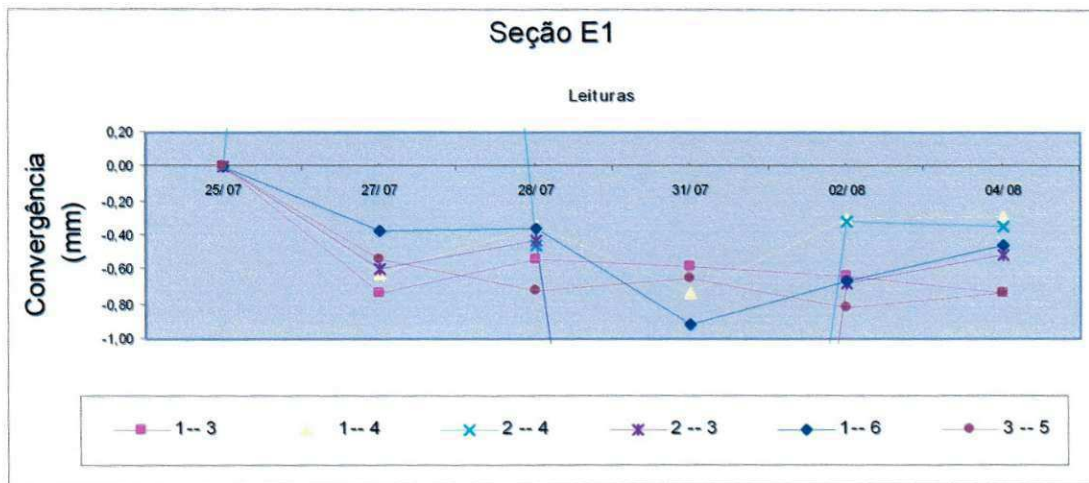


Gráfico 1 – Deformação ao longo da seção E<sub>1</sub>

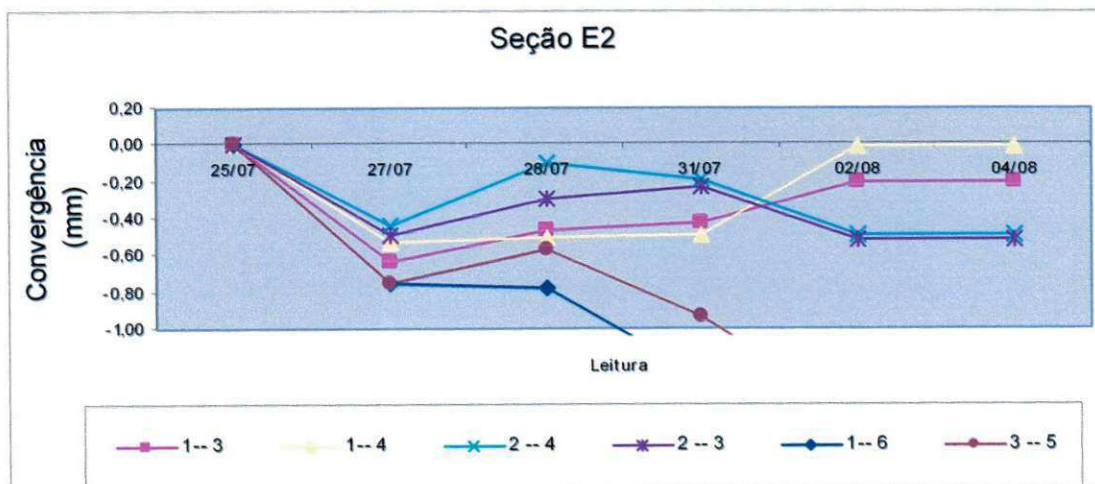
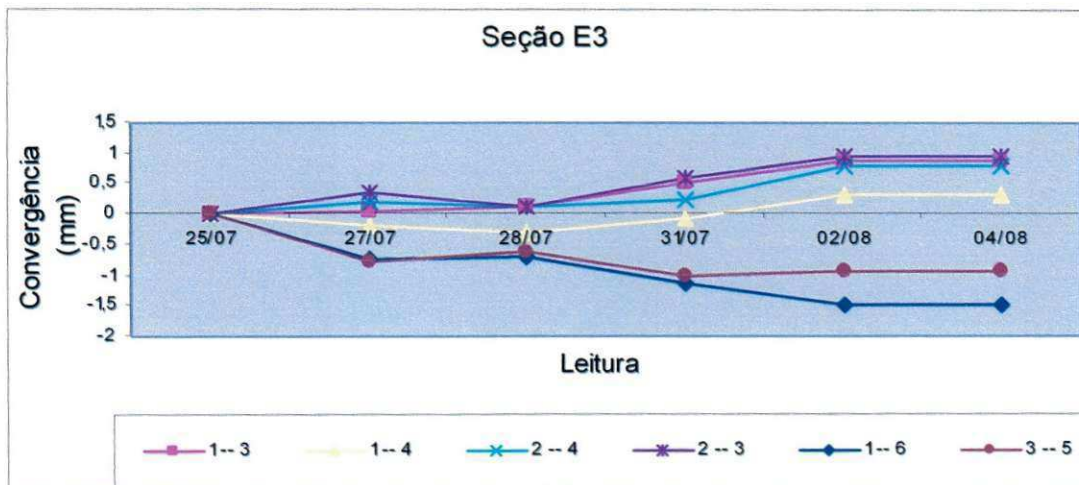
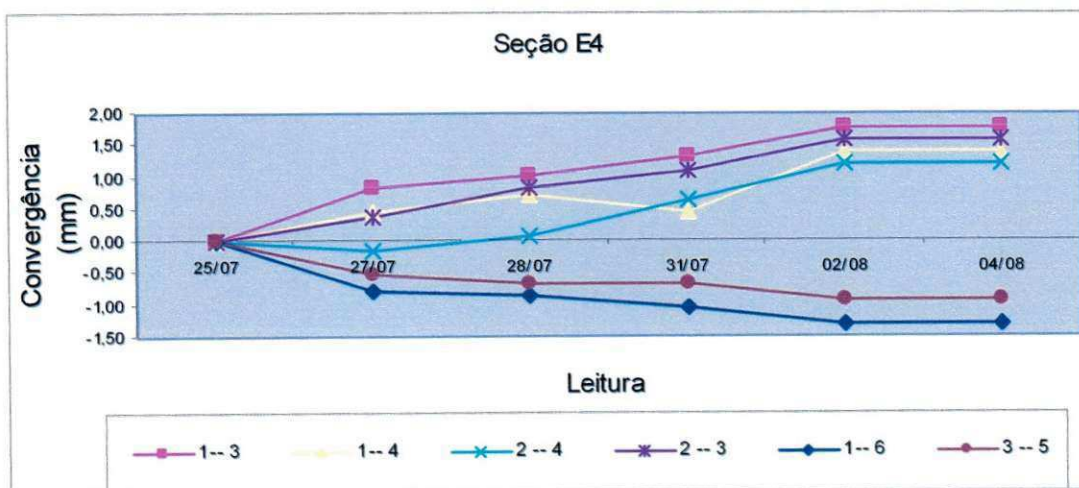
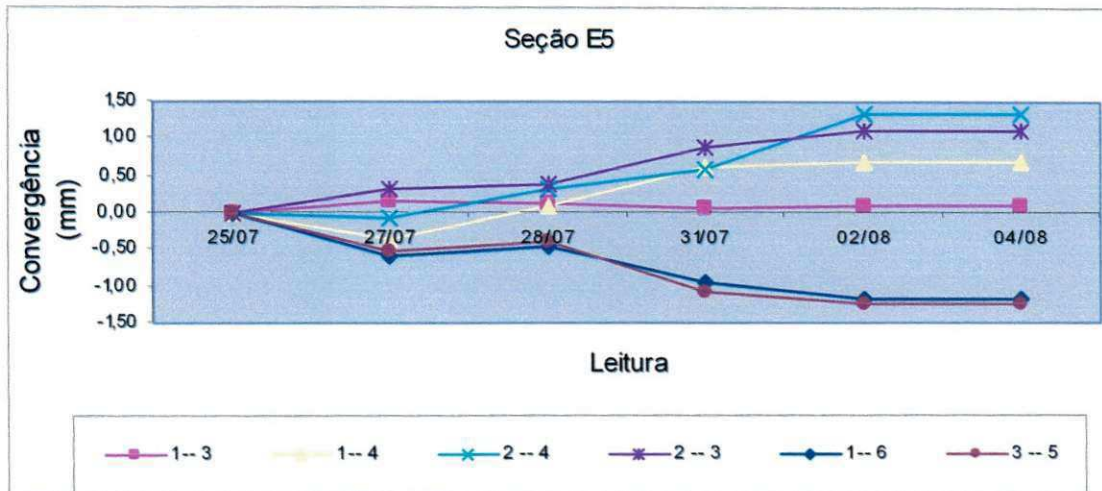
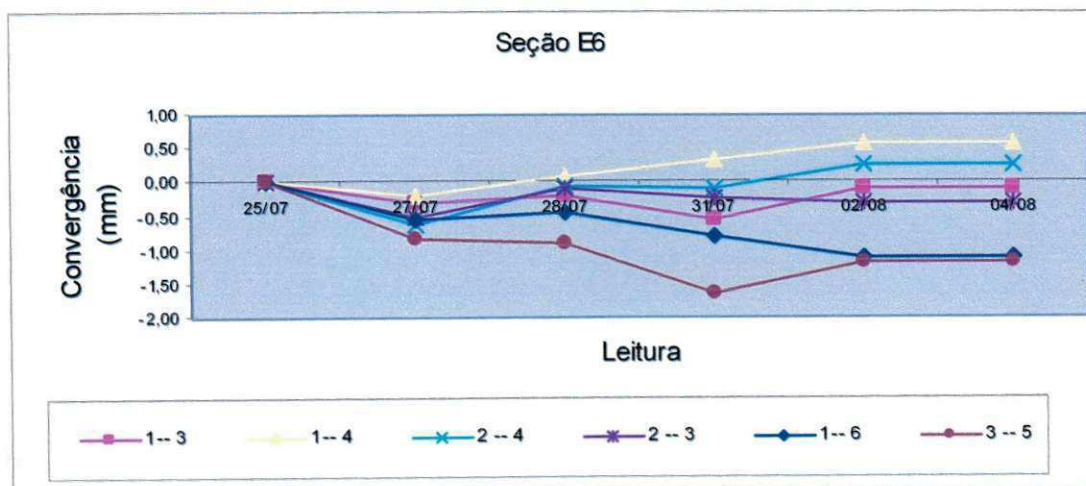


Gráfico 2 – Deformação ao longo da seção E<sub>2</sub>

Gráfico 3 – Deformação ao longo da seção E<sub>3</sub>Gráfico 4 – Deformação ao longo da seção E<sub>4</sub>

Gráfico 5 – Deformação ao longo da seção E<sub>5</sub>Gráfico 6 – Deformação ao longo da seção E<sub>6</sub>

### 3.6 MODELO GEOMECÂNICO DA ESCAVAÇÃO

O modelo geomecânico foi desenvolvido no programa de elementos finitos PHASE2D. As análises limitaram-se ao estudo de campo de tensões planar do maciço rochoso. O maciço rochoso da zona de cisalhamento foi considerado como constituído por uma única litologia.

Os valores das constantes  $m_b$ ,  $s$  e  $a$ , usados para elaborar os modelos foram calculados no programa RocLab, que para tanto utilizou como dados de entrada os valores do *GEOLOGICAL STRENGTH INDEX* (GSI) e da resistência compressiva uniaxial. As constantes de material intacto  $m_i$ , o módulo de elasticidade  $E_i$  e o fator de perturbação do maciço rochoso  $D$  foram estimados usando valores padrões do programa.

A figura 17 mostra os gráficos de envoltória de ruptura de Hoek – Brown e o respectivo ajuste para o critério linear de Mohr – Coulomb.

O GSI foi estimado a partir do valor obtido do RMR do maciço rochoso.

$$GSI = RMR - 5 \quad (34)$$

A resistência compressiva uniaxial foi estimada a partir de  $Q$  calculado.

$$\sigma_c = \gamma \cdot Q^{1/3} \quad (35)$$

Os dados de entrada e saída do programa RocLab são apresentados na figura 18.

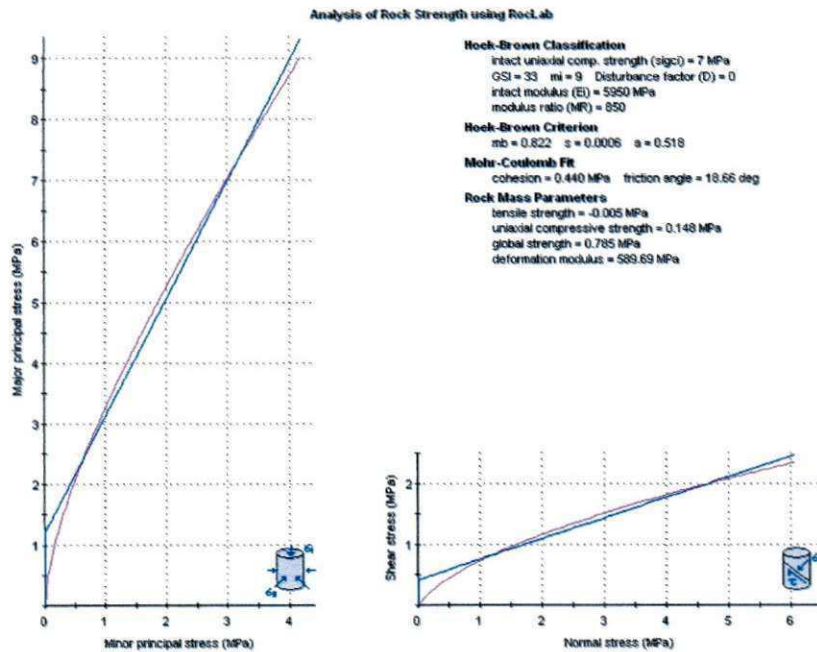


Figura 17 – Envolvórias de Hoek – Brown e Mohr - Coulomb

Dados de entrada	
Hoek Brown Classification	
sigci	7 MPa
GSI	33
mi	9
D	0
Ei	5950
MR	850

Dados de saída	
Hoek Brown Criterion	
mb	0.822314
s	0.000584681
a	0.518255
Failure Envelope Range	
Application	Tunnels
sig3max	3.88271MPa
Unit Weight	0.024 MN/m3
Tunnel Depth	400 m
Mohr-Coulomb Fit	
c	0.419776 MPa
phi	19.1389 degrees
Rock Mass Parameters	
sigt	-0.00497713 Mpa
sigc	0.147753 MPa
sigcm	0.785315 MPa
Erm	589.685 MPa

Figura 18 – Dados de entrada e saída do programa RocLab

Três conjuntos de análises foram realizadas, levando em consideração o tipo de sistema de escoramento utilizado em cada uma delas.

1º análise: sistema de reforço de concreto projetado sem o travejamento do piso

- a) extensão da zona de comportamento plástico;
- b) deformações totais.

2º análise: sistema de reforço de concreto projetados com travejamento do piso  
(invert)

- a) extensão da zona de comportamento plástico;
- b) deformações totais;
- c) momento máximo exercido sobre o revestimento

3º análise: sistema de reforço de concreto projetado nas paredes, teto e piso, instalação de cabos de aço.

- a) extensão da zona de comportamento plástico;
- b) deformações totais;
- c) momento máximo exercido sobre o revestimento;



d) tração nos cabos.

1º análise: sistema de reforço de concreto projetado sem o travejamento do piso

Modelo 1 (Figura 19).

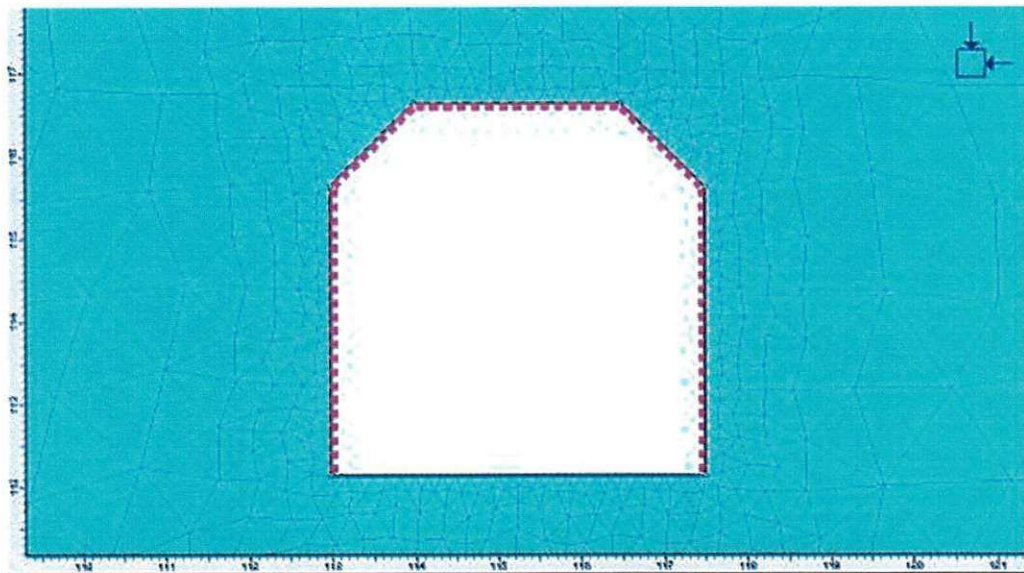


Figura 19 – Modelo 1

A zona de comportamento plástico concentra-se em torno do revestimento de concreto, principalmente nas paredes laterais e no piso (Figura 20).

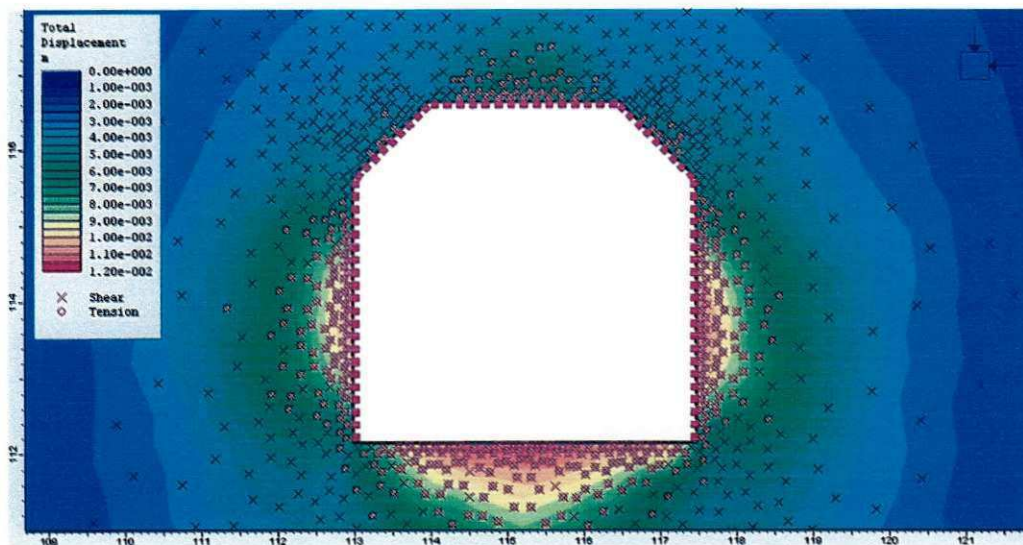


Figura 20 – Comportamento plástico no modelo 1

Máximas deformações em torno de 1,0 cm ocorrem nas paredes e no piso. Nesta situação pode ocorrer a elevação do piso (Figura 21).

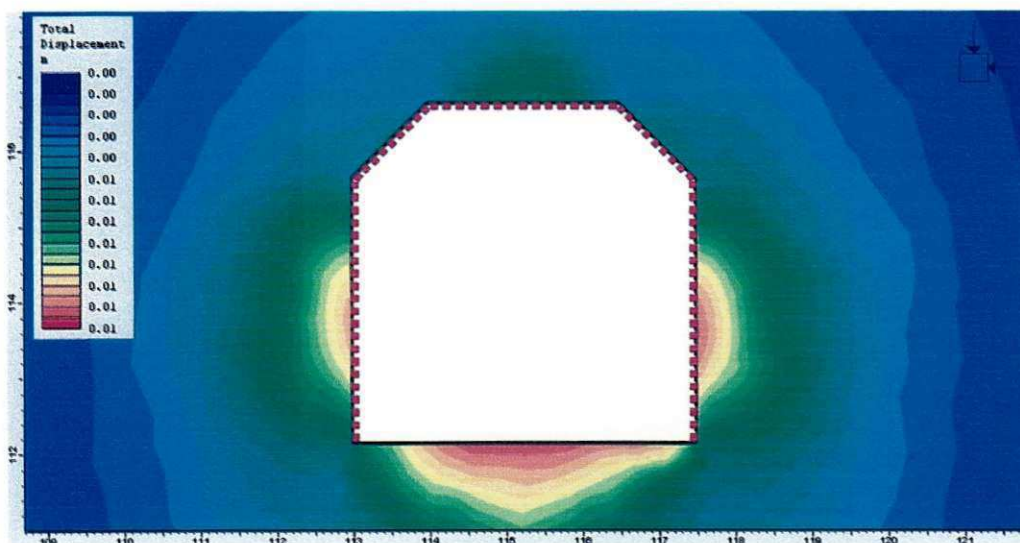


Figura 21 – Deformações no modelo 1

2º análise: sistema de reforço de concreto projetados com travejamento do piso  
(invert)

Modelo 2 (Figura 22).

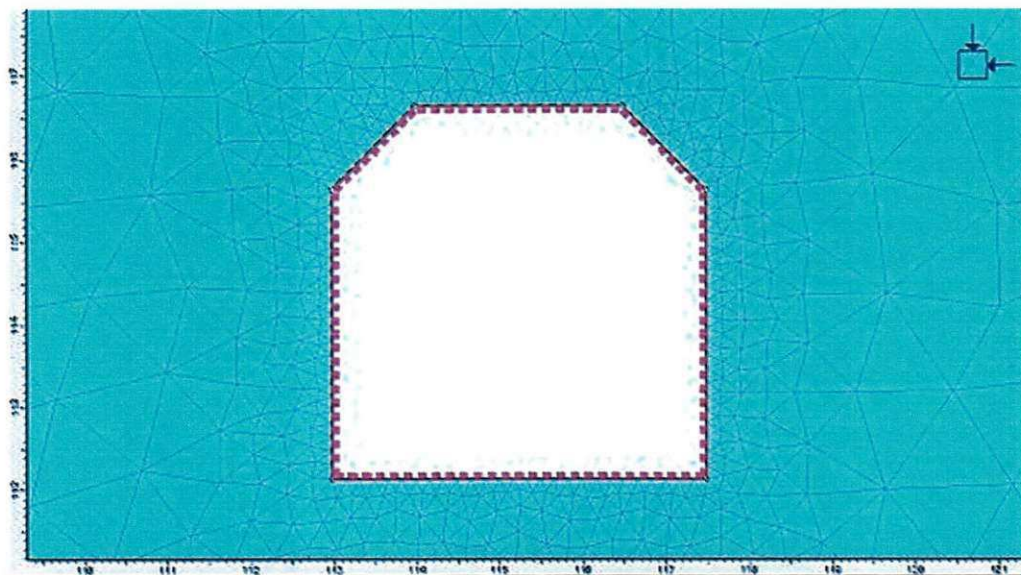


Figura 22 – Modelo 2

Percebe-se uma ligeira diminuição na extensão da zona de comportamento plástico, havendo maior concentração no centro das paredes laterais e no piso (Figura 23).

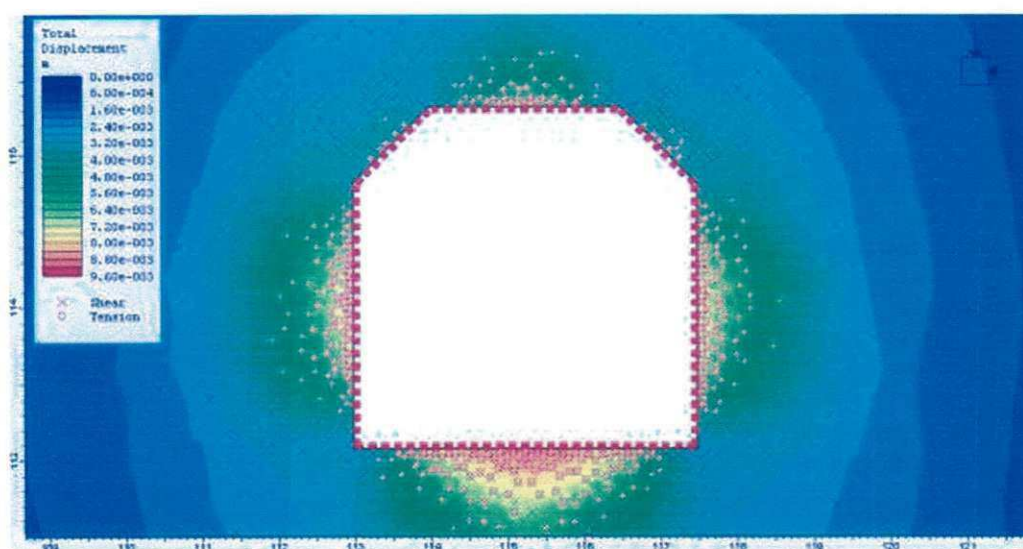


Figura 23 – Comportamento plástico no modelo 2

Máximas deformações em torno de 0,9 cm ocorrem no centro do piso (Figura 24).

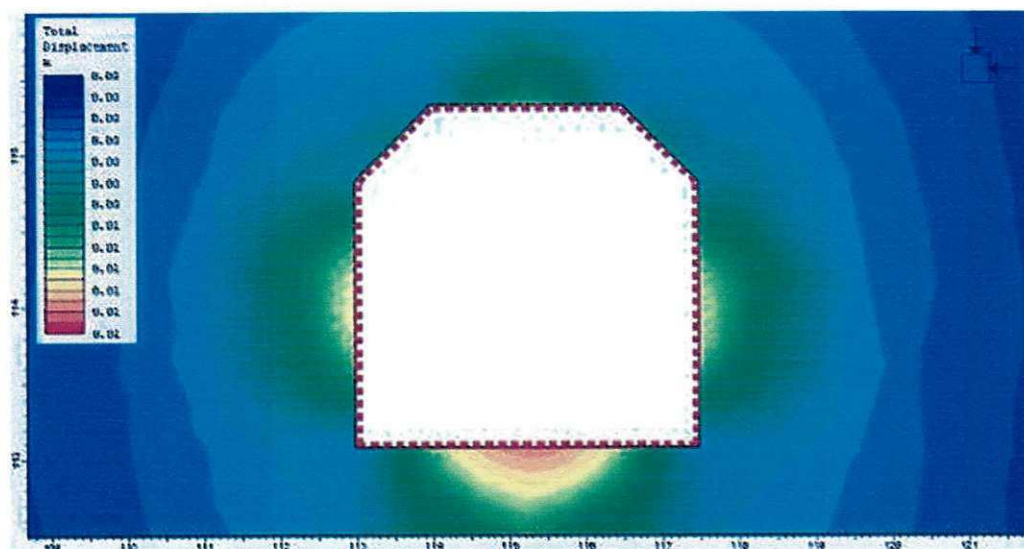


Figura 24 – Deformações no modelo 2

Momento mínimo de 0,029258 MN\*m ocorre no canto superior direito do teto.

Momento máximo de -0,12952 MN\*m no canto esquerdo inferior do piso (Figura 25).

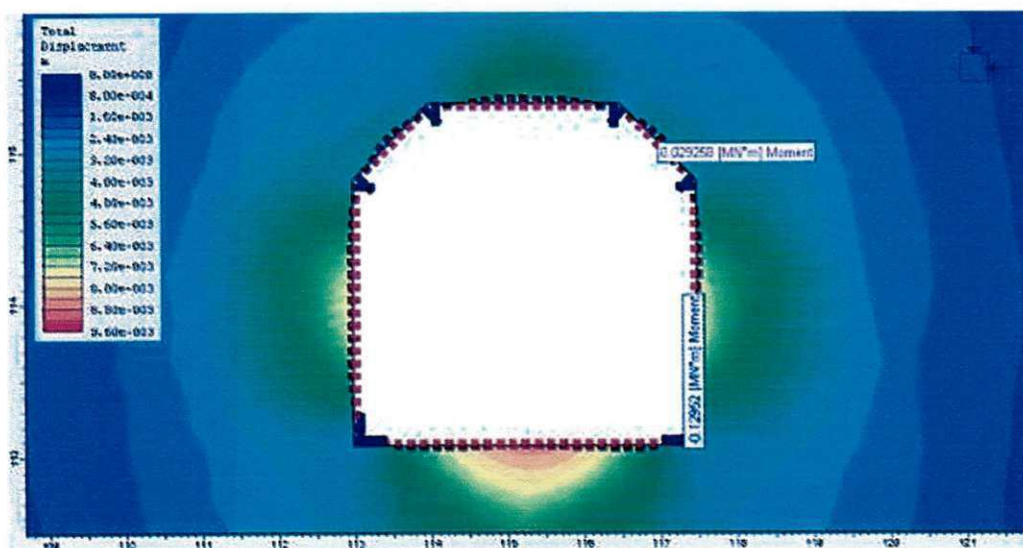


Figura 25 – Momento máximo e mínimo no modelo 2

3º análise: sistema de reforço de concreto projetado nas paredes, teto e piso, cabos de aço.

Modelo 3 (Figura 26).

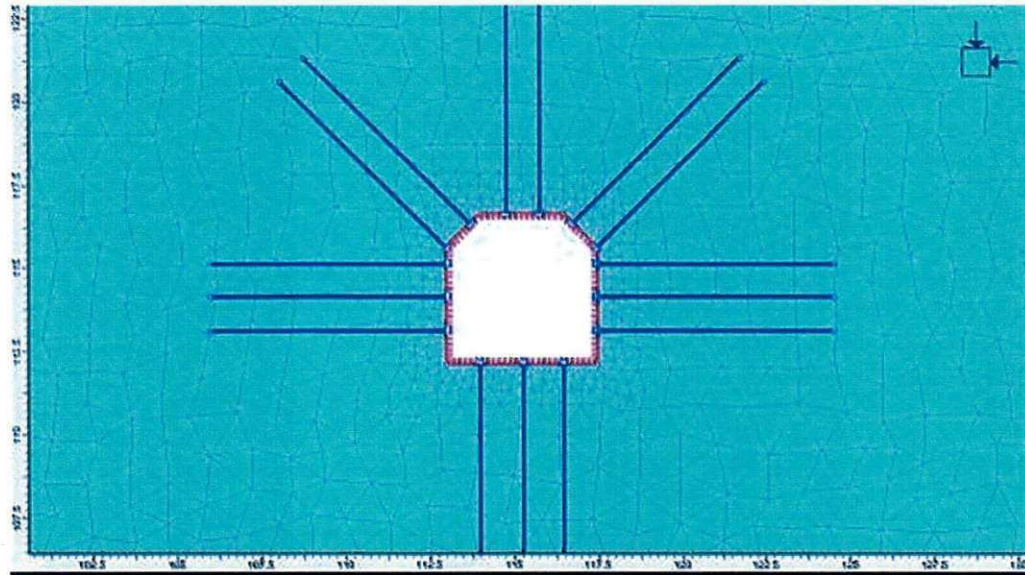


Figura 26 – Modelo 3

A zona de comportamento plástico diminui de extensão e concentra-se em torno da região de instalação dos cabos (Figura 27).

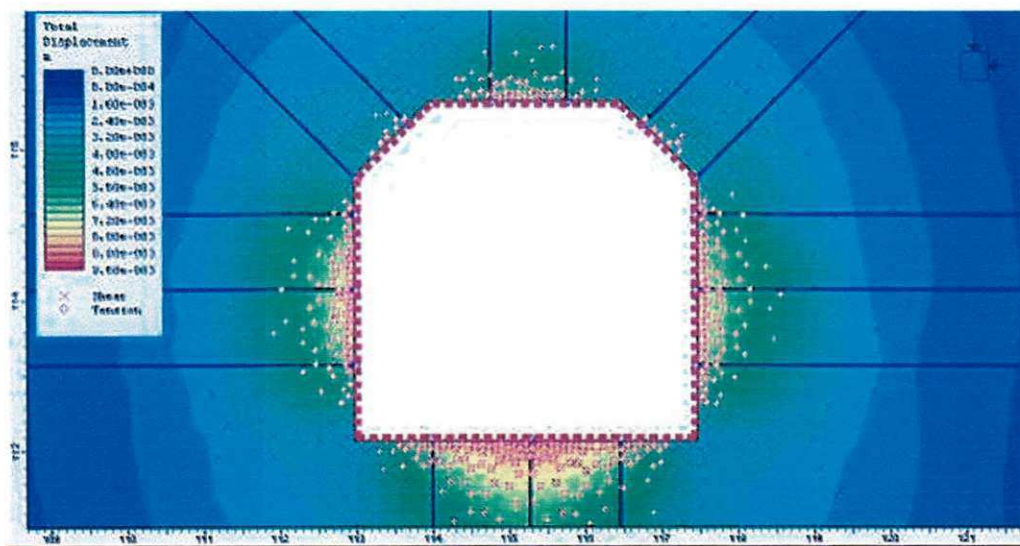


Figura 27 – Comportamento plástico no modelo 3

Máximas deformações de 0,8 cm ocorrem no centro do piso (Figura 28).

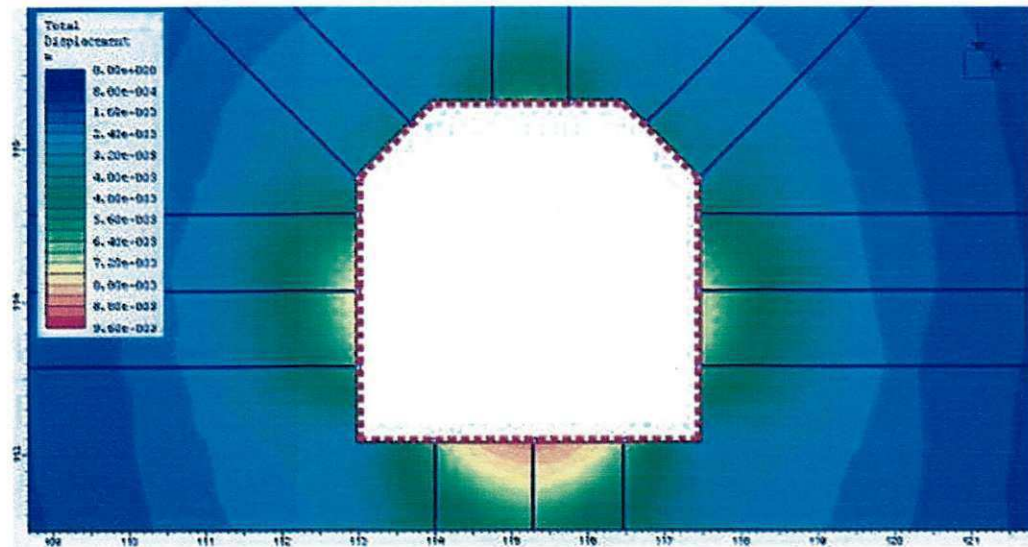


Figura 28 – Deformações no modelo 3

Momento mínimo de 0,029148 MN\*m ocorre no canto superior direito do teto.

Momento máximo de -0,12941 MN\*m no canto esquerdo inferior do piso (Figura 29).

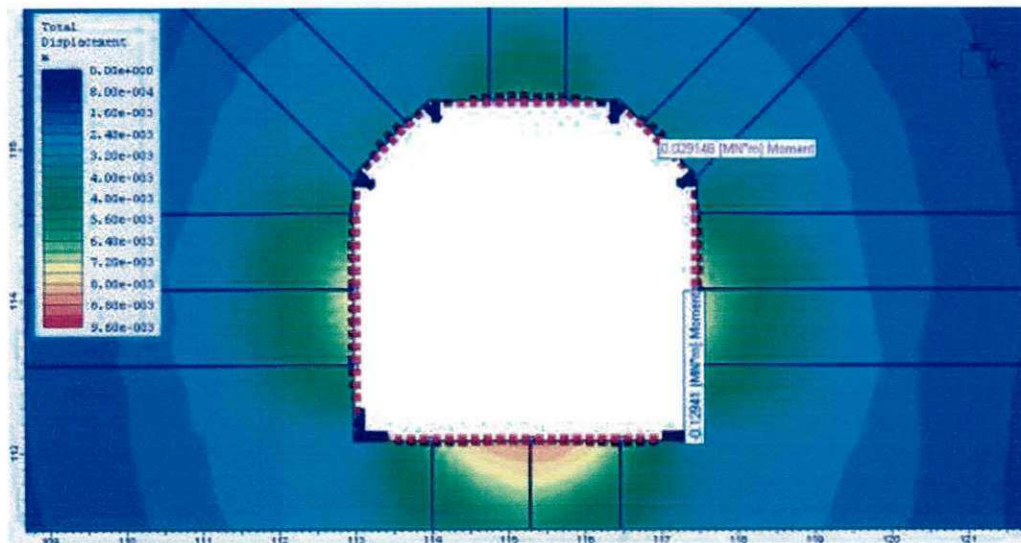


Figura 29 – Momento máximo e mínimo no modelo 3

Tração máxima de 0,0954832 MN nos cabos instalados no canto superior direito (Figura 30).

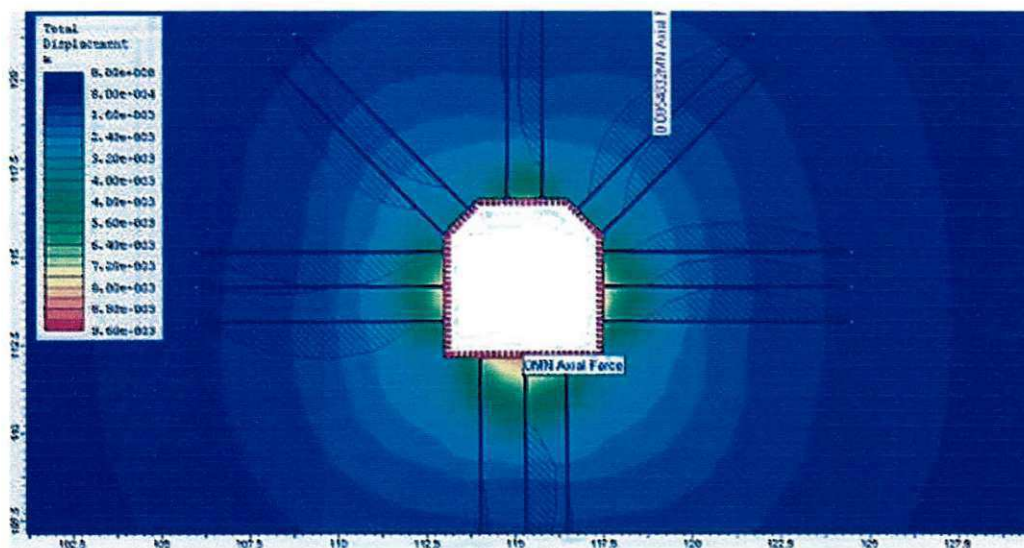


Figura 30 – Máxima e mínima tração no cabo

	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Zona de comportamento plástico	Azul escuro	Azul claro	verde
Deformação máxima	1,0 cm	0,9 cm	0,8 cm
Momento no revestimento	máx. -0,083612 MN . m min. 0,033081 MN . m	máx. -0,12952 MN . m min. 0,029258 MN . m	máx. -0,12941 MN . m min. 0,029148 MN . m
Tração no cabo	0,0954832 MN 0,1 MN		

## 4 CONCLUSÕES

Durante o transcorrer da pesquisa, um certo número de eventos ocorreram de modo a prejudicar significativamente o desenvolvimento e conclusão da pesquisa.

O primeiro obstáculo encontrado foi à limitada literatura existente sobre a geologia, especificamente estrutural, da Mina de Ipueira III. Dentre as poucas publicações consultadas, algumas abordavam a geologia regional da província mineira como um todo, com ênfase na sua mineralização. As que abordam o tema constam de relatórios internos da empresa relacionados a estudos de contenção e lavra que estão sendo realizados pelo professor Aarão de Andrade Lima.

Fragments de um testemunho extraído do nível -400 foram utilizados numa tentativa de realizar a análise petrográfica do material da zona de cisalhamento. Os primeiros fragmentos foram enviados ao Departamento de Geologia da Universidade Federal de Pernambuco. Entretanto, os resultados não foram satisfatórios e as laminas se mostraram impróprias ao microscópio petrográfico. Com a gentil colaboração do professor Reinard novas amostras foram enviadas ao Departamento de Geologia da Universidade Federal de Minas Gerais, aos cuidados do professor Joaquim Kafuck. Embora, o novo conjunto de laminas tenha apresentado uma ótima qualidade quando observado ao microscópio não houve oportunidade de concluir a análise.

A recuperação e o armazenamento de amostras intactas representou maior entrave a pesquisa, pois o material rochoso da zona de falha é excessivamente fraturado, fragmentando-se por completo segundo planos de cisalhamento quando manuseado. Como uma solução contra a excessiva fragmentação, optou-se por confinar blocos de rocha coletados na galeria de acesso do nível -300 em argamassa de cimento. Apenas dois corpos de prova não houve sucesso, a rocha não suportou a pressão exercida pela máquina de extração de corpo de prova, fragmentando-se segundo os planos de pré-existentes.

Os dois únicos corpos de prova recuperados não puderam ser utilizados em testes de compressão triaxial no laboratório da empresa porque não havia células de Hoek do tamanho adequado. O equipamento de compressão triaxial em si não é o adequado para realizar ensaios em materiais muito friáveis devido a sua elevada rigidez. Como alternativa, um bloco do material rochoso coletado no nível -400 foi levado para o curso de pós-graduação e de lá enviado ao laboratório de mecânica das rochas da Escola Politécnica da Universidade de São



Paulo, aos cuidados do professor Eduardo Sansoni, com o objetivo de serem feitos os ensaios. Infelizmente, o bloco fragmentou-se quando manuseado.

As poucas oportunidades de acompanhamento dos trabalhos de classificação do maciço rochoso e mesmo de instalação dos sistemas de escoramento também representaram mais um problema no sentido de associar a entendimento das idéias que estavam sendo propostas para a pesquisa com as reais necessidades da empresa.

As correlações empíricas de Barton (1977), Singh *et al.* (1992), Bhasin e Grimstad (1996) e Goel *et al.* (1995) apontam para uma pressão de escoramento variando entre 25 e 31 t/m<sup>2</sup> enquanto que as cargas calculadas pela correlação de Terzaghi (1946) variam entre 35 e 110 toneladas. Pode-se concluir que o espaçamento entre cambotas mais adequado é o de 1,0 m para o maciço incluído na categoria 5.

Os gráficos de deformação das seções demonstram que a região de maior deformação esta localizada no contato entre a zona cisalhada com a rocha sã. Este parece ser o ponto de maior convergência do teto e elevação do piso.

O modelo numérico 1 demonstra uma zona de cisalhamento entendendo-se em direção ao interior do maciço rochoso, concentrada em torno das paredes laterais e do piso. A máxima deformação é de 1,0 cm. Nesta situação, como já foi confirmado posteriormente, ocorre a elevação do piso da galeria.

Quando o piso é travejado, aumentando assim o confinamento do maciço, ocorre uma redução na extensão da zona de plastificação e a deformação máxima passa a ser de 0,9 cm no piso. Neste caso, o momento fletor máximo gerado ocorre no canto esquerdo inferior do piso, atuando no sentido de elevar o piso da galeria.

No modelo 3, no qual estão instalados cabos de aço, perceber-se uma maior redução da zona de plastificação em relação ao modelo 2, com uma visível concentração em torno dos cabos. Também podem ser observados uma redução tanto no momento fletor máximo como na deformação máxima (0,8 cm) que agem no piso da escavação.

A análise de tensão dos cabos demonstra que a tensão de tração é suficiente para provocar a ruptura dos mesmos. Entretanto, à parte do cabo que esta fixa no interior do maciço ainda é capaz de mobilizar uma elevada tensão de cisalhamento.

Com base nas observações das deformações das galerias e da análise das medidas de convergência das seções conclui-se que o sistema de cambotas de aço não é o melhor método para conter a propagação da zona de plastificação no interior do maciço rochoso.

Sistema de escoramento formado por cabos associado com concreto projetado demonstra ser um sistema mais eficaz na contenção da zona de plastificação ao redor da escavação. Outro aspecto importante é o menor tempo de instalação comparado com o sistema de cambotas.

## REFÊRENCIAS

BARLA, G. Squeezing rocks in tunnels. *Int. Soc. Rock Mech. News J.*, v. 2 (3 – 4), p. 44 -49, 1995;

BARTON, N. Some new Q-value correlations to assist in site characterisation and tunnel design. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*. v. 39, p. 185-216, 2002;

BIENIAWSKI, Z. T. *Engineering Rock Mass Classifications: A Complete Manual of Engineers and Geologists in Mining, Civil, and Petroleum Engineering*. 2. ed. United States of America: A Wiley-Interscience Publication. 1989. 251 p;

BRADY, B.H.G; BROW, E.T. *Rock Mechanics for Underground Mining*. 2º ed. London: CHAPMAN & HALL. 1992. 571 p;

BROWN, E. T. *Rock Characterization Testing and Monitoring*. ISRM Suggested Methods. PERGAMON PRESS. 1981. 211 p;

DALGIÇ, Süleyman. Tunneling in squeezing rock, the Bolu tunnel, Anatolian Motorway, Turkey. *Engineering Geology*, v. 67, p. 73-96, 2002;

DESCOEUDRES, F.; LABIOUSE, V., HABIMANA, J. Geomechanical chacherecterisation of cataclastic rocks: experience from the Cleuson-Dixence project. *International Journal of Rock mechanics & Mining sciences*, v. 39, p. 677-693, 2002;

GeoEng2000 workshop on classification systems. The reliabiityof rock mass classificationused in underground excavation and support design. *ISRM News*, v.. 6, nº. 3, 2001, p. 2;

ISSMFE. *Technical Committee Report on Undisturbed and laboratoy Testing of Soft Rocks and Indurated Soils*. International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1985;

JOHNSTON, I. W., CHIU, H. K. The consolidation properties of a soft rock. *In Proc. 10º Int. Conf. Soil Mech. Found.Eng.*, Stockholm: Balkema, Rotterdam, p. 661-664, 1981;

LIMA, A. A. *Relatório Interno Cia. De Ferro Ligas da Bahia – FERBASA*, 2005;

LAWS, S.; LOEW, S., BURG, J. P. Structural characterization of shear zones in the Eastern Aar Massif, Switzerland. Submitted to *Eclogae Geol. Helv.* 2003;

- LAWS, S.; EBERHARDT, S. LOEW; DESCOEUDRES, F. Geomechanical Properties of Shear Zones in the Eastern Aar Massif, Switzerland and their Implication on Tunnelling. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, v. 36 (4), p. 271-303, 2003;
- PAITHANKAR, A. G.; JETHWA, J. L.; GOEL, R. K. Indian Experiences with Q and RMR Systems. *Tunneling and Underground Space Technology*, v. 10, p. 97-109, 1995;
- PALSMTRÖM, Arild; HÅKAN, Stile. Classification as a tool in rock engineering. *Tunneling and Underground Space Technology*, v. 18, p. 331-345, 2003;
- PHASE<sup>2</sup>. *2D finite element program for calculating stresses and estimating support around underground excavations*. User's Guide. Rocscience inc. 1998;
- SCHUBERT, W. Erfahrungen bei der Durchörterung von Störzonen bei Österreichischen Tunneln. *Felsbau*, v. 11, p. 287-290, 1993;
- SINGH, Bhawani; GOEL, R. K.; JETHWA, J. L.; DUBE, A. K. Support pressure assessment in arched underground openings through poor rock masses. *Engineering Geology*, v. 48, p. 59-81, 1997;
- STEWART, Meagan; RUSSELL, Geoff; MOON, Vicki. The value of rock mass classification systems for weak rock masses: a case example from Huntly, New Zealand *Engineering Geology*, v. 61, p. 53-67, 2001;