

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais-PPGEM

# **Modelamento Geomecânico para o Dimensionamento de Pilares de Carvão**

André Cezar Zingano

Dissertação para obtenção de título de doutor em Engenharia

Porto Alegre  
2002

---

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais-PPGEM

## **Modelamento Geomecânico para o Dimensionamento de Pilares de Carvão**

André Cezar Zingano  
Engenheiro de Minas

Trabalho realizado no Departamento de Engenharia de Minas da Escola de Engenharia da UFRGS, dentro do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais - PPGEM, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia

Área de Concentração: Metalurgia Extrativa / Tecnologia Mineral

Porto Alegre  
2002

---

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de Doutor em Engenharia, área de concentração Metalurgia Extrativa / Tecnologia Mineral, e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pela Banca Examinadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais.

Orientador: Prof. Dr. Jair Carlos Koppe

Banca examinadora:

Prof. Dr. João Felipe Coimbra Leite Costa  
Dep. de Engenharia de Minas – UFRGS

Prof. Dr. Aarão de Andrade Lima  
DMG – UFPB

Prof. Dr. Cláudio Lúcio Lopes Pinto  
Dep. de Engenharia de Minas – UFMG

Prof. Dr. Jair Carlos Koppe  
Coordenador do PPGEM

---

Para minha família  
Esposa e Filhos

---

## AGRADECIMENTOS

Quero agradecer a todos os companheiros do LPM, aos Professores do DEMIN em especial os Professores Jair Koppe e João Felipe, aos profissionais das empresas, ao Dr. Syd Peng e amigos da WVU e todos que contribuíram, direta ou indiretamente, na construção desse trabalho.

---

## *Súmula*

Súmula .....	VI
Índice de figuras.....	VII
Índice de tabelas.....	XI
Lista de variáveis .....	XII
Resumo .....	1
Abstract .....	2
Capítulo 1 – Introdução .....	3
1.1. Metas e objetivos .....	5
1.2. Metodologia de trabalho .....	6
1.3. Trabalhos recentes .....	7
1.4. Contribuições da tese .....	9
1.5. Organização da tese .....	9
Capítulo 2 – Geologia e controle estrutural .....	10
2.1. Geologia Regional .....	11
2.2. Geologia Local.....	12
2.3. Geologia estrutural.....	18
Capítulo 3 – Caracterização geomecânica .....	27
3.1. Introdução .....	27
3.2. Ensaios em laboratório.....	29
3.3. Mapeamento geomecânico .....	44
3.4. Classificação geomecânica .....	73
3.5. Estimativa da resistência do maciço e caracterização geomecânica.....	108
Capítulo 4 – Modelamento geomecânico do sistema piso-pilar-teto.....	120
4.1. Introdução .....	120
4.2. Tensões .....	120
4.3. Resistência do pilar .....	126
4.4. Métodos numéricos.....	131
4.5. Aplicação de métodos numéricos para o modelamento geomecânico do sistema piso-pilar-teto na camada Bonito .....	136
Capítulo 5 – Conclusões .....	165
Referências .....	168
Anexo I – Planilhas do mapeamento geomecânico .....	181

Anexo II – Janelas amostrais para medidas do espaçamento entre descontinuidades .....	186
Anexo III – Planilhas para determinação das propriedades geomecânicas das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto .....	201

## *Índice de figuras*

Figura 1.1 – Ruptura em pilares na camada Bonito devido a presença de descontinuidades. (a) Descontinuidades paralelas a face do pilar. (b) Descontinuidade com mergulho oblíquo que corta o pilar, provocando o caimento de blocos.....	5
Figura 2.1 – (a) Extensão da Bacia do Paraná na América do Sul. (b) Mapa geológico do sul do Brasil (modificado de DNPM, 1960). Números de I até XIII indicam bacias carboníferas conhecidas (Círculo azul é a Bacia Carbonífera de Santa Catarina).....	10
Figura 2.2 – Coluna cronolitoestratigráfica da Bacia do Paraná, mostrando a distribuição temporal e espacial das principais unidades litológicas numa seção hipotética SSE-NNW. ....	12
Figura 2.3 – Mapa de localização da área da Mina do Barro Branco (em azul) geologia regional. ....	12
Figura 2.4 – Perfil estratigráfico típico da formação Rio Bonito.....	16
Figura 2.5 – Perfil estratigráfico típico da camada Bonito. ....	17
Figura 2.6 – Mapa do arcabouço estrutural da Bacia do Paraná e diagrama de rosetas. ....	18
Figura 2.7 – Mapa dos lineamentos estruturais.....	20
Figura 2.8 – (a) Fraturas com mergulho de 50°. (b) Caimento de bloco do pilar.....	21
Figura 2.9 – Falha que corta a camada Bonito.....	22
Figura 2.10 – Modelo de caimento de bloco causado pela fratura com mergulho oblíquo .....	23
Figura 2.11 – Diagrama de rosetas (a) e diagrama de contorno (b) da direção do mergulho para o sistema de fraturas e falhas que corta a camada Bonito.....	24
Figura 2.12 – Sistema de fraturas que corta a camada Bonito. ....	24
Figura 2.13 – Sistema de fraturas que provocam o caimento de blocos dos pilares da Mina do Barro Branco. ....	25
Figura 2.14 – Modelos de blocos formados pelo fraturamento oblíquo .....	26
Figura 3.1 – Efeito escala na caracterização geomecânica do maciço rochoso .....	28
Figura 3.2 – Seqüência para estimativa dos parâmetros geomecânicos de um maciço rochoso. ....	28
Figura 3.3 – Condições de carregamento em corpos-de-prova em ensaios de laboratório.....	29
Figura 3.4 – Influência do tamanho do corpo de prova sobre o ensaio de compressão.....	30
Figura 3.5 – Ensaio de compressão em amostras cúbicas de carvão com diferentes tamanhos .....	31
Figura 3.6 – Influência da forma sobre a resistência à compressão.....	31
Figura 3.7 – Histograma da resistência à compressão uniaxial do carvão da camada Bonito.....	35
Figura 3.8 – Histogramas das resistências a compressão uniaxial das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto. (a) Argilito da camada (b) Arenito laminado – teto (c) Siltito maciço – piso.....	36

Figura 3.9 – Correlação entre a resistência à compressão uniaxial e o módulo de elasticidade para o carvão da camada Bonito. ....	38
Figura 3.10 – Correlação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade das demais rochas. (a) Arenito laminado (b) argilito da camada (c) Siltito. ....	39
Figura 3.11 – Correlação entre a resistência a compressão e o módulo de elasticidade que formam o sistema piso-pilar-teto da camada Bonito. ....	40
Figura 3.12 – Distribuição das tensões máximas ( $\sigma_1$ ) para o arenito em vários níveis de confinamento ( $\sigma_3$ ). ....	40
Figura 3.13 – Relação $\sigma_3 \times \sigma_1$ de pico médio para as rochas que formam o sistema piso-pilar-teto da camada Bonito.....	42
Figura 3.14 – Relação $\sigma_3 \times \sigma_1$ médio se a média para $\sigma_1(30)$ fosse igual a 145,69MPa para o siltito do piso, removendo o valor extremo de 260,33 MPa. ....	43
Figura 3.15 – Relação $\sigma_3 \times \sigma_1$ médio residual das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto da camada Bonito.....	43
Figura 3.16 – Comportamento geomecânicos das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto. (a) carvão; (b) arenito laminado; (c) argilito da camada; (d) siltito do piso.....	44
Figura 3.17 – Maciço rochoso fraturado, carvão da camada Bonito – Mina do Barro Branco .....	45
Figura 3.18 – Juntas (a) e fraturas (b) da camada Bonito .....	46
Figura 3.19 – Desenho esquemático de uma falhas que corta a camada Bonito .....	47
Figura 3.20 – Orientação de uma descontinuidade.....	48
Figura 3.21 – Perfis de rugosidade e ondulação sugeridos pela ISRM.....	49
Figura 3.22 – Mapeamento geomecânico em uma face de rocha .....	50
Figura 3.23 – Planilha para mapeamento geomecânico.....	50
Figura 3.24 – Mapeamento geomecânico por meio de linha de referência em maciço com presença de descontinuidades sem persistência.....	51
Figura 3.25 – Mapeamento geomecânico para as camadas de carvão Bonito e Barro Branco. ....	52
Figura 3.26 – Nova planilha para mapeamento geomecânico em camadas de carvão. ....	53
Figura 3.27 – Localização dos pontos de mapeamento geomecânico (Pilares em azul). ....	54
Figura 3.28 – Diagrama de rosetas com direções de mergulho das juntas para a camada Bonito.....	55
Figure 3.29 – Influência da direção do mapeamento geomecânico sobre o valor da frequência de descontinuidades .....	57
Figura 3.30 – Tipos de distribuições teóricas do espaçamento entre descontinuidades .....	58
Figura 3.31 – Descontinuidade com uma terminação dentro da janela de amostragem: (a) Ambas as terminações estão dentro da janela, (b) Uma das terminações está dentro da janela e (c) Nenhuma das terminações está dentro da janela.....	60
Figura 3.32 – Área de influência de uma descontinuidade. ....	62
Figura 3.33 – Fluxograma da metodologia para o cálculo do espaçamento médio entre as descontinuidades na camada Bonito. ....	65

Figura 3.34 – Correlação entre densidade de descontinuidades, por meio de fotografia e in-situ. ....	66
Figura 3.35 – Linhas de referência traçadas dentro da janela amostral e medição do espaçamento entre descontinuidades (distâncias em metros).....	68
Figura 3.36 – Distribuição do espaçamento dentro de uma janela de 1m <sup>2</sup> , para a janela P1J3. ....	68
Figura 3.37 – Distribuição do espaçamento dentro de uma janela de 1m <sup>2</sup> , para a janela P4J5. ....	69
Figura 3.38 – Histograma total de todas as linhas de referência de todas as janelas e a função de distribuição ajustada.....	70
Figura 3.39 – Correlação entre os espaçamentos médios.(a) entre foto e linha de referência (b) entre in-situ e linhas de referência. ....	71
Figura 3.40 – Ajuste da função de distribuição para o histograma do espaçamento médio .....	72
Figura 3.41 – Procedimento de medida e cálculo do RQD.....	75
Figura 3.42 – Gráfico da fórmula de Palmström (1982).....	77
Figura 3.43 – Distribuição exponencial negativa para o espaçamento entre descontinuidades .....	78
Figura 3.44 – Relação entre o RQD* e a frequência média das descontinuidades.....	79
Figura 3.45 – Curvas do RQD* levando em consideração a variação do espaçamento mínimo.....	81
Figura 3.46 – Variação do RQD* em função da variância da distribuição lognormal. ....	92
Figura 3.47 – Relação entre o espaçamento médio e RQD* para diferentes distribuições normais. ..	92
Figura 3.48 – Comparação entre as curvas de correlação entre espaçamento médio e RQD* para diferentes funções de distribuições. ....	94
Figura 3.49 – Ajuste do RMR para atividades de mineração .....	97
Figura 3.50 – Determinação da estimativa de auto-suporte de uma galeria em função do seu vão e da classificação RMR .....	98
Figura 3.51 – Relação entre o RMR e o módulo de deformação in-situ.....	99
Figura 3.52 – Parâmetros da classificação CMRR .....	102
Figura 3.53 – Classificação geomecânica do pilar.....	106
Figura 3.54 – Plano de ruptura e as tensões em um corpo-de-prova. ....	110
Figura 3.55 – Círculo de Mohr para o critério de Mohr-Coulomb .....	112
Figura 3.56 – Gráfico de correlação entre ( $\sigma_3$ ) e ( $\sigma_1$ ).....	114
Figura 3.57 – Coesão (a) e ângulo de atrito interno (b) em função da profundidade. ....	116
Figura 3.58 – Tipos de comportamento geomecânico pós-ruptura. (a) frágil, (b) elasto-plástico amolecimento, (c) elasto-plástico encroamento (d) elasto-plástico perfeito.....	118
Figura 4.1 – Carregamento de um pilar a teoria da área tributária. Vistas em 2D (a) e 3D (b).....	122
Figura 4.2 – Fator de carregamento para pilares quadrados, largura da galeria de 5m. ....	123
Figura 4.3 – Distribuição das tensões no pilar .....	124
Figura 4.4 – Medidas de pressões verticais em pilares de carvão em Santa Catarina .....	125
Figura 4.5 – Deslocamento do pilar devido ao desconfinamento do maciço após a escavação da galeria e deformação lateral do pilar devido à tensão vertical.....	127

---

Figura 4.6 – Redução da resistência de corpos de prova de carvão em função do seu tamanho .....	128
Figura 4.7 – Gráfico comparando a resistência do pilar para diversas fórmulas empíricas .....	129
Figura 4.8 - Seção plana de um pilar mostrando a zona fragmentada e a zona intacta .....	130
Figura 4.9 - Curva tensão/deformação mostrando que a rocha apresenta uma resistência residual após a ruptura. ....	131
Figura 4.10 – Desenvolvimento do método de elementos finitos de um modelo genérico. (a) modelo geométrico; (b) condições de contorno e elementos; (c) deslocamentos e tensões em um elemento .....	133
Figura 4.11 – Esquema para solução de modelos numéricos utilizando FLAC. ....	134
Figura 4.12 – Esquema de solução do modelo numérico por meio de diferenças finitas; (a) divisão do tetraedro em triângulos; (b) e (c) deslocamentos e forças normais às arestas e nos vértices dos triângulos.....	134
Figura 4.13 – Fluxograma para concepção de modelo numérico. ....	135
Figura 4.14 – Modelo geométrico de um pilar.....	137
Figura 4.15 – Detalhe das dimensões do modelo na camada de carvão, incluindo a geologia. ....	138
Figura 4.16 – Seqüência de lavra ao redor do pilar. ....	139
Figura 4.17 – Condições de fronteira do modelo.....	139
Figura 4.18 – Malha no modelo numérico.....	141
Figura 4.19 – Distribuição de tensões horizontais (S11) para pilares de 9x9 m com profundidade de 60 metros. (a) desmonte mecânico; (b) desmonte com explosivo. ....	142
Figura 4.20 – Tensão horizontal (S11) do centro até a borda do pilar em função da espessura de cobertura.....	143
Figura 4.21 – Distribuição de tensões verticais (S33) para pilares de 9x9m para profundidade de 60m. (a) desmonte mecânico, (b) desmonte com explosivo. ....	144
Figura 4.22 – Zonas de deformação plástica atrás da borda do pilar.....	145
Figura 4.23 – Perfil da tensão vertical no centro do pilar de 9x9 m para a borda a uma espessura de 60 m, mostrando o aumento da tensão no pilar afetado pelo desmonte.....	146
Figura 4.24 – Monitoramento da deformação lateral do pilar. ....	146
Figura 4.24 – Monitoramento da deformação lateral do pilar (continuação). ....	147
Figura 4.25 – Deformação horizontal do pilar (U1). ....	147
Figura 4.26 – Curvas de fator de segurança para pilares de 9x9 metros.....	148
Figura 4.27 – Fator de segurança para pilar de 9x9 m, comparando os FS obtidos por meio de método numérico e por meio de método empírico (Equação 4.10). ....	149
Figura 4.28 – Pilares reforçados na (a) Mina Fontanela e (b) Mina do Barro Branco .....	150
Figura 4.29 – Caimento de blocos devido a ocorrência de fraturamento oblíquo. ....	151
Figura 4.30 – Modelo geométrico e condições de contorno do reforço de pilares. ....	152
Figura 4.31 – Rotação e translação do bloco. ....	153
Tabela 4.2 – Propriedades geomecânicas para o plano da fratura .....	153

---

---

Figura 4.32 – Deslocamento do bloco (a) modelo I (b) modelo II. ....	155
Figura 4.33 – Distribuição da tensão vertical no pilar (a) modelo I (b) modelo II. ....	156
Figura 4.34 – Indicação de ruptura dos elementos (a) modelo I (b) modelo II. ....	157
Figura 4.35 – Tensões de cisalhamento (a) modelo I (b) modelo II. ....	158
Figura 4.36 – Tensão normal (azul) e de cisalhamento (vermelho) na fratura (a) modelo I (b) modelo II. ....	159
Figura 4.37 – Curva tensão/deformação do pilar. ....	160
Figura 4.38 – Modelo geométrico do pilar reforçado e sem fratura oblíqua. ....	160
Figura 4.39 – Curva tensão/deformação do pilar sem fratura oblíqua e com reforço lateral. ....	161
Figura 4.40 – Tensão vertical ( $S_{xx}$ ) no sistema piso-pilar-teto. ....	162
Figura 4.41 – Força axial nos tirantes. ....	162
Figura 4.42 – Deformação horizontal da parede do pilar determinada pelo modelo numérico. ....	163
Figura 4.43 – Deformação lateral do pilar na região inclinada do painel 2. ....	163

## *Índice de tabelas*

Tabela 2.1 – Coluna estratigráfica. ....	13
Tabela 3.1 – Resistência à tração das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto. ....	34
Tabela 3.2 – Estatística básica das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto, por origem das amostras. ....	35
Tabela 3.3 – Resistência à compressão uniaxial das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto. ....	35
Tabela 3.4 – Módulo de deformação axial ( $\Delta\epsilon_a$ ) das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto. ....	37
Tabela 3.5 – Módulo de deformação radial ( $\Delta\epsilon_r$ ) das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto. ....	37
Tabela 3.6 – Razão de Poisson ( $\nu$ ) para as rochas que formam o sistema piso-pilar-teto. ....	37
Tabela 3.7 – Ensaio triaxiais para as rochas do sistema piso-pilar-teto. ....	41
Tabela 3.8 – Declividade e ângulo das retas de correlação dos ensaios triaxiais. ....	42
Tabela 3.9 – Classificação para a persistência das descontinuidades. ....	48
Tabela 3.10 – Nova classificação para a persistência das descontinuidades. ....	55
Tabela 3.11 – Funções de distribuição para espaçamento de descontinuidades. ....	59
Tabela 3.12 – Resumo do mapeamento geomecânico por janelas amostrais, Mina do Barro Branco. ....	64
Tabela 3.13 – Tabela de densidades de descontinuidades nas janelas fotografadas. ....	66
Tabela 3.14 – Valores para ( $z$ ) a partir de intervalos de confiança requeridos. ....	67
Tabela 3.15 – Ajuste da função de distribuição das linhas de referências dentro das janelas. ....	69
Tabela 3.16 – Espaçamento médio calculado pelos diferentes métodos. ....	71
Tabela 3.17 – Classificação geomecânica baseado no RQD. ....	76

---

Tabela 3.18 – Estimativa do suporte necessário em função do RQD, para túneis com largura de 6 metros.....	76
Tabela 3.19 – Funções de distribuição para diferentes distribuições de espaçamento .....	80
Tabela 3.20 – Determinação do espaçamento médio mínimo. ....	82
Tabela 3.21 – Parâmetros do espaçamento para o cálculo do RQD* .....	93
Tabela 3.22 – Valores dos parâmetros que compõem a classificação RMR. ....	96
Tabela 3.23 – Ajuste para a relação entre o mergulho das descontinuidades e a orientação da abertura subterrânea .....	97
Tabela 3.24 – GSI baseado em observações do condicionamento geológico e estrutural .....	100
Tabela 3.25 – Índices para o cálculo do RMR para a camada Bonito. ....	105
Tabela 3.26 – Classificação geomecânica dos maciços que formam o sistema piso-pilar-teto.....	107
Tabela 3.27 – Parâmetros geomecânicos para as rochas do sistema piso-pilar-teto.....	116
Tabela 3.28 – Resistência residual dos maciços rochosos que formam o sistema piso-pilar-teto.....	118
Tabela 3.29 – Parâmetros geomecânicos para as rochas do sistema piso-pilar-teto que são afetadas pelo desmonte com explosivos. ....	118
Tabela 4.1 – Propriedades das interfaces pilar/piso e pilar/teto.....	152
Tabela 4.2 – Propriedades geomecânicas para o plano da fratura .....	153
Tabela 4.3 – Propriedades dos tirantes.....	154

### ***Lista de variáveis***

SI	Unidades no Sistema Internacional
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
RQD*	RQD teórico
( $\sigma_a$ )	Tensão axial (MPa)
( $\sigma_L$ )	Tensão lateral (MPa)
( $\sigma_3$ )	Tensão principal menor (MPa)
( $\sigma_1$ )	Tensão principal maior (MPa)
( $\sigma_2$ )	Tensão principal intermediária (MPa)
( $\sigma_v$ )	Tensão vertical (MPa)
( $\sigma_h$ )	Tensão horizontal (MPa)
( $\sigma_{av}$ )	Tensão média, 50% da tensão de ruptura (MPa)
( $\sigma_c$ )	Resistência à compressão uniaxial (MPa)
( $\sigma^2$ )	Variância da população
( $\sigma$ )	Desvio padrão da população

---

$(\sigma_n)$	Tensão normal (MPa)
$(\sigma_{cm})$	Resistência à compressão do maciço rochoso (MPa)
$(\sigma_{tm})$	Resistência à tração do maciço rochoso (MPa)
$(F_s)$	Força de cisalhamento (N)
$(F_n)$	Força Normal (N)
$(\sigma_t)$	Resistência à tração (MPa)
$(P)$	Carga ou pressão (MPa)
$(D)$	Diâmetro do corpo-de-prova (m ou mm)
$(l)$	Altura do corpo-de-prova (m ou mm)
$(\epsilon_a)$	Deformação axial do corpo-de-prova
$(\epsilon_r)$	Deformação radial do corpo-de-prova
$(E)$	Módulo de Young (GPa)
$(\nu)$	Razão de Poisson
$(x)$	Espaçamento entre duas descontinuidades
$(\bar{x})$	Espaçamento médio de descontinuidades
$(\lambda)$	Frequência de descontinuidades por metro linear
$(\lambda_2)$	Densidade de descontinuidades por área
$(\lambda_3)$	Densidade de descontinuidade por volume
$(\bar{a})$	Área de influência de uma descontinuidade na janela amostral
$(\bar{x}_2)$	Espaçamento médio de descontinuidades estimado a partir da janela amostral
$(\lambda')$	Frequência de descontinuidades estimado a partir da janela amostral
$(N)$	Número de descontinuidades que cortam a linha de referência
$(L)$	Comprimento da linha de referência
$(\theta)$	Ângulo entre a direção da linha de referência e a direção da descontinuidade
$(\mu)$	Média da população (espaçamento médio)
$(\Gamma)$	Função Gama
$(c')$	Parâmetro de forma da função
$(K)$	Constante
$(P(W))$	Probabilidade do centro de uma fratura estar dentro da janela amostral
$(n)$	Quantidade de medidas necessárias
$(z)$	Valor da variável normalizada
$(\epsilon)$	Erro amostral
$(t^*)$	Espaçamento mínimo ótimo (m)
$(c)$	Coesão (MPa)
$(\phi)$	Ângulo de atrito interno (graus)

---

---

(RMR)	<i>Rock Mass Rating</i>
( $R_D$ )	Fator de redução devido ao desmonte com explosivo
(B)	Largura da galeria (m)
( $E_M$ )	Módulo de elasticidade do maciço rochoso (GPa)
( $\gamma$ )	Densidade do material (MN/m <sup>3</sup> )
( $h_t$ )	Altura de carregamento sobre a galeria (m)
( $L_t$ )	Comprimento do tirante (m)
(Is)	Índice de carga pontual
( $\tau$ )	Tensão de cisalhamento (MPa)
( $m_i$ )	Constante inicial estimada pelo tipo de rocha
( $m_b$ )	Constante calculada que depende do tipo de rocha
(s)	Constante que indica o estado da rocha (intacta ou fraturada)
(H)	Espessura de cobertura sobre a camada de carvão (m)
(h)	Altura do pilar (m)
(A)	Área tributária (m <sup>2</sup> )
( $A_p$ )	Área plana do pilar (m <sup>2</sup> )
(w)	Largura do pilar (m)
( $\sigma_p$ )	Resistência do pilar (MPa)
[K]	Matriz de rigidez
{u}	Matriz de deslocamentos
{F}	Matriz de forças
FS	Fator de segurança do pilar

---

## ***Resumo***

O dimensionamento de pilares em mineração de carvão, no Brasil, sempre foi considerado conservativo em relação às metodologias e características das camadas que estava sendo lavrada. Torna-se necessário reverter o *status-quo* existente nesse tema para que a atividade de mineração em carvão se torne mais lucrativa e segura ao mesmo tempo. Problemas geomecânicos, que causaram acidentes fatais, diminuição das reservas de carvão, alto custo de extração e baixa recuperação na lavra são decorrentes ao baixo conhecimento do comportamento geomecânico do maciço rochoso e das metodologias de modelamento geomecânicos.

Esse trabalho propõe uma nova tecnologia de mapeamento geomecânico e caracterização geomecânica para determinar parâmetros geomecânicos das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto de uma camada de carvão. O dimensionamento de pilares, então, deve ser baseado nessas informações que alimentam um modelo geomecânico que utiliza métodos numéricos para solucioná-los. Dentro do processo de aquisição de informações geomecânicas são propostos novos métodos de mapeamento geomecânico por janela amostral e o cálculo dos índices espaçamento médio e frequência de descontinuidades. Baseado nas características quantitativas das descontinuidades é proposto o cálculo do RQD\* (*Rock Quality Designation* teórico) para a camada de carvão com base na função de distribuição que se ajusta ao histograma de distribuição do espaçamento de descontinuidades. Esse procedimento refletiu melhor a qualidade do maciço rochoso, baseado no índice RMR (*Rock Mass Rating*). Considerando-se a qualidade do maciço rochoso e utilizando critérios de rupturas empíricos, foram estimados os parâmetros geomecânicos das rochas que alimentaram os modelos geomecânicos.

Foram gerados modelos numéricos para simular situações reais encontradas na camada Bonito em Santa Catarina e propor um novo paradigma para dimensionamento de pilares, baseado em simulação numérica, considerando todo o entorno do pilar, compreendendo o sistema piso-pilar-teto. Os resultados desses modelos são comparados com o monitoramento das deformações dos pilares para confrontar as simulações numéricas com o comportamento geomecânico do maciço *in-situ*. Os resultados apresentaram grande qualidade e concordância com o comportamento dos pilares apresentados no monitoramento das deformações, provando que a metodologia proposta aqui pode ser utilizada em futuros projetos de dimensionamento de pilares.

---

## ***Abstract***

Pillar design for underground coal mining, in Brazil, has always been considered conservative about the design methodologies and geomechanical properties of the coal seam. This conservative method for pillar design and the low knowledge of the geomechanical behavior of the coal seam are the causes of fatal accidents, decreasing coal reserves and increasing mining cost with low extraction rates. Then, it is necessary to develop new methodologies of survey and design to increase the understanding of the geomechanical behavior of the coal seam to increase the lifetime of the mine and safety at the same time.

This thesis aims to propose a new technology for pillar design in underground coal mines. The numerical methods require the complete geomechanical properties of the floor-pillar-roof system to get the correct solution of the model. The advantage of this method is that it is possible to adjust the geometry and geological model for the specific characteristics of the mining or panel, including the properties of floor-pillar-roof system, and others parameters, which are not considered in empirical methods. To reach this aim, it is proposed a new procedure to determine the geomechanical parameters of the rock with objective to determine the real rock mass properties that will be applied on pillar design methodologies, using numerical methods. This work proposes a new method for geomechanical characterization, which takes into account field geomechanical survey and mapping, laboratory tests, rock mass classification and empirical criteria. In the procedures, field surveying, and structural mapping is used to apply a new method to estimate the mean discontinuity spacing. New equations for RQD\* (theoretical Rock Quality Designation) are presented, which takes into account the mean spacing distribution function. The mean discontinuity spacing and RQD\* are important parameters for rock mass classification RMR (Rock Mass Rating).

The rock mass classification and the laboratory tests are the parameters to estimate the rock mass properties based on the empirical criteria of Hoek-Brown and Mohr-Coulomb. Some case studies show why it is very important to estimate the rock mass properties correctly. These are compared with pillar deformation monitoring to back analysis of the numerical estimation and rock mass properties. This new methodology reach its objective that is to determine the correct rock mass properties of floor-pillar-roof system, and the pillar design procedures described in this thesis reach the main objective of pillar design, which is to build pillar smaller and safe at the time.

---

## *Capítulo 1 – Introdução*

A lavra de carvão na região de Criciúma, Santa Catarina, é predominantemente executada em subsolo, pelo método de câmaras-e-pilares. Esse método deixa pilares do próprio minério para sustentação do teto e galerias. A lavra é realizada em painéis que encontram situações diferentes de espessuras de cobertura. Nessa região a espessura de cobertura varia entre 20 m e 300 metros. A espessura de cobertura e a resistência do carvão, atualmente, são as únicas condicionantes para as dimensões dos pilares.

Até o final dos anos 80, o órgão fiscalizador das atividades da indústria mineira (DNPM, Departamento Nacional da Produção Mineral) permitia a recuperação dos pilares na lavra em recuo dos painéis. As mineradoras avançavam a lavra no painel com pilares com dimensões elevadas (fator de segurança acima de 2,0) e, posteriormente, recuperavam os pilares em recuo, diminuindo seu fator de segurança para menos de 1,4. Essa seqüência de lavra proporcionava uma recuperação em torno de 80%. Após um acidente ocorrido na Mina São Geraldo, onde houve o colapso em cadeia de pilares, o DNPM proibiu a prática do método de lavra de câmaras-e-pilares com recuperação de pilares e passou a exigir das empresas um fator de segurança para os pilares em torno de 1,8. Essa decisão provocou a diminuição na recuperação na lavra, estando atualmente em torno de 60%.

As exigências do DNPM, juntamente com o controle da comunidade com relação à subsidência e problemas ambientais, obrigaram as empresas a realizarem um controle mais rigoroso dos procedimentos de lavra e melhorar o conhecimento das jazidas em termos de controle estrutural e comportamento geomecânico das diferentes camadas que formam o sistema teto-pilar-piso das minas. O controle tem como objetivo aumentar a recuperação da lavra sem prejudicar a segurança em subsolo e evitar subsidências em superfície.

Em razão da operacionalidade da lavra, normalmente adotam-se valores fixos para as dimensões dos pilares. Esse procedimento, muitas vezes, dimensiona pilares acima da segurança necessária em certas regiões da jazida, diminuindo a recuperação da lavra. Logo, se para cada setor for adotada a dimensão adequada, a recuperação será maior e a segurança será preservada. Também, pode-se aplicar mecanismos que aumentem a resistência do pilar e a qualidade do maciço rochoso formador do pilar.

As variações litológicas na seqüência estratigráfica, bem como da espessura e profundidade, provocam comportamentos geomecânicos diferente e campos de tensões variados. A mesma camada de carvão (Barro Branco ou Bonito) é encontrada em profundidades variadas, sendo que a profundidade afeta diretamente o campo de tensões ao redor das galerias e sobre os pilares e, também, o comportamento do teto imediato. Outro fator relevante é a qualidade do teto e piso, se arenito ou siltito ou argilito. O comportamento das rochas encaixante aos pilares (teto e piso) influencia no comportamento mecânico do pilar e no seu modo de ruptura (Peng, 1989 e Mark, 1999). Esse tipo de consideração não é levado em conta nas formulações empíricas para dimensionamento de pilares e no planejamento de lavra em Santa Catarina. Cada jazida deveria ser estudada particularmente, considerando-se a seqüência das camadas, o carregamento dos pilares, a

---

resistência e rigidez dos materiais que formam o sistema piso-pilar-teto. Todas essas informações podem ser adquiridas durante a fase de pesquisa e desenvolvimento da lavra. Outro fator importante é a presença de estruturas (fraturas e falhas) que cortam a camada de carvão e são potenciais formadores de blocos nos pilares.

A determinação das dimensões do pilar deve ser função do comportamento geomecânico da rocha formadora desse pilar e das tensões que o pilar é submetido. As informações geomecânicas são adquiridas por meio de monitoramento das deformações do maciço rochoso, medições das cargas sobre os pilares e teto das galerias, informações da resistência mecânica da rocha e informações da qualidade e densidade das descontinuidades. As informações geomecânicas serão parâmetros importantes para o modelamento numérico das tensões e deformações do sistema teto-pilar-piso. O modelo numérico irá indicar qual a dimensão mais segura para a zona a ser minerada. Depois do modelamento numérico, cabe confirmar em campo se o maciço possui o comportamento previsto pelo modelo. Para isso, é utilizado o monitoramento das tensões e deformações do sistema teto-pilar-piso.

O estudo do comportamento geomecânico do maciço rochoso que compõe o sistema piso-pilar-teto, e sua resistência mecânica são essenciais para a solução de problemas de dimensionamento de aberturas subterrâneas, pilares de sustentação e reforçamento; pontos principais do planejamento de lavra em mineração subterrânea.

O conhecimento do comportamento geomecânico de um maciço rochoso requer a realização de ensaios em laboratório, ensaios *in-situ*, monitoramento e mapeamento geomecânico ao longo de todo o depósito mineral, os quais podem ser realizados a partir de furos de sondagem ou por meio de linhas de referência (*scanlines*) nas paredes dos pilares, galerias e teto. Normalmente, o procedimento de amostragem é realizado em alguns locais (pontos) do depósito mineral, sendo que o valor médio é adotado para o projeto e dimensionamento de pilares e suporte. O comportamento mecânico das rochas não é constante em todo o maciço. Existe uma anisotropia e uma heterogeneidade das variáveis em questão. Isso significa que os parâmetros geomecânicos possuem variação em direções diferentes. Por exemplo, conforme a direção do mapeamento geomecânico em relação à orientação das famílias de juntas, a densidade de fraturas e, por conseqüência, o RQD tem valores diferentes (Hudson e Harrison, 1997). A presença de descontinuidades na camada de carvão é fator decisivo para a estabilidade dos pilares. Em certos casos, os pilares possuem coeficiente de segurança elevado (acima de 2,0), mas apresentam grandes deformações nas bordas devido a presença de fraturas que cortam o pilar ou sistema juntas da camada de carvão. A figura 1.1 ilustra esses aspectos que foram encontrados na camada Bonito, na Mina Barro Branco.

A cobertura (teto imediato) e piso consistem em camadas sedimentares com diferentes índices de rigidez. Muitas camadas rígidas são auto-suportáveis em aberturas subterrâneas com largura pequena (galerias com vão entre 5 m e 6 m). Dependendo da localização dessa camada rígida acima da camada de carvão, ela pode reduzir o carregamento sobre o pilar (Peng, 1989). Dessa forma o modelamento estrutural e das espessuras das camadas torna-se importante aspecto a ser considerado. Outro fator importante para o estudo do comportamento mecânico do pilar é a interação teto-pilar e pilar-piso, pois, esse tipo de interação pode determinar o tipo de ruptura dos pilares, se uma ruptura frágil ou plástica (controlada ou não-controlada). Métodos numéricos levam em consideração a interação das camadas sedimentares que formam o teto e piso com a camada de

---

carvão. Isso foi demonstrado por Tang e Peng (1988) e Su e Peng (1986) em outros estudos de casos.



*Figura 1.1 – Ruptura em pilares na camada Bonito devido a presença de descontinuidades. (a) Descontinuidades paralelas a face do pilar. (b) Descontinuidade com mergulho oblíquo que corta o pilar, provocando o caimento de blocos (figuras sem escala).*

Todos os problemas mencionados anteriormente provocam a discussão e a avaliação das técnicas de dimensionamento de pilares que são aplicados atualmente, principalmente na parte de determinação dos parâmetros geomecânicos, a inclusão das descontinuidades do maciço rochoso e o sistema teto-pilar-piso. Hoek (2000) apresenta uma lista dos problemas que podem ocorrer em minerações de jazidas tabulares com câmaras-e-pilares. O autor enuncia o seguinte problema: colapso progressivo dos pilares devido ao caimento de placas na borda ou caimento de blocos. Essa tese de doutorado propõe essa discussão e sugere algumas melhorias nas técnicas de dimensionamento de pilares e aplicação prática de simulações numéricas.

### ***1.1. Metas e objetivos***

Essa tese tem como meta melhorar o dimensionamento dos pilares de carvão e aumentar a recuperação da lavra, sempre considerando os aspectos de segurança e estabilidade do maciço rochoso. Para que essa meta seja atingida é apresentada uma nova metodologia para caracterização geomecânica das camadas de carvão e dimensionamento de pilares, desde o mapeamento geomecânico até os parâmetros necessários para determinar a resistência dos pilares por meio de métodos numéricos.

No caso da camada Bonito, a estabilidade dos pilares deve ser encarada de duas formas:

- A distribuição das tensões no pilar, no teto e piso, considerando as zonas de compressão e tração;

- 
- A presença de descontinuidades, onde são encontradas fraturas que cortam o pilar com mergulho de 50° e sistema de juntas verticais com duas direções preferenciais.

Para cada uma das formas citadas anteriormente existe uma solução numérica que pode ser aplicada. No caso de estudo de distribuição de tensões e deformações em pilares ou em todo o painel deve-se considerar a utilização de métodos numéricos em três dimensões por meio do método de elementos finitos ou diferenças finitas. No caso de estudo da presença de descontinuidades e fraturas deve-se considerar métodos numéricos que permitam a solução para grandes deslocamentos, como o que ocorre em quedas de blocos de pilares, como o método de diferenças finitas ou elementos distintos.

Dessa forma faz-se necessária à inovação da técnica de dimensionamento de pilares que é aplicado atualmente na região de Criciúma. Essa inovação deve considerar a verdadeira distribuição de tensões nos pilares e no maciço rochoso adjacente, juntamente com os aspectos estruturais do maciço, como densidade de fraturamento e presença de falhas.

Esse trabalho visa substituir os métodos empíricos, que são aplicados hoje em dia para o dimensionamento de pilares e aberturas subterrâneas, por métodos numéricos na etapa de planejamento de lavra. O planejamento de lavra sempre deve ser acompanhado de reconciliação dos parâmetros que contribuíram na fase de planejamento. Ele deve ser reavaliado sempre com a reconciliação dos parâmetros, que para o caso de parâmetros geomecânicos é feito por meio de monitoramento e mapeamento estrutural.

Para que as metas sejam atingidas, os seguintes objetivos devem ser alcançados:

- Caracterização geomecânica de todos os materiais que formam o teto, piso e pilar nas camadas de carvão, levando em conta todos os aspectos que interferem na qualidade da rocha;
- Novo procedimento de cálculo para o espaçamento médio, frequência e densidade de descontinuidades a partir do mapeamento geomecânico por janelas, comparando-se com o procedimento tradicional.
- Modelamento do mecanismo de ruptura do pilar levando em consideração as características das rochas e das descontinuidades;
- Definição da influência dos parâmetros geomecânicos das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto sobre a resistência e o fator de segurança do pilar;
- Definição do reforço das paredes do pilar, utilizando tirantes;

## ***1.2. Metodologia de trabalho***

Os estudos em mecânica de rochas e estabilidade das aberturas subterrâneas e pilares de sustentação necessitam do conhecimento de vários temas. Neste trabalho foram utilizados dados referentes a uma jazida de carvão já em desenvolvimento na região carbonífera de Criciúma, mais precisamente em Lauro Müller. A mina é conhecida como Barro Branco, nome dado devido à localidade onde está inserida, pertencente às Indústrias Rio Deserto. Embora o nome de Mina do Barro Branco, a lavra é ocorre na camada Bonito, e apresenta uma cobertura média de 40 metros.

---

Para alcançar os objetivos propostos, foi estabelecida a seguinte metodologia:

- Revisão bibliográfica dos temas abordados por essa dissertação;
- Modelamento das espessuras das camadas de cobertura, teto imediato e carvão;
- Determinação da influência do desmonte no pilar, i.e., a profundidade que o pilar é afetado devido ao desmonte;
- Ensaios em laboratório de amostras de toda a camada de carvão (resistência à compressão, tensão/deformação, módulos), baseados nas normas internacionais (ISRM e ASTM);
- Mapeamento estrutural e geomecânico da camada de carvão por meio de mapeamento geomecânico em janelas, objetivando o cálculo do espaçamento médio de juntas e RQD;
- Classificação geomecânica do carvão, utilizando os parâmetros geomecânicos adquiridos no mapeamento geomecânico e ensaios de laboratório, utilizando a classificação de Bieniawski (1973);
- Estimativa da resistência do maciço rochoso, levando em consideração a classificação geomecânica e os critérios de ruptura de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown;
- Resistência do pilar de carvão, baseado nos métodos clássicos (Salamon e Munro, 1967; Bieniawski, 1981) e em função das características geomecânicas da camada de carvão;
- Monitoramento das convergências dos pilares por meio de extensômetros de fio e extensômetros de haste;
- Determinação das tensões e deformações nos pilares, teto e piso utilizando métodos numéricos, especificamente métodos por elementos finitos, utilizando materiais que seguem o comportamento elasto-plástico de Mohr-Coulomb;
- Comparar com o método empírico da área tributária;
- Modelamento da distribuição de tensões e comportamento do pilar, considerando a presença de descontinuidades (fraturas) por meio de métodos numéricos;
- Estimativa do carregamento do pilar em função da espessura e tipo de cobertura, baseado nas medições de tensões *in-situ* e no monitoramento das convergências;
- Comparação entre os resultados do monitoramento de tensões e o modelamento numérico;

### ***1.3. Trabalhos recentes***

O dimensionamento de pilares e a determinação do coeficiente de segurança são, basicamente, função de dois parâmetros: a tensão sobre o pilar e a resistência da rocha constituinte do pilar. Os métodos empíricos consideram que o pilar irá se romper quando a carga aplicada sobre ele ultrapassar a resistência mecânica do pilar e que a capacidade de carga do pilar se reduz a zero quando a resistência máxima é ultrapassada. Em outras palavras, um pilar recebe a analogia de um corpo-de-prova que é carregado por tensões verticais e irá romper quando tensão de carregamento

---

ultrapassar a resistência à compressão uniaxial do pilar.

Existem várias publicações e pesquisas com relação ao dimensionamento de pilares desde os anos 60 até o momento. Podem-se citar os primeiros trabalhos de dimensionamento de pilares, os quais são utilizados mundialmente até hoje: Salamon e Munro (1967), Bieniawski (1984), Hustrulid (1976) conhecidos como métodos empíricos para dimensionamento de pilares de carvão.

No final dos anos 80 e anos 90, alguns trabalhos foram publicados para reajustar os coeficientes das fórmulas empíricas conhecidas (Mark e Chase, 1993; Mark, 1999; Van der Merwe, 1999; Salamon, 1992). Com o aumento das pesquisas para determinar a verdadeira distribuição das tensões no pilar e determinar uma relação analítica para o dimensionamento de pilares, vários autores apresentam alternativas para essa metodologia (Wilson, 1974; Barron, 1982; Wagner, 1974; Salamon, 1983). Essas pesquisas são o início dos estudos da distribuição de tensões e deformações do pilar por meio de métodos numéricos. Vários autores, desde os anos 80 apresentam resultados e metodologias para análise numérica das tensões e resistência de pilares de carvão (Biswas e Peng, 1999; Tang e Peng, 1987; Su e Hasenfus, 1996, 1997 e 1999; Heasley e Zelanko, 1992; Murali Mohan et al., 2001). Peng e Dutta (1992) apresentam modelos para pilares em galerias de acesso a painéis de *long-wall*. Nesse trabalho, existem algumas alternativas para a geometria dos pilares em galerias de acesso aos painéis de *long-wall*, onde é estudado o comportamento dos pilares e teto decorrentes da redistribuição de tensões em função do avanço da frente de lavra. Também, apresenta estudos com relação a resistência de pilares em painéis com o método convencional de câmaras-e-pilares.

Alguns trabalhos apresentam o resultado de modelamento numérico de painéis de lavra de carvão e, também a influência da lavra de camadas sobrepostas (Park, 1992; Vandergrift et al., 2000). Existe pesquisa com relação à presença e qualidade das camadas que formam o pilar e a influência do tempo sobre a resistência do pilar de carvão (Biswas e Peng, 1999). Algumas fazem referência ao reforço das paredes do pilar que contribui para o aumento da tensão de confinamento e resistência do pilar (Wykoff, 1950; Weakly, 1982; Weakly et al., 1984; Zelanko, 1992; Dolinar e Tadolini, 1991; Ringwald e Brawner, 1989). Alguns autores discutem a melhor representação do maciço rochoso para a caracterização geomecânica das rochas e qual o melhor critério de ruptura para o carvão e sua influência no resultado do modelo numérico (Morsy e Peng, 2001). Outros trabalhos versam sobre o comportamento do teto e piso e critérios de ruptura e planejamento de reforço (Zhang e Peng, 2001 e 2002; Yassien et al., 2002).

Todos os trabalhos acima se referem a alternativas de modelamento e dimensionamento de pilares de carvão isoladamente. Existem poucos trabalhos em modelamento geomecânico em pilares de carvão no Brasil. A primeira publicação utilizando modelos numéricos em pilares de carvão é de Lima et al. (1997). Posteriormente Zorzi et al. (1998) utilizaram elementos finitos para a análise de reforço das paredes de pilares. Existem duas razões para a pouca preocupação com os pilares até o momento. A primeira é que praticamente não existe mineração de carvão no mundo sem recuperação dos pilares, como no Brasil. Segundo, os pilares das galerias de acesso ao painel de *long-wall* podem ter grandes dimensões (alto fator de segurança), porque eles devem suportar a redistribuição de tensões com o avanço da lavra e a recuperação no painel de *long-wall* é de 100%.

---

### ***1.4. Contribuições da tese***

Essa tese apresenta contribuições e inovações nos seguintes assuntos:

- Desenvolvimento e reavaliação dos parâmetros geomecânicos utilizados para a classificação geomecânica e estimativa da resistência de pilares de carvão;
- Procedimentos práticos para dimensionamento e avaliação da qualidade do pilar de carvão e estimativa da sua segurança;
- Entendimento do comportamento de mecanismos que possam aumentar a resistência do pilar ou a qualidade do maciço formador do mesmo.

### ***1.5. Organização da tese***

Essa tese será organizada de maneira que possa ser aplicada no dimensionamento de pilares de carvão, apresentando toda a base teórica dos assuntos abordados nesse trabalho de pesquisa e sua metodologia para a aplicação na fase de planejamento de lavra subterrânea de carvão.

A tese é organizada da seguinte forma:

**Capítulo 1** – Introdução, apresentação do problema, metas, objetivos, trabalhos recentes, contribuição da tese e organização da tese.

**Capítulo 2** – Geologia e controle estrutural.

**Capítulo 3** – Caracterização geomecânica das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto

**Capítulo 4** – Modelamento geomecânico de pilares de carvão.

**Capítulo 5** – Discussão dos trabalhos, conclusões e previsão de trabalhos futuros.

## Capítulo 2 – Geologia e controle estrutural

Os depósitos de carvão de Santa Catarina estão inseridos na bacia carbonífera de mesmo nome, um dos mais importantes campos carboníferos brasileiros. Localiza-se na porção sudeste da Bacia do Paraná, uma grande bacia sedimentar gonduânica intracratônica que se estende do centro ao sul do Brasil, incluindo parte do Paraguai, Uruguai e Argentina (Figura 2.1).

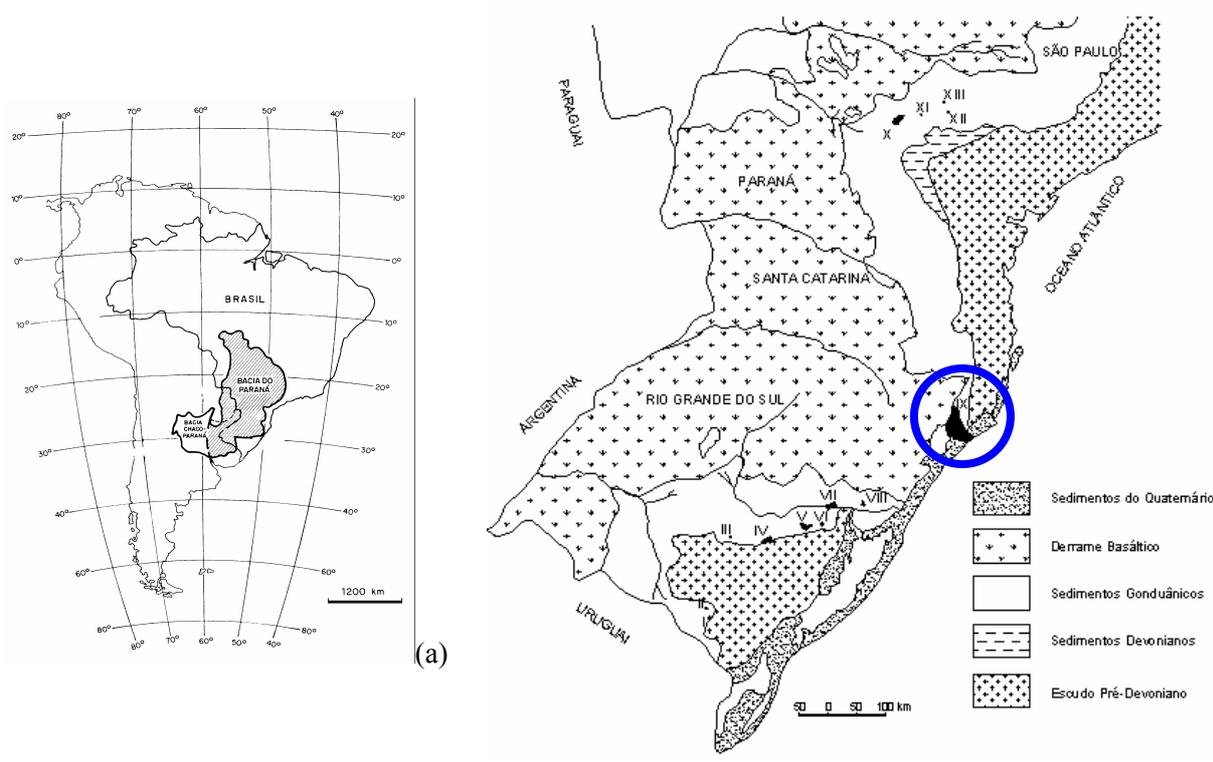


Figura 2.1 – (a) Extensão da Bacia do Paraná na América do Sul. (b) Mapa geológico do sul do Brasil (modificado de DNPM, 1960). Números de I até XIII indicam bacias carboníferas conhecidas (Círculo azul é a Bacia Carbonífera de Santa Catarina).

A bacia carbonífera de Santa Catarina tem sido explorada desde os primórdios de 1900, onde as Camadas Barro Branco e Bonito são as duas mais importantes. No passado, a camada Barro Branco foi usada para produzir carvão para aplicações metalúrgicas mas, no presente, a produção é totalmente direcionada ao mercado de geração de energia. A camada Bonito está estratigraficamente 70 m em média abaixo da camada Barro Branco, a qual é objeto de estudo dessa tese.

A descrição e detalhamento da Bacia do Paraná estão presentes em várias referências (Fabrício, 1973; Caye et al., 1975; Süffert et al., 1977; Zalán et al., 1990; Anon., 1994; Silva, 2000; Costa et al., 2000; Costa et al., 2001). Neste capítulo são apresentadas a formação e seqüência estratigráfica da Bacia e, posteriormente, a evolução da geologia estrutural, desde a escala regional até a escala da mina que correlaciona a ocorrência de blocos nos pilares da Mina do Barro Branco. O texto abaixo é baseado nas referências acima.

---

## ***2.1. Geologia Regional***

O conjunto de rochas sedimentares e vulcânicas que formam a Bacia do Paraná representa a superposição de pacotes depositados decorrentes da dinâmica de placas que conduziu a evolução do continente Gondwana no tempo geológico em diferentes ambientes tectônicos. Por este motivo, seus limites foram variáveis no tempo, sendo que a configuração atual não retrata aquilo que já foi um grande mar intracratônico conectado com o Proto-Pacífico durante o Paleozóico, e cobriu uma extensa área do Continente Gonduânico.

A Bacia do Paraná no presente é o produto final da superposição de três diferentes bacias, cujas geometrias e limites variaram de forma considerável. São claramente visíveis três fases principais de subsidência (Siluro-Devoniano, Permo-Carbonífero e a fase de lavas do Jurássico Superior-Cretáceo Inferior), separadas por dois longos períodos de erosão-não deposição (Neodevoniano-Mississippiano), ou de baixas taxas de sedimentação (Triássico-Jurássico). As duas primeiras fases de subsidência apresentam um mecanismo motriz de subsidência.

A origem da Bacia do Paraná está relacionada com o fim do ciclo Brasileiro (Neo-Ordoviciano), que deixou exposto um expressivo volume “aquecido” de crosta continental recém-agrupada. Provavelmente, o subsequente arrefecimento dos esforços, juntamente com o “esfriamento” da crosta, foram suficientes para iniciar a subsidência que levou à deposição da seqüência siluriana. Um soerguimento geral associado à orogenia Eoherciniana determinou o fim da sedimentação e, provavelmente, o fim da “primeira Bacia do Paraná”.

A segunda fase de subsidência (Permo-Carbonífero) começou logo que a Bacia do Paraná deixou o Pólo Sul, e as geleiras continentais começaram a derreter num ambiente periglacial. É provável que a subsidência inicial nesta fase tenha se dado devido à sobrecarga das geleiras continentais associadas a uma fase de reativação distensional, possível reflexo de nova fase de estiramento crustal. Olistostromas, fácies de deslizamento e variações faciológicas laterais abruptas são marca registrada dos depósitos desse grupo. Um soerguimento generalizado associado à orogenia Finiherciniana cessou a sedimentação, terminando a segunda fase da Bacia do Paraná.

O mar não mais retornou à Bacia do Paraná. A sedimentação retornou no Mesotriássico, num ambiente flúvio-eólico, preenchendo as depressões remanescentes e, mais tarde, como um gigantesco deserto de dunas de areia que recobria a bacia e áreas do embasamento adjacente. A terceira fase de subsidência coincide com o magmatismo basáltico. O próprio peso das lavas foi, certamente, o causador da subsidência. Esta foi a mais importante fase na evolução da Bacia do Paraná, no que tange à estruturação e maturação da matéria orgânica.

A estratigrafia da Bacia do Paraná se consiste de cinco seqüências deposicionais principais, que variam em idade, do Ordoviciano ao Cretáceo. A Figura 2.2 apresenta a coluna cronoestratigráfica da bacia e sua correlação com os eventos tectônicos e magmáticos que afetaram a América do Sul durante o Fanerozóico. É importante frisar que o preenchimento sedimentar da bacia é predominantemente siliciclástico, sendo capeado pelo mais volumoso derrame de lavas basálticas sobre crosta continental da Terra. Camadas de calcário, finas e isoladas, ocorrem apenas no Permiano Superior, atingindo volume representativo na Formação Irati, no terço norte da bacia. São

conhecidas também ocorrências isoladas de evaporitos (anidrita) na Formação Irati. Tudo isso reflete a localização da placa sul-americana (então, parte do Gondwana) em latitudes bem meridionais durante o Paleozóico.

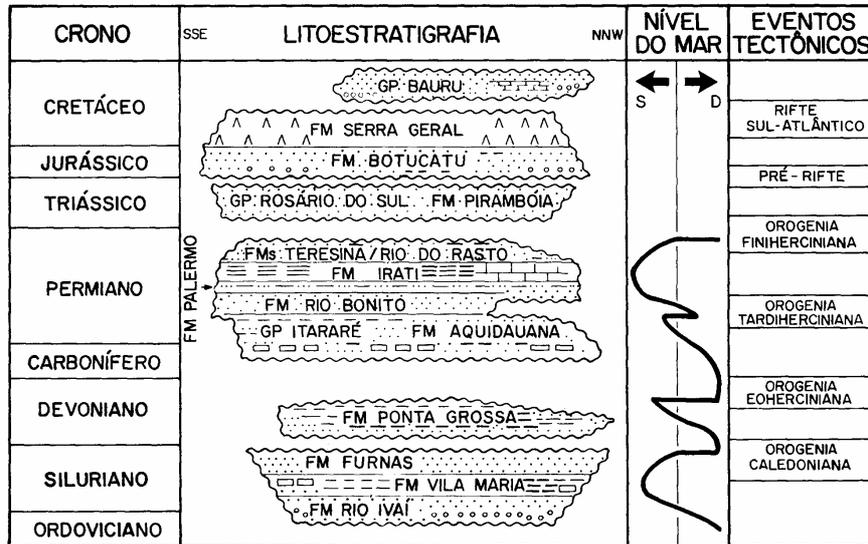


Figura 2.2 – Coluna cronolitoestratigráfica da Bacia do Paraná, mostrando a distribuição temporal e espacial das principais unidades litológicas numa seção hipotética SSE-NNW.

## 2.2. Geologia Local

A Mina do Barro Branco está localizada na porção norte da bacia carbonífera Santa Catarina, englobando o município Lauro Müller (Figura 2.3). A estratigrafia local está reproduzida na Tabela 2.1.



Figura 2.3 – Mapa de localização da área da Mina do Barro Branco (em azul) geologia regional.

Tabela 2.1 – Coluna estratigráfica (Caye et al., 1975).

Período	Litoestratigrafia				Litologia
	Grupo	Subgrupo	Formação	Membro	
Quaternário					Depósitos aluvionares e coluvionares
Jurássico	São Bento		Serra Geral		Diabásio cinza-esverdeado, grãos fino a médios, juntas verticais e veios preenchidos de calcita
Permiano	Tubarão	Guatá	Estrada Nova		Siltitos cinza-escuros e folhelhos com finos estratos de arenitos violeta-acizentados
			Irati		Folhelhos escuros e siltitos com porções pirobetuminosas, lentes carbonáticas
			Palermo		Siltitos cinza a esverdeados com estratos de arenitos, siltito preto com estrutura flaser.
			Rio Bonito	Siderópolis	Arenitos cinza-claros de finos a médios. Presença de siltitos, folhelhos e camadas de carvão
				Paraguaçu	Siltitos cinza a esverdeados, finas camadas de carvão e arenitos
				Triunfo	Arenitos cinza-claros de finos a grosseiros, presença de siltito cinza escuro, raramente camadas de carvão
Permiano Carbonífero		Itararé	Rio do Sul		Sedimentação rítmica, diamictitos, arenitos e conglomerados
Pré-Cambriano	Pedras Grandes	Inconformidade			Rochas graníticas: quartzo-monzonitos e granodioritos

Rochas cristalinas do Pré-Cambriano, pertencente ao Grupo Pedras Grandes, afloram a leste da área no município de Urussanga (Figura 2.3). Na porção central da área as rochas cristalinas ocorrem a grande profundidade devido ao mergulho regional na direção sudeste. Poucos furos de sonda alcançaram o cristalino e identificaram granitos.

A Formação Rio do Sul, pertencente ao subgrupo Itararé, aflora no município de Urussanga. Caye et al. (1975) define a espessura da formação como 30m em média, entretanto foi observada uma variabilidade alta na sua espessura, causada pela variação na paleo-topografia. Em algumas áreas foram amostrados 120m de espessura de sedimentos. Este padrão de sedimentação é observado

---

na área de estudo, onde estão presentes arenitos, siltitos e paraconglomerados.

A Formação Rio Bonito é a formação mais antiga aflorante na área e será descrita com detalhe neste relatório. Nessa formação são encontradas as camadas de carvão economicamente importantes.

Acima da Formação Rio Bonito ocorre a Formação Palermo. Esta formação compreende siltitos de cinza à cinza-esverdeados com arenitos inter-acamadados. A espessura desta formação varia de 90 a 120m.

Siltitos escuros e folhelhos com porções pirobotuminosas e margas constituem a Formação Irati. Dois sills de diabásio da Formação Serra Geral, cada um deles com 5m de espessura, são freqüentemente encontrados interceptando esta formação. As porções superior e inferior desta formação apresentam contatos gradacionais. A espessura total da formação tem em média 40m. Na seqüência, ocorre a Formação Estrada Nova formada por siltitos cinza escuros com espessura total atingindo mais de 250m.

Rochas vulcânicas de composição básica ácidas que compõe a Formação Serra Geral, a qual se sobrepõe a seqüência sedimentar. Ocorrem diques de diabásio sub-verticais com menos de 5m de espessura preenchendo juntas e planos de falhas. Em algumas áreas são encontrados sills, que são comuns na Formação Irati e nas camadas de carvão. Estes sills possuem espessura variando de alguns decímetros até um máximo de 70 m numa grande intrusão na porção leste da área. Os diques queimaram as camadas de carvão e afetaram a sua qualidade nas proximidades das intrusões. O calor proveniente destas intrusões reduziu o conteúdo de matéria volátil do carvão.

As camadas mergulham menos que 1° para sudoeste, formando uma estrutura em homoclinal suave, num mosaico de blocos de grandes altos e baixos, separados por falhas normais com vários metros de deslocamento. Vários falhamentos menores e variações de mergulho local nas camadas de carvão, devido à dobras causadas por eventos tectônicos ou variações na paleotopografia, podem provocar problemas durante a mineração. Finalmente, os sedimentos quaternários ocorrentes na região são formados tanto por depósitos de tálus como por aluviões.

### ***2.2.1. Formação Rio Bonito***

Zalán et al. (1990) consideram esta formação como resultante de um pulso tectônico da denominada orogenia Tardi-Herciniana, originado na parte ocidental da América do Sul, que teria interrompido por certo tempo a sedimentação na porção norte da bacia e promovido o soerguimento de áreas de borda nas margens leste e oeste. Como conseqüência, o mar Itararé teria sido invadido pelos deltas do domínio fluvial da Formação Rio Bonito. Detalhes da estratigrafia da formação Rio Bonito são apresentados na Figura 2.4.

A Formação Rio Bonito é uma das mais importantes formações da Bacia do Paraná sob o ponto de vista econômico, pela presença das maiores jazidas de carvão conhecidas no país. Está situada na porção inferior do conjunto de rochas sedimentares integrantes da bacia e pertence ao Permiano Médio.

O contato da Formação Rio Bonito com a Formação Palermo é na maioria das vezes nítido e concordante, o silito preto da Formação Palermo está sobre o arenito cinza esbranquiçado da

---

Formação Rio Bonito. Localmente, também pode ser gradacional. Sua espessura média no sudeste catarinense é de 150 metros.

A Formação Rio Bonito é dividida nas seguintes unidades lito estratigráficas, da base ao topo (Caye et al., 1975):

- Membro Triunfo (Rio Bonito Inferior): é representado por uma seqüência arenosa com intercalações de camadas de siltitos cinza claros e escuros, micáceos, e, menos frequentemente, de folhelhos cinza escuros a pretos com raros leitos carbonosos. Ocorrem nódulos de pirita, lâminas de gipsita preenchendo fraturas sub-horizontais e de calcita em fraturas sub-verticais ou irregulares. Sua espessura varia de 20 a 60 metros. Forma o primeiro avanço deltáico da Formação Rio Bonito e as análises mostram o domínio de distributários superiores e depósitos de transbordamento (alguns carbonosos). Em sua parte superior nota-se um decréscimo da energia e o domínio dos depósitos dos distributários inferiores, antevendo o início da transgressão marinha que iria predominar na fase seguinte;
- Membro Paraguaçu (Rio Bonito Médio): apresenta espessura variável de 30 a 50 m onde predominam siltitos cinza, esverdeados, finamente micáceos, em geral maciços, mas também com intercalações de lâminas, além de leitos e bancos de arenitos da mesma cor, de granulometria muito fina, calcíferos. Observam-se restos vegetais carbonizados e fraturas preenchidas por carbonato de cálcio e gipsita. O conjunto indica para o Membro Paraguaçu depósitos de frente deltáica e predomínio do ambiente pró-deltáico em plataforma rasa. A esta fase transgressiva sobrepõe-se um novo ciclo progradacional;
- Membro Siderópolis (Rio Bonito Superior): constitui-se de uma seqüência de arenitos finos, médios e grosseiros aos quais intercalam-se camadas de siltitos e carvões. As estruturas sedimentares mais características nos arenitos são as estratificações cruzada unidirecional, acanalada. Os siltitos apresentam intercalações, laminação paralela e, por vezes, estrutura bioturbada. Do ponto de vista paleoambiental, constitui-se na segunda fase progradacional deltáica da Formação Rio Bonito, onde uma seqüência vertical de depósitos de mangue, de distributários deltáicos, superiores e inferiores e de depósitos de transbordamento se sobrepõem. Do ponto de vista genético observam-se fases de maior calma e estabilidade na deposição do Membro Siderópolis quando comparado ao Membro Triunfo. Os carvões têm gênese ligada ora a extensos mangues (camada Bonito), ora a depósitos de transbordamento (Camada Irapuá, Camadas “A” e “B”), ora a extensos pantanais (Camadas Barro Branco e Ponte Alta). Nota-se, pois, que existem depósitos de carvão contínuos, relacionados aos pantanais e mangues e depósitos cuja gênese se ligaria a depósitos de transbordamento. O afundamento contínuo durante os depósitos Siderópolis, originando fases de estagnação com formação de baixios ricos em restos vegetais, seriam os principais responsáveis pela formação das turfeiras. No caso particular da camada Bonito, a turfeira instalou-se diretamente sobre uma planície de fácies marinha regressiva (é de esperar nestes carvões alguma influência salobra), sendo recoberta por sedimentos de energia moderada a baixa, no caso, distributários deltáicos inferiores. No caso da Camada Barro Branco, a turfeira instalou-se sobre depósitos distributários deltáicos superiores, formando extensa área de pantanal. Como detalhe

marcante ocorre uma camada de 2,5-4,0 m de siltito escuro, maciço e uniforme, denominado siltito Ponte Alta. Sua grande área de ocorrência e sua forma muito característica no perfil gama fazem com que seja valioso leito-guia.

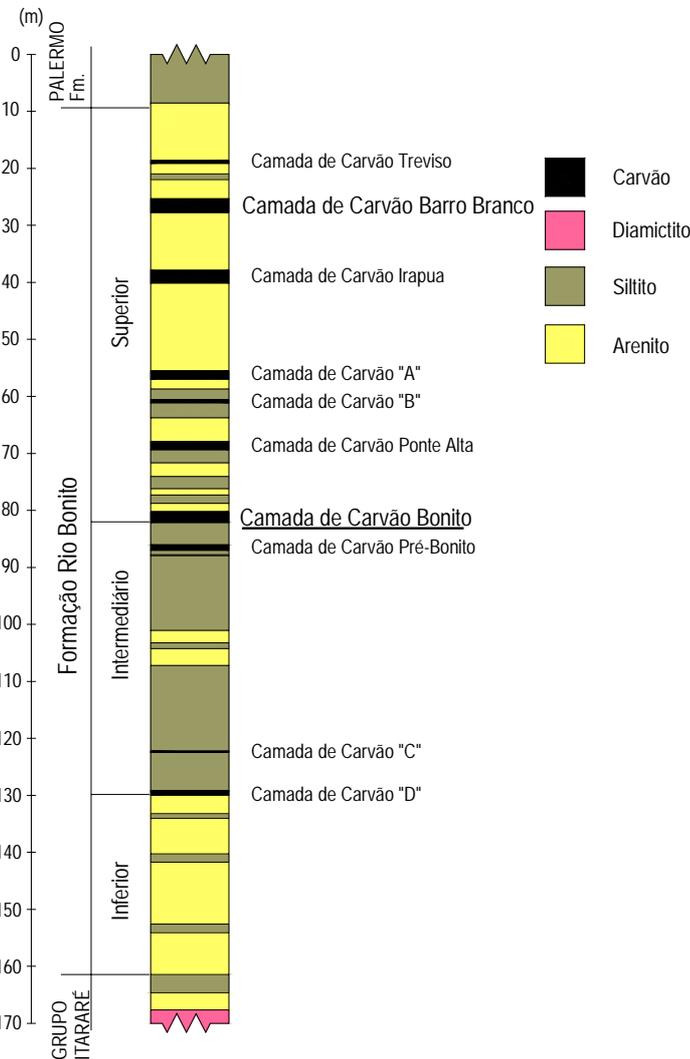


Figura 2.4 – Perfil estratigráfico típico da formação Rio Bonito (modificado de Caye et al., 1975).

O final da sedimentação da Formação Rio Bonito está evidenciada por arenitos finos com laminação cruzada, ocorrendo mais localmente níveis grosseiros a conglomeráticos, a norte de Santa Catarina. O topo desta Formação é caracterizado por uma nova ingressão marinha de caráter prolongado, originando os sedimentos da Formação Palermo (Caye et al., 1975).

Esta litologia sugere tratar-se de ambiente litorâneo ou epinerítico com desenvolvimento de praias e barreiras. Em direção ao sul de Santa Catarina, com o recuo do mar, a bacia tornou-se receptáculo de sedimentos das partes mais elevadas de leste-nordeste, em fase de relativa estabilidade tectônica. Toda esta parte da bacia constituía uma ampla planície de inundação que permitiu acumular em áreas preferenciais vários leitos de carvão (Camada Barro Branco).

### 2.2.2. Camada Bonito

Situada estratigraficamente na base do Membro Siderópolis, é oriunda de depósitos de mangue, formados após uma regressão marinha. Estende-se em jazidas descontínuas, desde o Rio Capivara (ao norte de Lauro Müller – SC) até as proximidades da cidade de Torres – RS. Na região de Treviso – Lauro Müller – Siderópolis a jazida tem forma alongada no sentido N-S, com 28 km de comprimento e 128,8 km<sup>2</sup> de área. A nordeste está limitada pela linha de afloramento e nas demais direções pela isólita de 0,60 metro.

A camada Bonito é formada, basicamente, por camadas de carvão e folhelho com intercamadações de siltito e argilito. Em algumas porções da camada ocorrem concreções de calcário e pirita. Normalmente o carvão representa de 60% a 80% da espessura da camada total. A Figura 2.5 mostra um testemunho de furo de sondagem com os detalhes da camada Bonito.

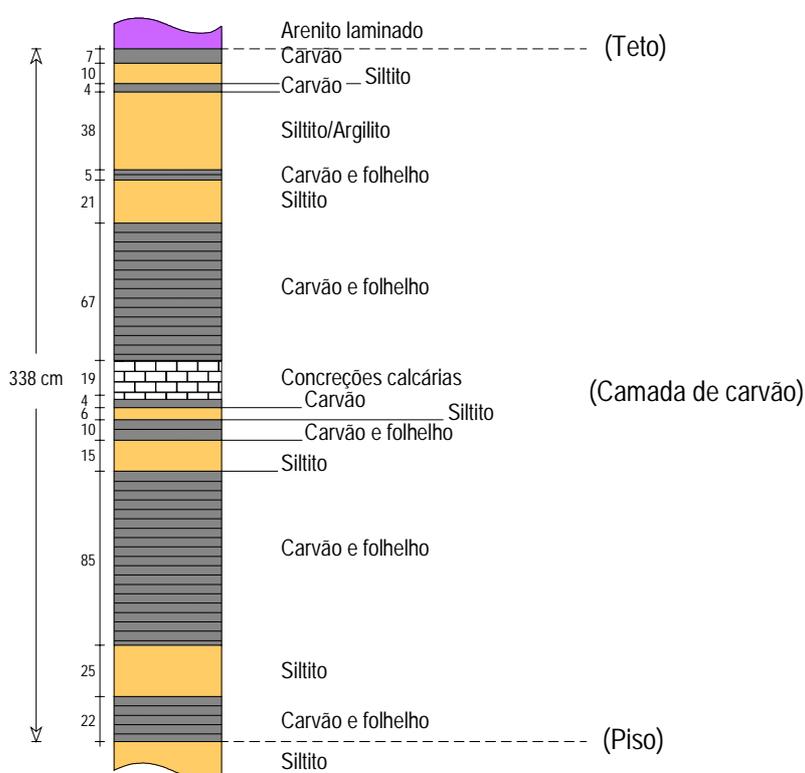


Figura 2.5 – Perfil estratigráfico típico da camada Bonito.

As formações sedimentares foram submetidas a diversos esforços, i.e., variação do campo de tensões que causaram falhas e fraturas, devido ao espesso derrame de basalto e aos esforços tectônicos. Posteriormente, o derrame de basalto sofreu constante erosão, juntamente com as formações sedimentares. Esse processo erosivo é o causador da formação de vales das mais diversas dimensões na região de Criciúma, dando o aspecto de serra na geomorfologia local. A erosão, juntamente com os esforços tectônicos, são as causas da variação da profundidade e erosão das camadas de carvão em alguns locais. Além das modificações da paisagem local e da espessura de cobertura sobre as camadas de carvão, a erosão é a causa da variação de tensões verticais e horizontais encontradas no maciço rochoso ao redor das camadas de carvão (Zingano, et al., 2002).

### 2.3. Geologia estrutural

A Bacia do Paraná é uma vasta bacia intracratônica sul-americana, desenvolvida completamente sobre crosta continental, e preenchida por rochas sedimentares e rochas vulcânicas, com idades que variam entre os períodos Siluriano e Cretáceo.

Conforme mencionado anteriormente, os depósitos de carvão mineral acham-se distribuídos desde o período Carbonífero até o Terciário, sendo que os depósitos de carvão ocorrem na Formação Rio Bonito, pertencente ao Permiano Médio. Esta formação está situada na porção inferior do conjunto de rochas sedimentares integrantes da Bacia do Paraná. Nesse ítem é apresentado desde a geologia estrutural regional até a fraturas e falhas que influenciam na formação de blocos nos pilares de carvão na camada Bonito, mostrando a correlação entre essas estruturas.

#### 2.3.1. Arcabouço Estrutural Regional

A Figura 2.6 mostra os principais elementos tectônicos da Bacia do Paraná, apresentando-se num padrão de feições lineares entrecruzando-se. Essas feições podem ser divididas em três grupos de acordo com suas orientações NO-SE, NE-SO e E-O, conforme o diagrama de rosetas da figura 2.6.

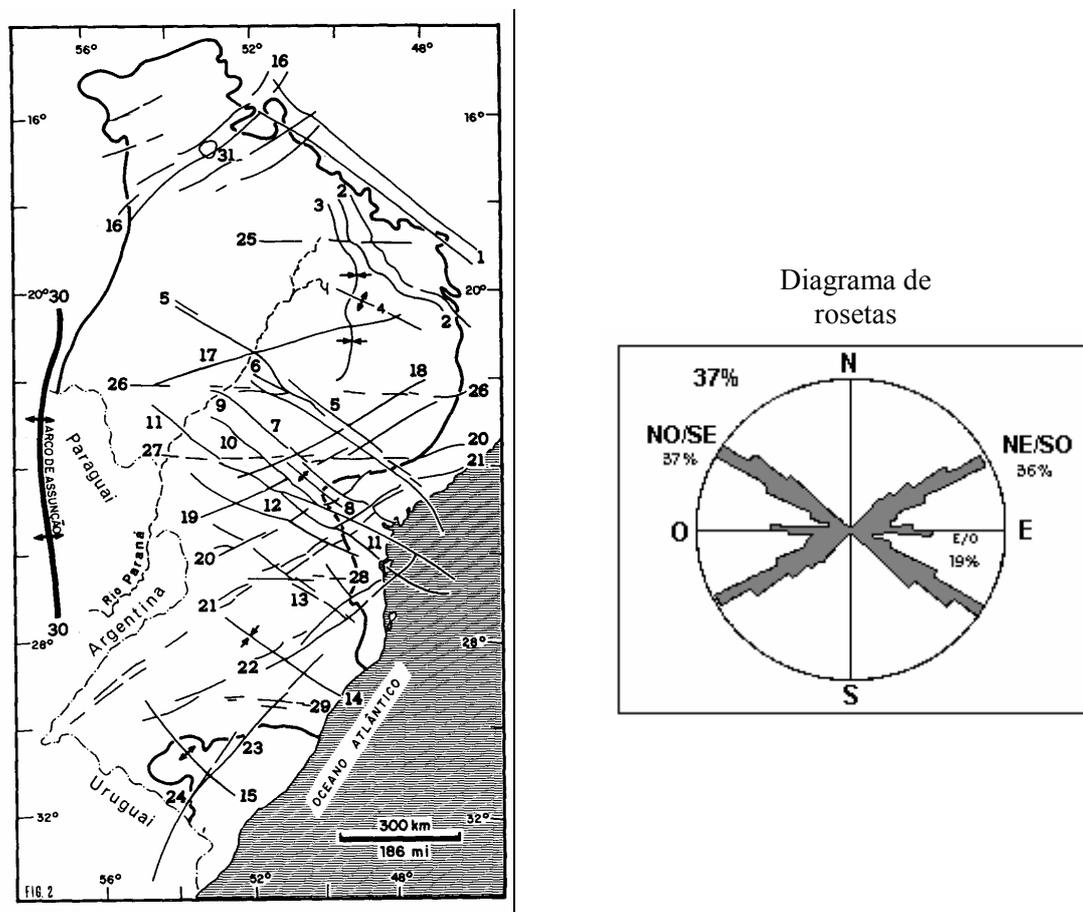


Figura 2.6 – Mapa do arcabouço estrutural da Bacia do Paraná e diagrama de rosetas.

---

As duas mais importantes são as orientações NO-SE e NE-SO, que podem constituir falhas simples ou extensas zonas de falhas com centenas de quilômetros de comprimento e poucas dezenas de quilômetros de largura. Esses dois grupos de elementos tectônicos são zonas de fraqueza antigas que foram ativadas durante a evolução da bacia. Vários desses elementos controlaram a sedimentação durante a evolução da bacia. Zonas de *trends* NO estão intensivamente intrudidas por diques de diabásio, que não são encontrados nos *trends* NE.

O padrão estrutural atual de cada um destes grupos apresenta-se de maneira diferente, principalmente porque as falhas com orientação NO foram reativadas durante o quebraamento Juro-Cretáceo do Gondwana, o que não ocorreu com as falhas NE. Este evento tectônico foi o mais forte dentre aqueles que afetaram a Bacia do Paraná, ativando vigorosamente as falhas noroestes preexistentes e criando várias outras paralelas a esta direção. Desta forma, houve o condicionamento de milhares de corpos ígneos intrusivos sob a forma de diques e derrames de lava basáltica. O peso das lavas pressionou a crosta, causando uma terceira e importante fase de subsidência da bacia denominada mais recentemente por Schobbenhaus et al. (1984) como evento Sul-Americano. Este evento é responsável por todo tectonismo, magmatismo, formação da bacia e sedimentação relacionados com a separação entre a América do Sul e a África.

Nas zonas de falhas NE o padrão estrutural comporta-se de maneira diferente. Elas são constituídas de duas maneiras: por uma única falha larga ou por uma zona de falha retilínea. Na direção NE ocorre uma considerável ausência de diques e, conseqüentemente, das deformações associadas a eles. Entretanto, estruturas relacionadas a movimentações transcorrentes são bastante comuns ao longo dos lineamentos NE, embora também apareçam ao longo dos lineamentos NO.

Apesar das poucas diferenças, ambos sistemas de falhas NO e NE influenciaram na sedimentação de várias unidades estratigráficas, embora cada uma o tivesse feito em épocas distintas. Os rejeitos verticais são relativamente pequenos, atingindo no máximo poucas centenas de metros, apesar da atividade dessas falhas. Dois motivos poderiam explicar esse fato:

- Os deslocamentos recorrentes foram suaves;
- A reversão de movimentos provavelmente contribuiu para a compensação e atenuação desses deslocamentos.

A Formação Rio Bonito apresenta um forte controle pelos *trends* NE, em especial da parte oriental da bacia e, devido à sua litologia e geometria, parece ser uma resposta deposicional a um importante soerguimento das bordas da bacia. As jazidas de carvão do Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul são fortemente controladas por falhas de direção NE.

### **2.3.2. Geologia Estrutural do Carvão**

As bacias carboníferas são bastante variáveis na sua estrutura geológica, nas suas condições de prospecção e exploração, bem como, no seu interesse econômico. As classificações dessas bacias são relacionadas ao ambiente deposicional ou em função das condições geotectônicas. As camadas Barro Branco e Bonito são as que apresentam maior continuidade, maiores espessuras e atualmente são as camadas economicamente mineráveis. Estratigraficamente a camada Barro Branco está localizada na porção superior e a camada Bonito encontra-se entre 45 m e 60 m abaixo, como mostra a Figura 2.4.

A abordagem estrutural para a Folha Criciúma (Figura 2.7) foi realizada pela descrição dos elementos tectônicos para cada um dos três domínios tectono-estratigráficos definidos para a área:

- rochas graníticas (Cambriano);
- rochas sedimentares e vulcânicas (Paleozóico e Mesozóico);
- coberturas cenozóicas compondo a Planície Costeira.

A Folha Criciúma se insere num contexto de nível estrutural superior, onde a deformação rúptil é dominante e está relacionado com todos os níveis estratigráficos. As linhas estruturais do embasamento foram retomadas nas coberturas da Bacia do Paraná e condicionaram a evolução das coberturas cenozóicas.

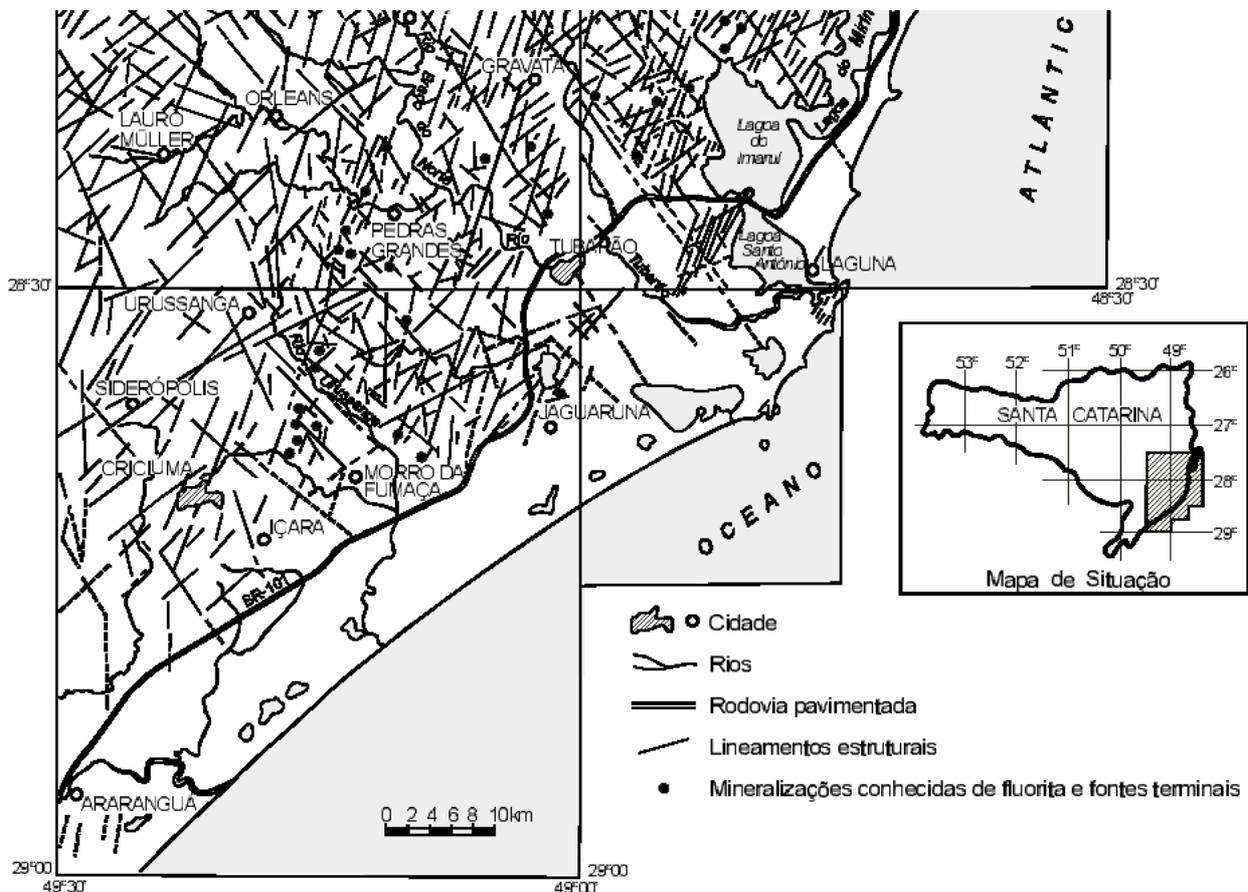


Figura 2.7 – Mapa dos lineamentos estruturais.

Nas jazidas de carvão Sul-Catarinense, a análise estrutural do pacote carbonoso mostra mergulho regional e suave para sudoeste. Toda a seqüência em que se depositaram as camadas de carvão são denominados depósitos transgressivos, evoluindo para seqüência de mar alto.

Falhas de crescimento que ocorrem nesses pacotes estão relacionadas com cunhas arenosas de origem deltaica. A sobrecarga produzida pelos pulsos arenosos determinou um peso adicional sobre os sedimentos subjacentes, favorecendo o desenvolvimento das falhas. Os rejeitos são pequenos, diminuindo com a profundidade, onde a falha torna-se horizontal e os rejeitos anulam-se. Os traços das falhas são curvos, com rejeitos nulos nas porções extremas. Ocorre em algumas seções

---

arqueamento anticlinal no bloco baixo. Tais feições estruturais causam freqüentes problemas na mineração, dificultando a interpretação dos pacotes e o desenvolvimento das atividades de mineração.

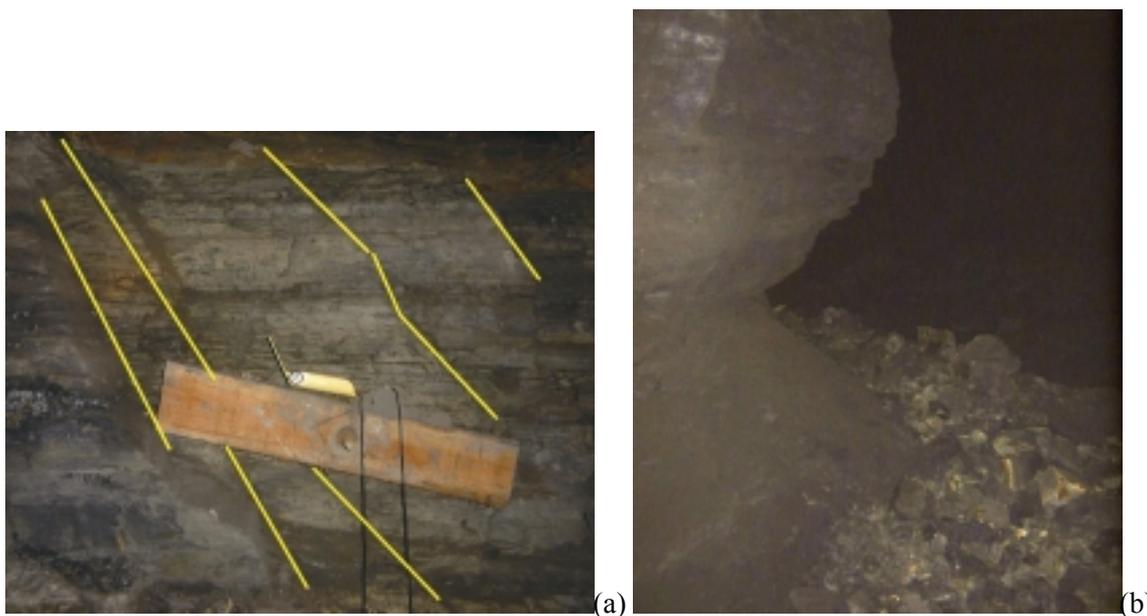
A deposição dos sedimentos que deram origem às rochas sedimentares encaixantes das camadas de carvão ocorreu em uma grande bacia intracratônica onde eram freqüentes os movimentos epirogênicos, sobretudo aqueles de subsidência. Esses movimentos foram intensificados no final da sedimentação, pouco antes da efusão das lavas basálticas, produzindo falhas normais. Estas rochas não foram afetadas por forças tangenciais que produzissem dobras ou falhas inversas. As pequenas dobras ou falhas inversas que raramente ocorrem nas áreas de mineração são originadas pela acomodação de blocos ou pelas intrusões de corpos de composição basáltica. As falhas normais apresentam duas direções preferenciais com um padrão regular que se cruzam formando uma estrutura em mosaico, de muralha e fossa, com mergulhos próximo a vertical.

As falhas com direção nordeste, são mais numerosas e mais importantes. Este tipo de falha corta freqüentemente as concentrações de carvão, em virtude de serem quase normais ao eixo da bacia. Na maioria das vezes apresentam rejeitos da ordem de 30 m e extensões de até 35 quilômetros. As menos importantes, mas também freqüentes são as de direção noroeste.

### ***2.3.3. Geologia Estrutural – Escala da mina***

Além do mapeamento geomecânico, o qual foi utilizado para mapear as discontinuidades nas paredes dos pilares, foi realizado um mapeamento estrutural com o objetivo de caracterizar as estruturas maiores (fraturas e falhas) que cortam a camada Bonito.

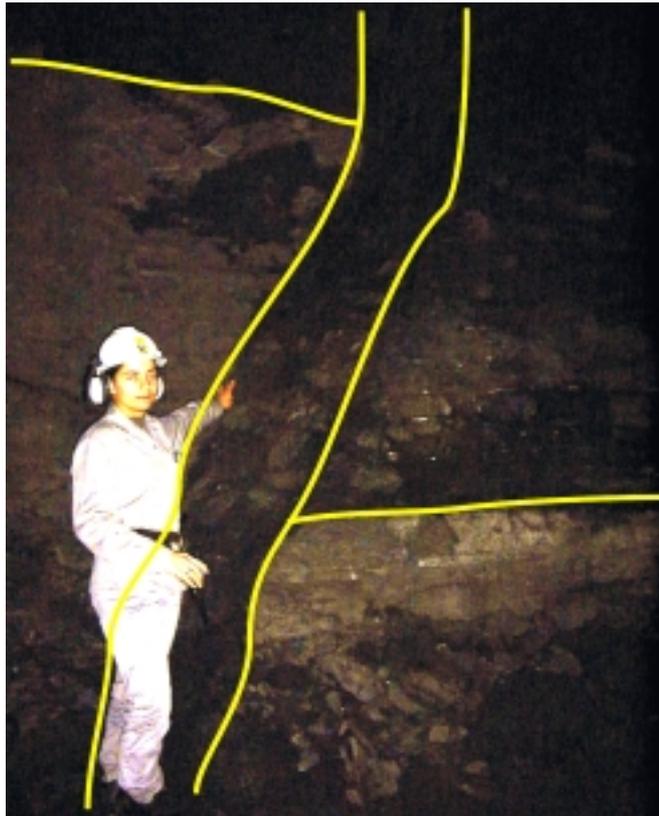
A camada Bonito é cortada por fraturas e falhas com mergulho médio de 50°. Essas estruturas são as principais causas da formação de blocos e ruptura parcial dos pilares quando a lavra ocorre na camada Bonito (Zingano, et al., 2001). A figura 2.8 mostra pilares onde ocorreu caimento de blocos causados pelas fraturas na Mina do Barro Branco em Lauro Muller – SC.



*Figura 2.8 – (a) Fraturas com mergulho de 50°. (b) Caimento de bloco do pilar (fotos sem escala).*

---

Quando a lavra se desenvolve em áreas com falhas (Figura 2.9), são projetados pilares de segurança com o lado maior perpendicular ao plano da falha. Esse procedimento evita o caimento de blocos dos pilares e teto, os quais podem interromper a lavra. Além disso, as galerias são suportadas por escoras de madeira porque nas zonas de falha existem grandes blocos de rocha que não são suportados apenas com tirantes. Zonas de falha devem ser tratadas com o máximo de cuidado, pois são regiões de concentração de tensões, com direção da tensão principal paralela as falhas. Logo, os pilares devem possuir coeficiente de segurança muito maior que o estimado pelas fórmulas empíricas.



*Figura 2.9 – Falha que corta a camada Bonito (figura sem escala).*

As feições mais importantes destas fraturas estão relacionadas ao comportamento junto ao pilares. Em condições desfavoráveis como na Figura 2.10, ocorre a formação de blocos a medida que o pilar vai sendo formado, acarretando no deslizamento destes blocos e desconfigurando a geometria e as dimensões dos pilares.

Essas fraturas e falhas interferem no planejamento de lavra, pois se prolongam por várias dezenas de metros ao longo das galerias. Com o caimento dos blocos, ocorre diminuição da seção plana dos pilares e conseqüentemente a diminuição da resistência dos mesmos, podendo ocorrer o rompimento dos pilares.

Na figura 2.10 é ilustrado o modelo do caimento de um bloco em um pilar na mina do Barro Branco, causado pelo sistema de fraturas com mergulho oblíquo. O caimento desse bloco ocorreu dois dias depois da abertura da galeria e da travessa, caindo sobre a correia transportadora e interrompendo a produção por um dia. Os limites do bloco são a galeria e travessa, a fratura oblíqua

e uma junta vertical. Esse acidente e tantos outros que ocorreram são indícios da necessidade da utilização de mecanismos de reforço dos pilares na lavra de carvão na camada Bonito.

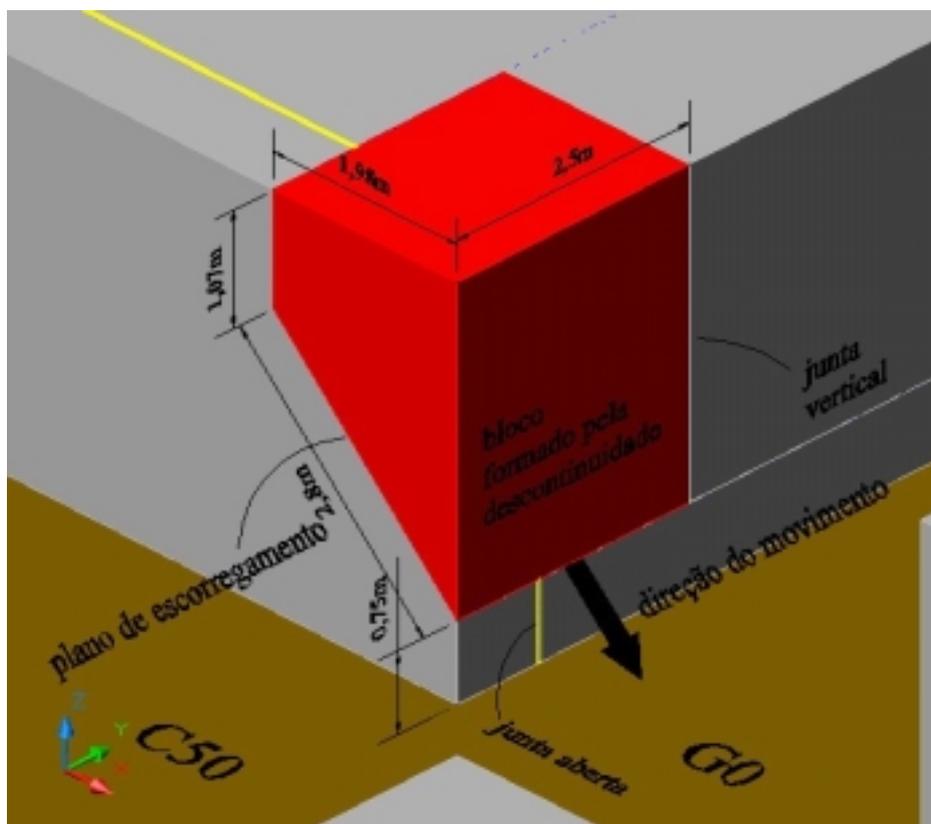


Figura 2.10 – Modelo de caimento de bloco causado pela fratura com mergulho oblíquo. (desenho sem escala).

O mapeamento estrutural das galerias principais de acesso da mina do Barro Branco objetivou determinar as orientações principais do fraturamento e suas características geomecânicas, verificar se essas fraturas podem provocar o caimento de blocos e, por consequência, uma solução para a contenção desses blocos. Para a realização desse mapeamento não foi utilizado o método do mapeamento geomecânico por linhas de referência, por se tratar de mapear apenas fraturas maiores com persistência maior que a espessura da camada e espaçamento a partir de 1,0 m até maior que a largura de um pilar.

A figura 2.11 mostra o diagrama de rosetas e o estereograma da direção do mergulho e ângulo de mergulho das fraturas e falhas mapeadas até julho de 2002. Pode-se notar que as fraturas formam um sistema que possui direção do mergulho variando de NS para NE (Figura 2.11a), com ângulo médio de 50° e algumas vezes vertical (Figura 2.11b). O espaçamento médio entre as fraturas é de 1,0 metro. A figura 2.12 mostra os dois sistemas de fraturas que cortam a camada Bonito.

A figura 2.13 mostra o resultado do mapeamento estrutural na Mina do Barro Branco, onde se pode observar a orientação das fraturas e falhas que cortam a camada Bonito. Pode-se notar que as falhas possuem praticamente a mesma orientação das fraturas, principalmente no setor norte da mina, com rejeitos variando até 5,0 metros. As fraturas apresentam-se fechadas e algumas possuem alteração das paredes. Comparando o mapeamento estrutural regional das figuras 2.6 e 2.7 com a

figura 2.13, as orientações das estruturas na escala da mina pode ser correlacionadas com as orientações das estruturas regionais.

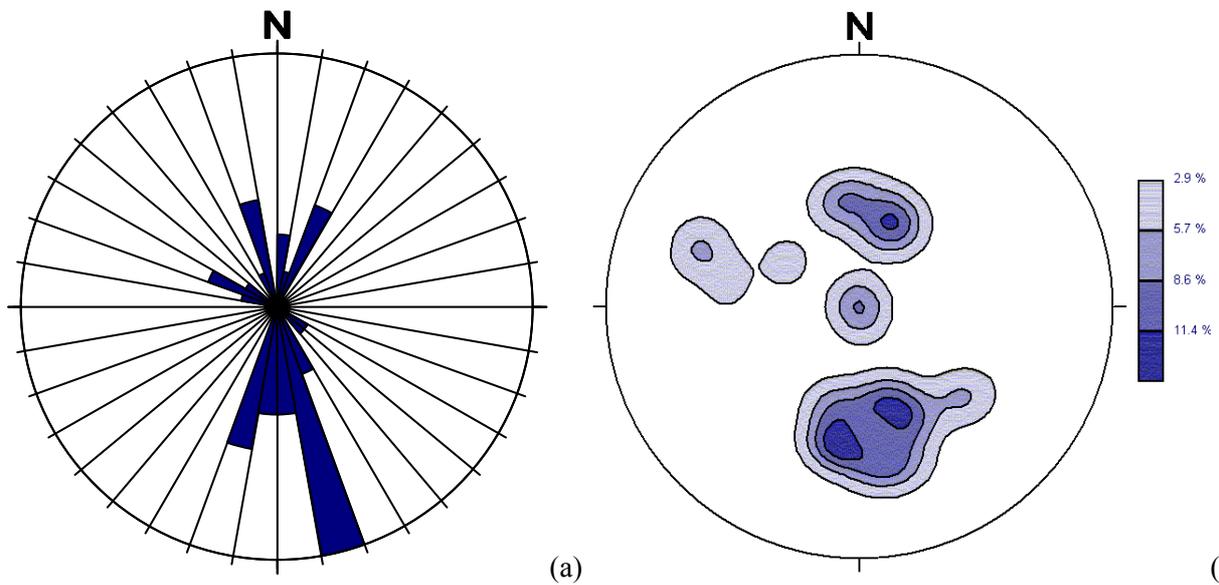


Figura 2.11 – Diagrama de rosetas (a) e diagrama de contorno (b) da direção do mergulho para o sistema de fraturas e falhas que corta a camada Bonito.

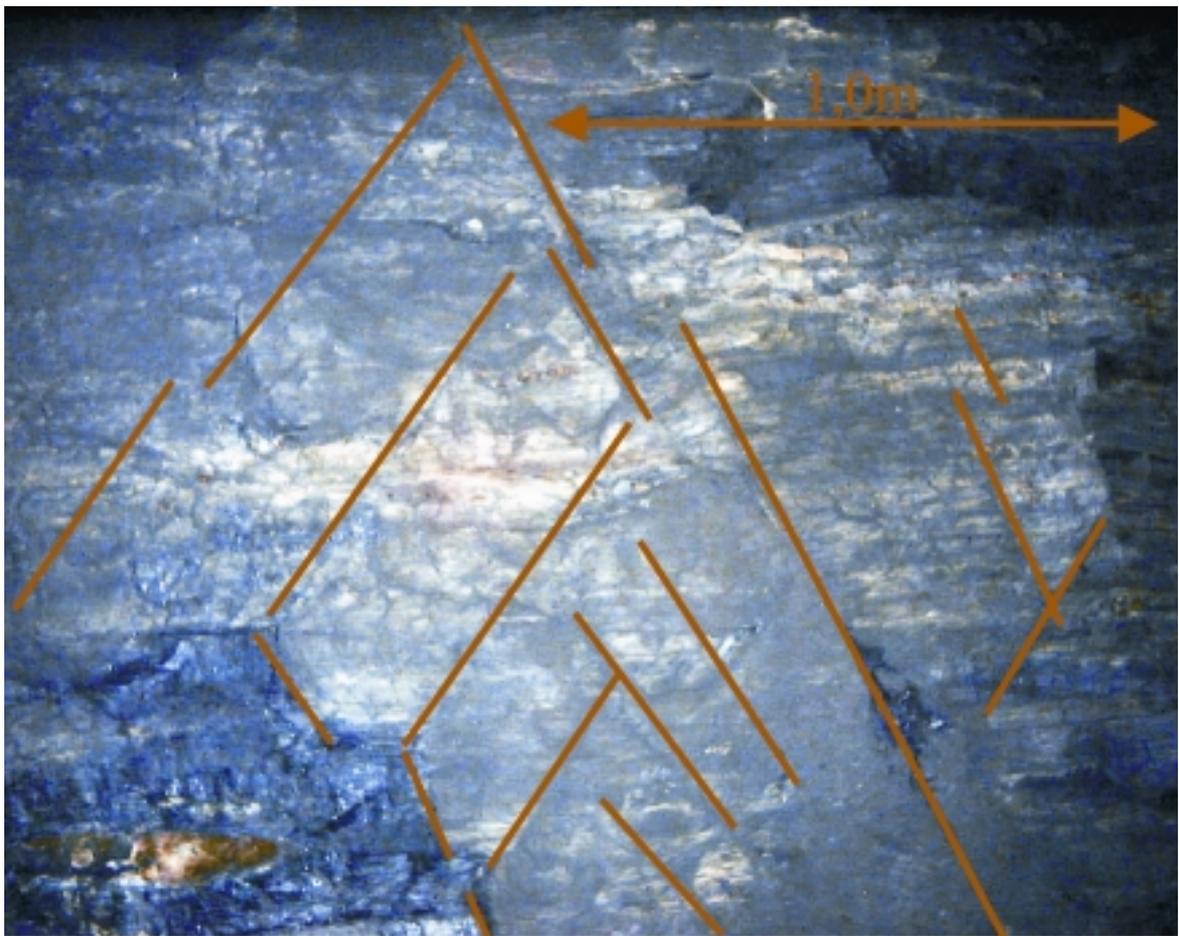


Figura 2.12 – Sistema de fraturas que corta a camada Bonito.

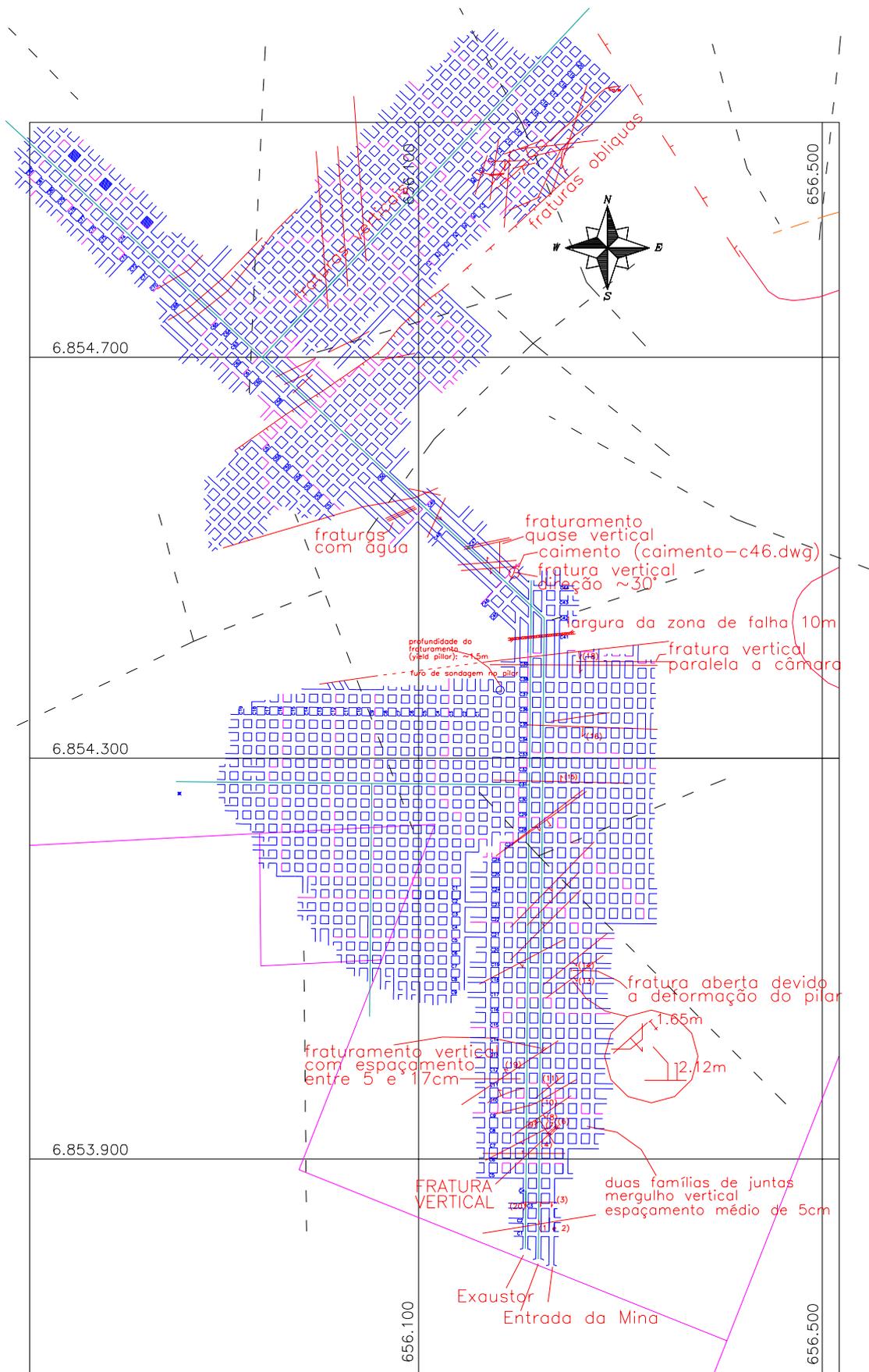


Figura 2.13 – Sistema de fraturas que provocam o caimento de blocos dos pilares da Mina do Barro Branco.

Foram criados modelos de pilares que são cortados por fraturas, causando o caimento de blocos, baseados nas observações de campo e no mapeamento estrutural. Esses modelos são apresentados na figura 2.14. Dependendo da orientação da face do pilar em relação à fratura pode-se resumir os blocos em dois formatos: cunha quando a fratura corta o pilar paralelamente a diagonal, prismas triangulares quando a direção da fratura é paralela a face do pilar. Dependendo da direção do mergulho e da posição que a fratura corta o pilar, os blocos formados não oferecem risco de caimento (Figura 2.14), pode ser favorável ou desfavorável em a relação orientação da fratura e orientação da face. Em algumas situações o bloco tende a tombar ao invés de escorregar no plano da fratura. Em Zingano (2001) é apresentado projeto para reforço de pilares objetivando a contenção dos blocos.

Dentro do estudo do comportamento geomecânico dos pilares na camada Bonito torna-se importante a inclusão das fraturas que cortam os pilares, porque a queda de blocos causam diminuição da área da seção plana do pilar e facilita a percolação de agentes que aceleram o intemperismo do maciço rochoso, fatores que provocam a diminuição da resistência do pilar. Na parte de modelamento numérico serão consideradas as fraturas que cortam o pilar e o efeito da contenção dos blocos no aumento da resistência do pilar.

A contenção dos blocos nos pilares que são formados pelas fraturas deve ser realizada para evitar a diminuição da seção do pilar e possível propagação do dano ao piso, pilar e teto. Além de evitar a queda de blocos e diminuir o coeficiente de segurança do pilar, o reforço dos pilares irá evitar acidentes com equipamentos e pessoal. O reforço dos pilares por meio de tirantes deve ser realizado como uma prevenção contra a propagação da ruptura do pilar e sua conseqüente diminuição da resistência.

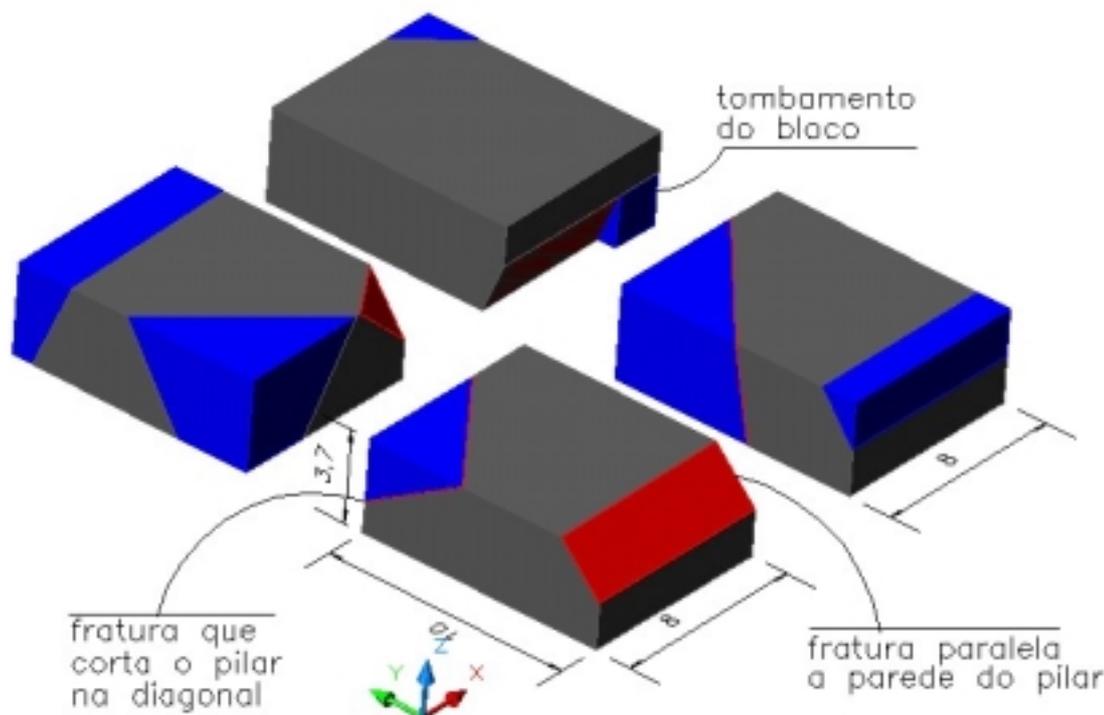


Figura 2.14 – Modelos de blocos formados pelo fraturamento oblíquo. (Desenho sem escala)

---

## ***Capítulo 3 – Caracterização geomecânica***

### ***3.1. Introdução***

Todo o projeto de escavação (subterrânea ou céu-aberto) é baseado, principalmente, nas características geomecânicas do maciço rochoso, que compreendem desde a resistência a compressão uniaxial, características das descontinuidades até o comportamento pós-ruptura. Essas informações são adquiridas por meio de ensaios em laboratório, ensaios *in-situ*, mapeamento geomecânico e monitoramento. As informações geradas nos ensaios e mapeamento geomecânico serão aplicadas, por exemplo, nos métodos empíricos para estimativa da resistência e classificação geomecânica do maciço rochoso, que por sua vez são utilizados no dimensionamento de aberturas subterrâneas e pilares de carvão.

Inicialmente, deve-se considerar a distinção entre as características da rocha e do maciço rochoso. O maciço rochoso é formado pela rocha e pelas descontinuidades, como juntas, fraturas e falhas. Devido à presença das descontinuidades, a resistência do maciço rochoso é, geralmente, menor que a resistência da rocha intacta. Dependendo do grau de fraturamento, ocorre uma variação da resistência e do comportamento pós-ruptura do maciço rochoso. Maciços mais fraturados, isto é, com densidade de fratura elevada, geralmente, têm resistência menor que um maciço com menor densidade de fraturas.

O termo descontinuidade utilizado refere-se a todo tipo de defeito provocado por causas mecânicas e que provocam a alteração das propriedades mecânicas do maciço rochoso, incluindo juntas, fraturas, falhas, planos de cisalhamento, estratificação e diques.

Entretanto, existe uma relação entre as características geomecânicas da rocha e do maciço rochoso que é expressa por meio de um fator de escala ou por meio de critérios de ruptura e que é função da qualidade das descontinuidades, estado de tensões no maciço rochoso e resistência da rocha. Adicionando-se o parâmetro relativo a presença de água, temos os principais parâmetros considerados nas classificações geomecânicas.

A figura 3.1 mostra a influência do fator escala na caracterização geomecânica, desde o corpo-de-prova intacto até o maciço fraturado, onde a resistência do maciço rochoso diminui com o aumento do grau de fraturamento e do efeito escala do maciço rochoso em estudo. Isso significa que, dependendo do tamanho da escavação o maciço rochoso terá um comportamento geomecânico diferenciado.

Para determinar o comportamento geomecânico do maciço rochoso são necessários ensaios em laboratório e em campo. Qual a seqüência lógica para a determinação dos parâmetros geomecânicos de um maciço rochoso? No caso de projeto de pilares de carvão, o correto procedimento para a caracterização geomecânica completa do maciço rochoso é o seguinte:

- Mapeamento geomecânico e coleta de amostras;
- Ensaios geomecânicos;

- Classificação geomecânica;
- Critérios de ruptura para estimativa dos parâmetros geomecânicos do maciço rochoso.

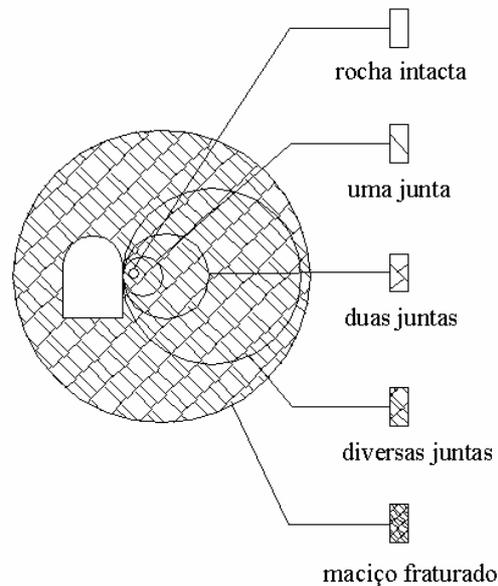


Figura 3.1 – Efeito escala na caracterização geomecânica do maciço rochoso (Hudson e Harrison, 1997).

No fluxograma da figura 3.2, apresenta-se a seqüência lógica da determinação dos parâmetros geomecânicos necessários para o projeto de pilares e modelamento numérico de distribuição de tensões e deformações ao redor de aberturas subterrâneas e pilares.

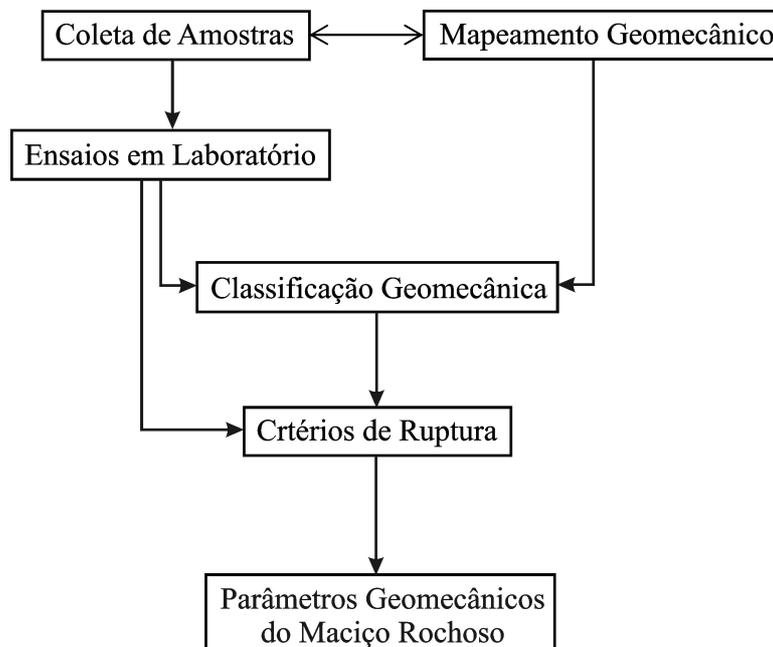


Figura 3.2 – Seqüência lógica para estimativa dos parâmetros geomecânicos de um maciço rochoso.

Esse capítulo aborda os diversos aspectos referentes à determinação das características

geomecânicas da rocha e do maciço rochoso, bem como metodologias para estimativa da resistência do maciço rochoso a partir de critérios de ruptura e classificação geomecânica. Em cada item, é apresentado o estado da arte sobre o assunto. Também é apresentado o trabalho experimental e coloca-se em discussão o método de aquisição de informações referentes a descontinuidades na camada de carvão para o cálculo do RQD, propondo-se uma nova metodologia para o cálculo desse índice.

### 3.2. Ensaios em laboratório

Para determinar as propriedades geomecânicas do maciço rochoso é necessária a combinação das propriedades geomecânicas da rocha intacta e das descontinuidades (Hudson e Harrison, 1997). As propriedades da rocha intacta, representada pelo corpo-de-prova, são determinadas por meio de ensaios em laboratório, quando submetida a diferentes tipos de carregamentos. A figura 3.3 mostra corpos-de-prova submetidos a diferentes carregamentos: axial, diametral ou cisalhante.

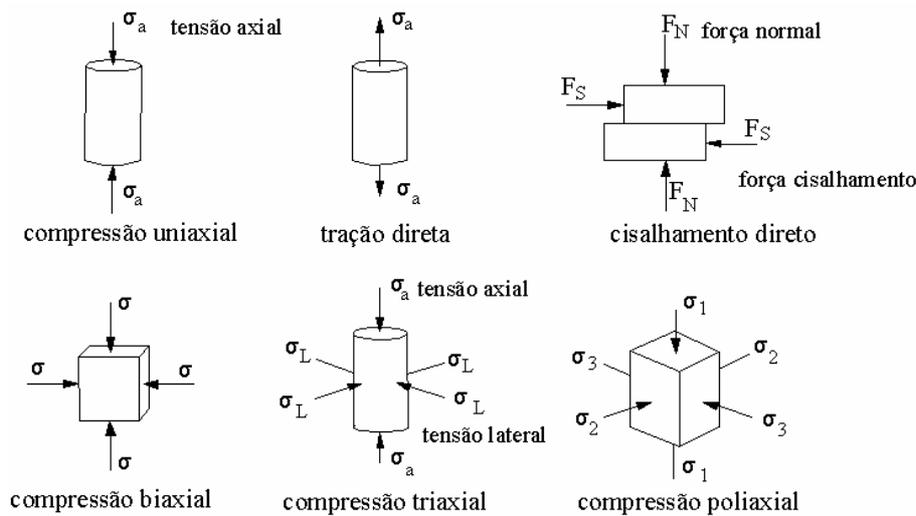


Figura 3.3 – Condições de carregamento em corpos-de-prova em ensaios de laboratório.

Existem ensaios de laboratório específicos, dependendo do tipo de uso da rocha, desde compressão uniaxial e determinação da curva tensão/deformação que são utilizados para modelamento numérico e projetos de sustentação de aberturas subterrâneas e dimensionamento de pilares; até ensaios de abrasão e dureza que são utilizados para o projeto de equipamentos de escavação e cominuição.

Para o dimensionamento de pilares de carvão, alguns ensaios de laboratório são necessários: ensaio de compressão uniaxial, ensaios de tração, ensaio triaxial e cisalhamento das descontinuidades. Esses ensaios são sugeridos por duas comissões principais: *International Society for Rock Mechanics* (ISRM) e *American Society for Testing and Materials* (ASTM). Os ensaios geomecânicos são apresentados resumidamente em Brady e Brown (1993) e Hudson (1993). Todos os ensaios realizados nesse trabalho seguiram as normas da ISRM.

Os dois ensaios mais importantes para o estudo do comportamento geomecânico de maciços rochosos são o ensaio de compressão uniaxial e o ensaio triaxial. Abaixo estão resumidos os principais parâmetros para os ensaios de compressão uniaxial e triaxial, baseados nas normas da ISRM:

- Diâmetro NX (54,7 mm) ou 10 vezes o maior grão do corpo-de-prova;
- Altura entre 2,5 e 3 vezes o diâmetro do corpo-de-prova;
- Faces do corpo-de-prova devem ser paralelas com diferença máxima de 0,02 mm;
- Os apoios do equipamento de compressão devem ser do mesmo diâmetro do corpo-de-prova;
- O carregamento deve ser constante de 0,5 a 1,0 MPa/s ou controle por deformação;
- O número de corpo-de-prova deve ser de no mínimo cinco.

No ensaio triaxial é recomendado que a tensão de confinamento (tensão lateral) seja a metade da resistência à compressão da rocha (Hoek e Brown, 1997). A partir do ensaio triaxial é possível estimar vários parâmetros necessários para o modelamento numérico e projetos de pilares de carvão, que são a coesão, ângulo de atrito interno e o tipo de comportamento pós-ruptura da rocha. Utilizando-se os critérios de ruptura é possível estimar esses parâmetros (Hoek, 1990; Hoek e Brown, 1997). Para o ensaio de tração a altura do corpo-de-prova deve ser no mínimo 30 mm com diâmetro NX (54,7 mm). O carregamento no ensaio de tração é diametral (ensaio brasileiro).

Existem vários fatores que influenciam a resistência da rocha em ensaios de compressão, sendo o tamanho e a forma do corpo-de-prova os que exercem maior influência (Brook, 1993; Hudson e Harrison, 1997). A figura 3.4 mostra a influência do tamanho do corpo-de-prova sobre o comportamento do corpo-de-prova no ensaio de compressão uniaxial.

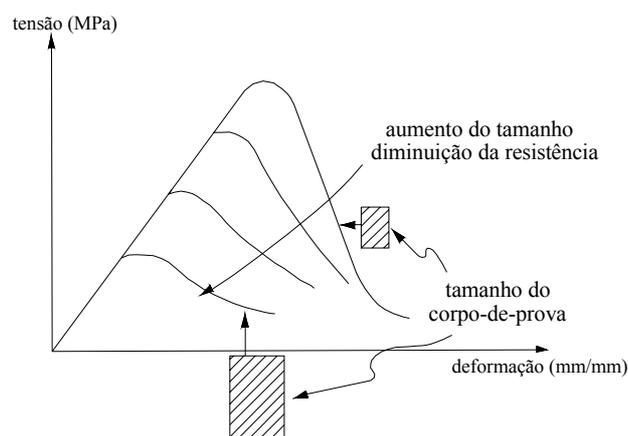


Figura 3.4 – Influência do tamanho do corpo de prova sobre o ensaio de compressão (Hudson e Harrison, 1997).

À medida que o tamanho do corpo-de-prova aumenta a resistência a compressão diminui, juntamente com a fragilidade da rocha, expressa pelo comportamento pós-ruptura. Isso é explicado pela presença de microfaturas no corpo-de-prova, onde corpos-de-prova maiores possuem mais microfaturas e outras descontinuidades. Bieniawski (1967) realizou trabalho para determinar qual o

tamanho máximo do corpo-de-prova em que o efeito tamanho exerce influência sobre a resistência, utilizando corpos-de-prova cúbicos. Foi encontrado o tamanho de 1,5 metro. A partir desse tamanho, a resistência à compressão é praticamente constante, como mostra a figura 3.5. Pode-se observar que a resistência do maciço rochoso corresponde ao valor do ensaio de compressão com corpos-de-prova maiores que 1,5 metro.

Ao contrário da resistência, o módulo de elasticidade é considerado constante, porque a relação entre a tensão e deformação é uma média das respostas das microestruturas da rocha (Hudson e Harrison, 1997; Morsey e Peng, 2001), a qual também é observada no ensaio triaxial (Brady e Brown, 1993; Medhurst e Brown, 1998). Entretanto o comportamento pós-ruptura é diferente porque corpos-de-prova menores são mais sensíveis às microestruturas, diminuindo a resistência pós-ruptura drasticamente, assumindo comportamento mais frágil, ao contrário dos corpos-de-prova maiores que são mais dúcteis.

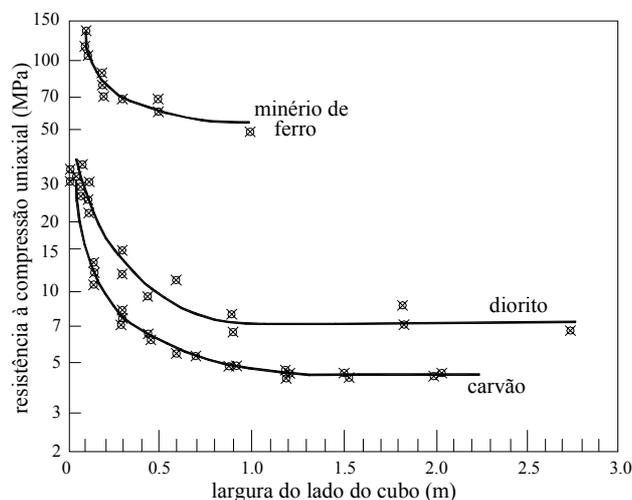


Figura 3.5 – Ensaio de compressão em amostras cúbicas de carvão com diferentes tamanhos (Bieniawski, 1967).

A forma do corpo-de-prova, isto é, a razão entre largura e altura (preservando o volume), também exerce influência sobre a resistência à compressão. A figura 3.6 mostra a influência da forma do corpo-de-prova sobre a resistência.

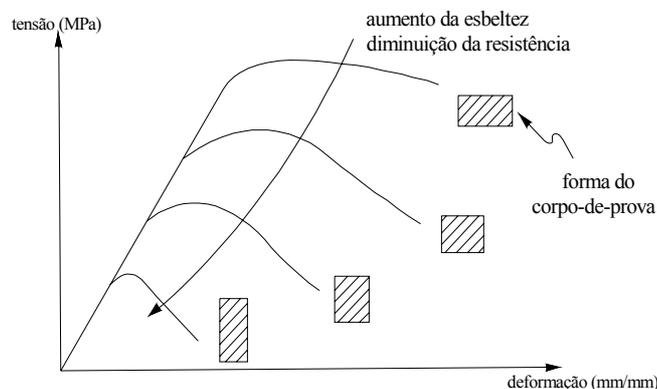


Figura 3.6 – Influência da forma sobre a resistência à compressão.

---

O módulo de elasticidade mantém-se inalterado, mas a resistência e o comportamento pós-ruptura variam consideravelmente. À medida que a razão largura/altura aumenta, a resistência de pico do corpo-de-prova aumenta e a resistência pós-ruptura aumenta também, adquirindo comportamento mais dúctil. A causa desse efeito é a interação entre os pratos do equipamento de compressão e as faces do corpo-de-prova. Nessa interface, o prato de aço rígido impede que a face do corpo-de-prova deslize, provocando concentração de tensões no corpo-de-prova, na região próxima às faces. Essa interação tem pouca influência para corpos-de-prova com razão largura/altura menores (índice de esbeltez).

Os efeitos forma e tamanho são observados em pilares de carvão também (Mark, 1999), onde os pilares mais esbeltos têm maior possibilidade de romper de forma súbita (comportamento frágil) que os pilares mais achatados, os quais possuem comportamento mais dúctil, i.e., a ruptura não é violenta. Para o dimensionamento de pilares, o efeito forma é considerado nas fórmulas empíricas por meio da razão largura/altura do pilar e o efeito tamanho é considerado na resistência do maciço rochoso. Esses dois efeitos serão detalhados no capítulo de dimensionamento de pilares.

Alguns autores afirmam que a resistência à compressão uniaxial das rochas não é necessária para o dimensionamento de pilares de carvão (Mohammad et al., 1997), porque a resistência da rocha intacta é muito maior que a resistência do maciço rochoso. A resistência do maciço rochoso pode ser estimada por meio de ensaios *in-situ* ou por meio de aplicação de critérios de ruptura, a partir de ensaios triaxiais em laboratório. Entretanto, alguns autores aplicam um fator de escala para estimar a resistência do maciço rochoso, baseado na resistência à compressão uniaxial (Morsy e Peng, 2000 e 2001). Normalmente esse valor é 4 (quatro). Nesse caso, basta dividir a resistência à compressão uniaxial por quatro para estimar a resistência do maciço rochoso, assumindo que o módulo de Young é constante (Figura 3.4).

Essa é uma maneira rápida de estimar a resistência do maciço rochoso e uma forma de comparar resultados obtidos dos ensaios, mas nem sempre essa constante deve ser utilizada. A forma correta de estimar a resistência do maciço rochoso é realizar ensaios *in-situ* ou utilizar os critérios de ruptura, que serão apresentados nos itens seguintes.

Os corpos-de-prova foram preparados a partir de furos de sondagem fornecidos pelas empresas Rio Deserto Ltda. Além dos ensaios realizados no Laboratório de Mecânica de Rochas do DEMIN da UFRGS, a empresa Carbonífera Metropolitana Ltda. realizou ensaios na camada Bonito, dentro da sua área de concessão. Esses ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica de Rochas do Departamento de Engenharia de Minas da USP, sob a coordenação do Prof. Lineu Ayres. Esses ensaios foram feitos em prensa servo-controlada.

Os resultados dos ensaios realizados na UFRGS e na USP são similares, mostrando que existe uma forte correlação entre os ensaios desenvolvidos nas duas instituições e em duas localizações diferentes da camada Bonito (Mina Barro Branco e Mina Fontanella).

Os resultados estão organizados de forma a obter-se uma conclusão sobre o comportamento das rochas, a partir dos ensaios de compressão uniaxial, triaxial e curva de deformação. São apresentados gráficos de correlação entre a tensão de confinamento e a tensão de ruptura, e a tensão de ruptura e módulo de elasticidade. Esses resultados serão utilizados na estimativa dos parâmetros geomecânicos do maciço rochoso, os quais serão empregados no modelamento numérico de pilares

---

de carvão.

### 3.2.1. Ensaios realizados na camada Bonito

A camada Bonito começou a ser minerada no início dos anos 90, e atualmente é a principal reserva de carvão na região carbonífera de Criciúma. Entretanto, não existe conhecimento suficiente do seu comportamento geomecânico, incluindo as rochas que formam o teto e piso imediato. Um dos objetivos dessa tese é exatamente estudar o comportamento geomecânico do sistema piso-pilar-teto da camada Bonito, utilizados no dimensionamento de pilares. A primeira etapa para o estudo do comportamento geomecânico é a realização de ensaios de laboratório.

As informações geradas nesses ensaios têm fundamental importância para classificação geomecânica, estimativa da resistência do maciço e modelamento numérico das tensões e deformações das rochas por meio de métodos numéricos.

Foram ensaiadas as seguintes unidades lito estratigráficas:

- Arenito laminado do teto imediato;
- Carvão da camada Bonito;
- Agilito na porção superior da camada Bonito;
- Siltito do piso.

Foram realizados os ensaios de compressão uniaxial com determinação da curva tensão/deformação, ensaio triaxial e ensaio de tração indireta (ensaio brasileiro).

A tabela 3.1 apresenta os resultados dos ensaios de tração indireta ( $\sigma_t$ ), por meio do ensaio brasileiro. A resistência à tração da rocha é determinada pela equação 3.1, onde (P) é a carga de ruptura, (D) é o diâmetro do corpo-de-prova e (l) é a altura do corpo-de-prova. Todas as amostras têm origem em furos de sondagem da mina do Barro Branco que pertence às empresas Rio Deserto.

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi Dl} \quad (3.1)$$

A resistência à tração do siltito do piso é maior que a resistência das rochas que formam o pilar (camada), onde o argilito tem resistência menor, como era previsto. Nas bordas do pilar existem tensões de tração provocadas pela redistribuição das tensões no pilar, devido à escavação das galerias. Esse processo será discutido no capítulo de modelamento numérico. Como as rochas têm maior possibilidade de romper por tração; dependendo da deformação e do estado de tensões ao redor do pilar, o valor da resistência a tração torna-se importante. Normalmente, para efeitos de projeto a resistência à tração é considerada zero.

Os ensaios de compressão uniaxial foram feitos em dois tipos de equipamento de compressão: uma prensa servo-controlada e uma prensa controlada manualmente. Em alguns ensaios de compressão foi obtida a curva tensão/deformação com objetivo de estimar o módulo de deformação. Como as amostras possuem origens diferentes em termos de localização (mina do Barro Branco e mina Fontanella), foi feita uma análise estatística por origem. Se as duas populações

possuírem as mesmas características estatísticas, então é possível juntar as duas populações, já que fato são a mesma. A tabela 3.2 apresenta a estatística básica dos ensaios de compressão uniaxial por origem das amostras.

*Tabela 3.1 – Resistência à tração das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto.*

<i>Posição</i>	<i>Rocha</i>	<i>Altura (cm)</i>	<i>Diâmetro (cm)</i>	<i>Tração (MPa)</i>
Piso	siltito	2,99	5,44	3,64
Piso	siltito	3,17	5,44	3,43
Piso	siltito	3,07	5,44	3,37
Média				3,48
Variância				0,0197
Camada	carvão	3,05	5,44	2,96
Camada	carvão	3,97	5,44	1,74
Camada	carvão	3,18	5,44	2,84
Camada	carvão	3,50	5,44	2,73
Camada	carvão	3,62	5,44	2,78
Camada	carvão	3,55	5,44	3,21
Camada	carvão	3,01	5,44	3,79
Camada	carvão	3,14	5,44	1,93
Camada	carvão	3,03	5,44	3,50
Camada	carvão	3,14	5,44	3,72
Média				2,92
Variância				0,4733
Camada	argilito	3,22	5,44	2,22
Camada	argilito	5,16	5,44	2,44
Camada	argilito	5,11	5,44	2,65
Camada	argilito	2,90	5,44	3,20
Camada	argilito	3,55	5,44	1,94
Camada	argilito	3,10	5,44	2,36
Média				2,47
Variância				0,1833

Baseado nas médias e nas variâncias da resistência à compressão uniaxial da tabela 3.2, pode-se concluir que a diferença entre as amostras das diferentes localizações é muito pequena. Foi decidido então juntar todas os ensaios das duas minas e estimar os parâmetros geomecânicos de cada rocha considerando todos os ensaios. Depois de juntos os ensaios realizados nas duas minas a resistência à compressão média é de 22,72 MPa e a variância de 64,11 MPa<sup>2</sup>. A variância alta é demonstrada pelos valores mínimo e máximo da resistência que são 4,81 MPa e 45,08 MPa. Para a estimativa da classificação geomecânica e estimativa da resistência do maciço rochoso, será considerado o valor médio da resistência à compressão uniaxial, que é 22,72 MPa. A figura 3.7 mostra a distribuição da resistência à compressão uniaxial para o carvão da camada Bonito.

Para as demais rochas que formam o sistema piso-pilar-teto, os valores médios de resistência à compressão para o arenito laminado do teto, argilito da camada e siltito do piso são apresentados na tabela 3.3. A figura 3.8 mostra o histograma das demais rochas que formam o sistema piso-pilar-teto. Esses valores foram determinados levando-se em consideração todos os

ensaios realizados na camada Bonito.

Tabela 3.2 – Estatística básica das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto, por origem das amostras.

<b>Rocha</b>	<b>Origem (mina)</b>	<b>Média (MPa)</b>	<b>Variância</b>	<b>Mínimo (MPa)</b>	<b>Máximo (MPa)</b>	<b>Número Amostras</b>
Carvão	Metropolitana (Fontanela)	20,29	57,67	4.81	38.13	36
Carvão	Rio Deserto (Barro Branco)	28,41	43,49	17.86	45.08	18
Arenito (teto)	Metropolitana (Fontanela)	75,11	673,14	30.13	132.12	25
Arenito (teto)	Rio Deserto (Barro Branco)	96,68	1347,65	43.39	137.81	8
Argilito (camada)	Metropolitana (Fontanela)	16,79	35,95	8.61	29.81	9
Argilito (camada)	Rio Deserto (Barro Branco)	24,59	103,75	12.00	35.94	8
Siltito (piso)	Metropolitana (Fontanela)	39,68	215,67	20.37	79.30	18
Siltito (piso)	Rio Deserto (Barro Branco)	30,40	120,14	20.49	45.08	4

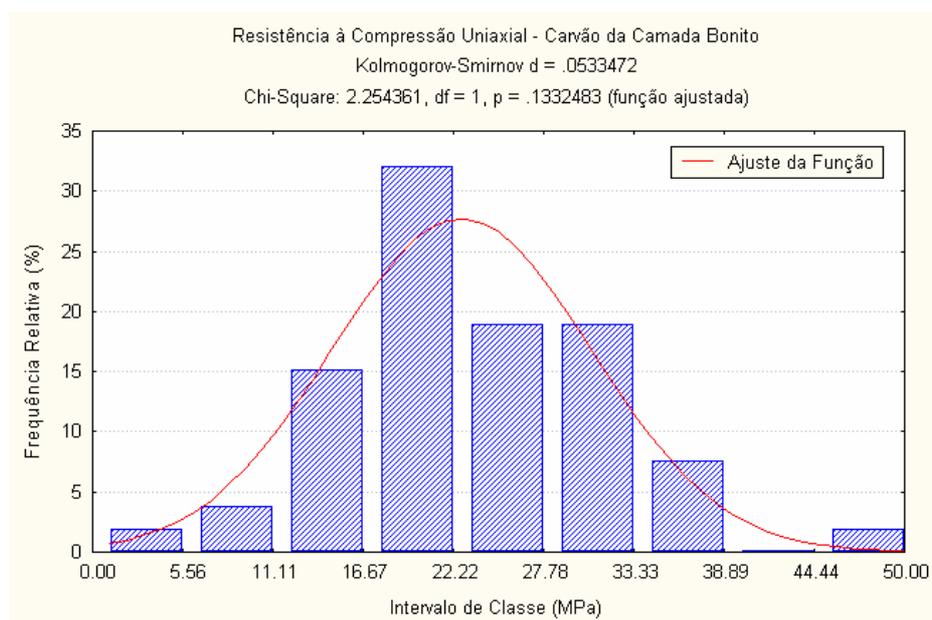


Figura 3.7 – Histograma da resistência à compressão uniaxial do carvão da camada Bonito.

Tabela 3.3 – Resistência à compressão uniaxial das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto.

<b>Rocha</b>	<b>Média (MPa)</b>	<b>Mediana (MPa)</b>	<b>Variância</b>	<b>Resistência do maciço (MPa)</b>
Arenito laminado (teto)	77,90	72,73	850,72	19,48
Argilito (camada)	26,28	18,65	312,96	6,57
Siltito (piso)	37,99	34,12	205,18	9,50

A resistência à compressão uniaxial não pode ser utilizada diretamente no dimensionamento

ou modelamento numérico de pilares. Entretanto, existe uma boa correlação entre a resistência à compressão uniaxial e a resistência do maciço rochoso. No caso da resistência à compressão uniaxial, ela é um parâmetro para a estimativa da resistência do maciço rochoso. Como foi dito anteriormente, aplicando um fator de escala para os resultados dos testes de laboratório é possível estimar-se a resistência do maciço rochoso. Para a camada Bonito foi escolhido o fator de escala 4 (quatro), i.e., a resistência à compressão do carvão foi dividida por quatro, resultando o valor de 5,68MPa. Esse valor será confrontado com o resultado da resistência do maciço, estimada por meio dos critérios de ruptura. Aplicando-se o mesmo fator de escala, as resistências do maciço para as demais rochas estão na tabela 3.3.

O módulo de elasticidade (ou módulo Young) é a inclinação da reta da porção elástica da curva tensão/deformação (Brady e Brown, 1995). Logo, o módulo é a razão entre a tensão média ( $\sigma_{av}$ ), 50% da tensão de ruptura, pela deformação axial específica ( $\Delta\epsilon_a$ ) que o corpo-de-prova sofreu, definido pela equação 3.2.

$$E = \frac{\Delta\sigma_{av}}{\Delta\epsilon_a} \quad (3.2)$$

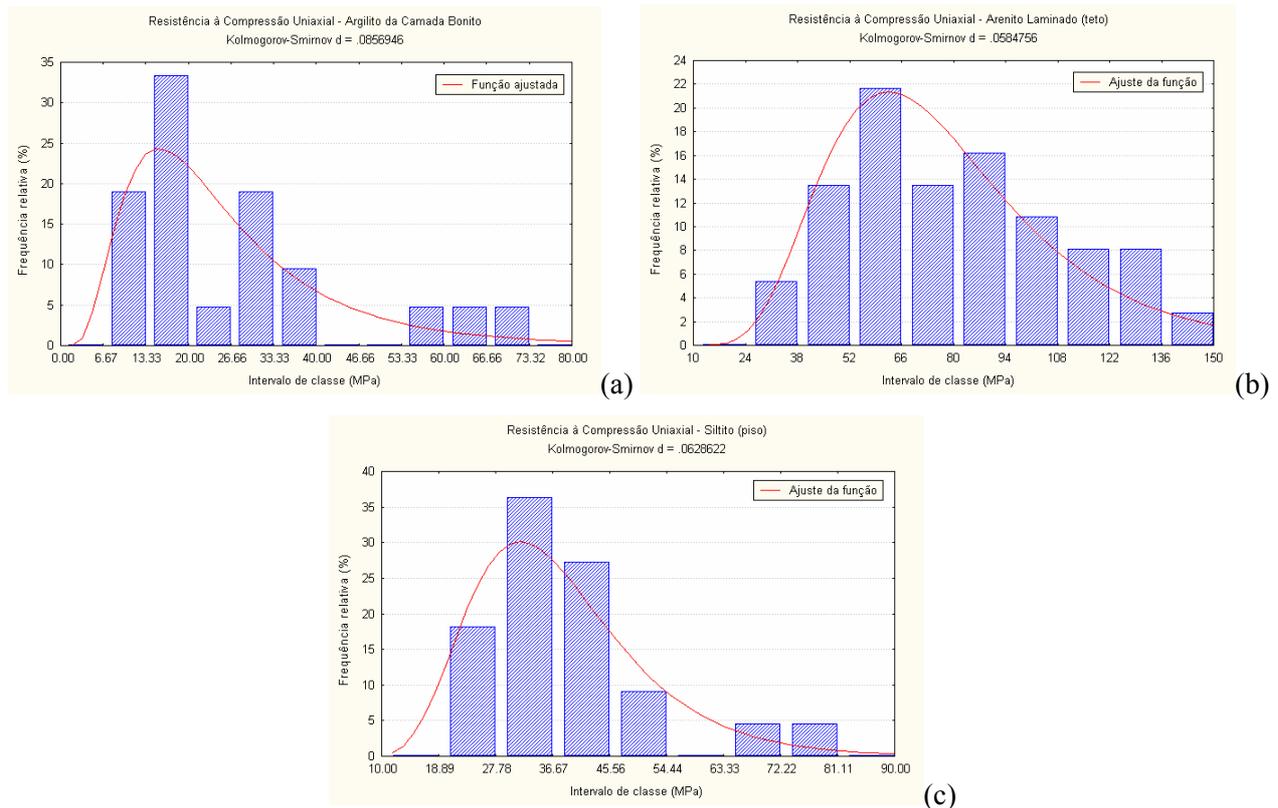


Figura 3.8 – Histogramas das resistências a compressão uniaxial das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto. (a) Argillito da camada (b) Arenito laminado – teto (c) Siltito maciço – piso.

O módulo de elasticidade axial ( $\Delta\epsilon_a$ ) é um parâmetro importante para projetos de pilares de carvão e, principalmente, para o modelamento numérico das tensões e deformações do maciço

rochoso. Esse parâmetro, juntamente com o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), mostra quanto deforma a rocha quando submetida ao carregamento axial. Rochas sedimentares, como arenitos, siltitos e argilitos, possuem altas deformações. A tabela 3.4 apresenta os módulos de Young médios para as rochas que formam o sistema piso-pilar-teto. Semelhante a resistência a compressão uniaxial, o módulo de Young médio foi calculado levando em consideração todos os ensaios realizados na camada Bonito, independente da origem das amostras. O arenito laminado tem maior módulo de Young por ser uma rocha com maior resistência que o carvão, o argilito e o silito.

Para o cálculo do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) são necessários os módulos de deformação axial e radial (Brady e Brown, 1993), cujo valor varia entre 0 e 0,5. Não existem muitas informações sobre o módulo de deformação radial ( $\Delta\epsilon_r$ ), os quais estão apresentados na tabela 3.5. Baseado nos resultados das tabelas 3.4 e 3.5, são calculados os coeficientes de Poisson das rochas da camada Bonito, apresentados na tabela 3.6.

Tabela 3.4 – Módulo de deformação axial ( $\Delta\epsilon_a$ ) das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto.

<b>Rocha</b>	<b>Média (GPa)</b>	<b>Variância</b>	<b>Mínimo (GPa)</b>	<b>Máximo (GPa)</b>
Arenito laminado (teto)	17,44	84,60	5,85	33,78
Argilito (camada)	1,77	0,61	0,91	2,53
Carvão (Bonito)	4,33	2,06	1,14	6,36
Silito (piso)	7,37	23,60	2,22	17,00

Tabela 3.5 – Módulo de deformação radial ( $\Delta\epsilon_r$ ) das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto.

<b>Rocha</b>	<b>Média (GPa)</b>
Arenito laminado (teto)	96,88
Argilito (camada)	5,90
Carvão (Bonito)	17,32
Silito (piso)	33,50

Atualmente, nos modelamentos numéricos é aplicada uma razão de Poisson ( $\nu$ ) padrão para as rochas que é 0,25 (Morsy e Peng, 2001). Entretanto, Medhurst e Brown (1998), apresentam uma pequena variação do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) em função da anisotropia e tipo de carvão, entre 0,22 e 0,27. A tabela 3.6 mostra que existe uma variação nesse valor em função do tipo de rocha. Para o carvão da camada Bonito o valor de 0,25 é consistente se comparado a outros resultados (Medhurst e Brown 1998; Salamon, 1992).

Tabela 3.6 – Razão de Poisson ( $\nu$ ) para as rochas que formam o sistema piso-pilar-teto.

<b>Rocha</b>	<b>Coefficiente de Poisson (<math>\nu</math>)</b>
Arenito laminado (teto)	0.18
Argilito (camada)	0.30
Carvão (Bonito)	0.25
Silito (piso)	0.22

Alguns testes mostram que o valor do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) tem pouca influência nos resultados dos modelamentos numéricos. O estudo da influência dos parâmetros geomecânicos no modelamento de tensões e deformações de pilares de carvão é discutido no item de modelamento numérico. Então, se não existem ensaios para determinação do valor do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), pode-se assumir o valor 0,25 para projetos de dimensionamento de pilares. Para maior exatidão dos modelos estudados nessa tese de doutorado, são utilizados os valores da tabela 3.6.

O gráfico da figura 3.9 mostra que existe uma boa correlação entre a resistência à compressão uniaxial e o módulo de elasticidade para a camada de carvão Bonito. O módulo de elasticidade aumenta linearmente a medida que aumenta a resistência à compressão uniaxial. Essa correlação é um indicativo da exatidão dos ensaios de compressão uniaxial, independente do tipo de equipamento utilizado. O mesmo tipo de comportamento também é observado nas demais rochas que formam o sistema piso-pilar-teto, como é apresentado na figura 3.10.

Na figura 3.11, fica evidente que o comportamento linear, que é observado nas rochas separadamente, permanece quando todas as rochas são agrupadas em um mesmo gráfico. A forte correlação que é observada nas rochas separadamente mantém-se quando todas estão agrupadas (Figura 3.11), com coeficiente de correlação linear de 0,93. A função de correlação é mostrada na equação 3.3, onde (E) é o módulo de elasticidade e ( $\sigma_c$ ) é a resistência à compressão uniaxial.

$$E = 3.63 + 0.25\sigma_c \quad (3.3)$$

Essa correlação entre a resistência à compressão uniaxial e o módulo de elasticidade pode ser explicada pelo fato de que as rochas que formam o sistema piso-pilar-teto pertencem a mesma formação sedimentar e foram submetidas aos mesmos processos geológicos.

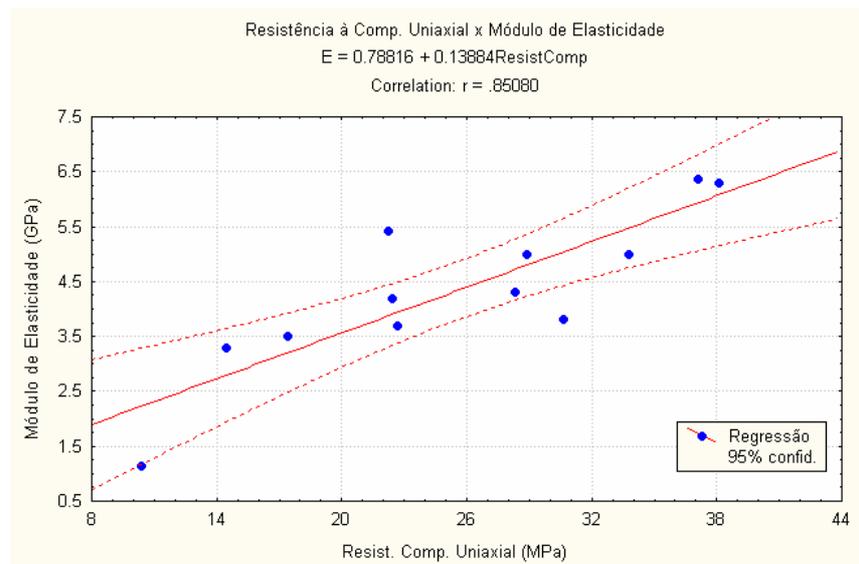


Figura 3.9 – Correlação entre a resistência à compressão uniaxial e o módulo de elasticidade para o carvão da camada Bonito.

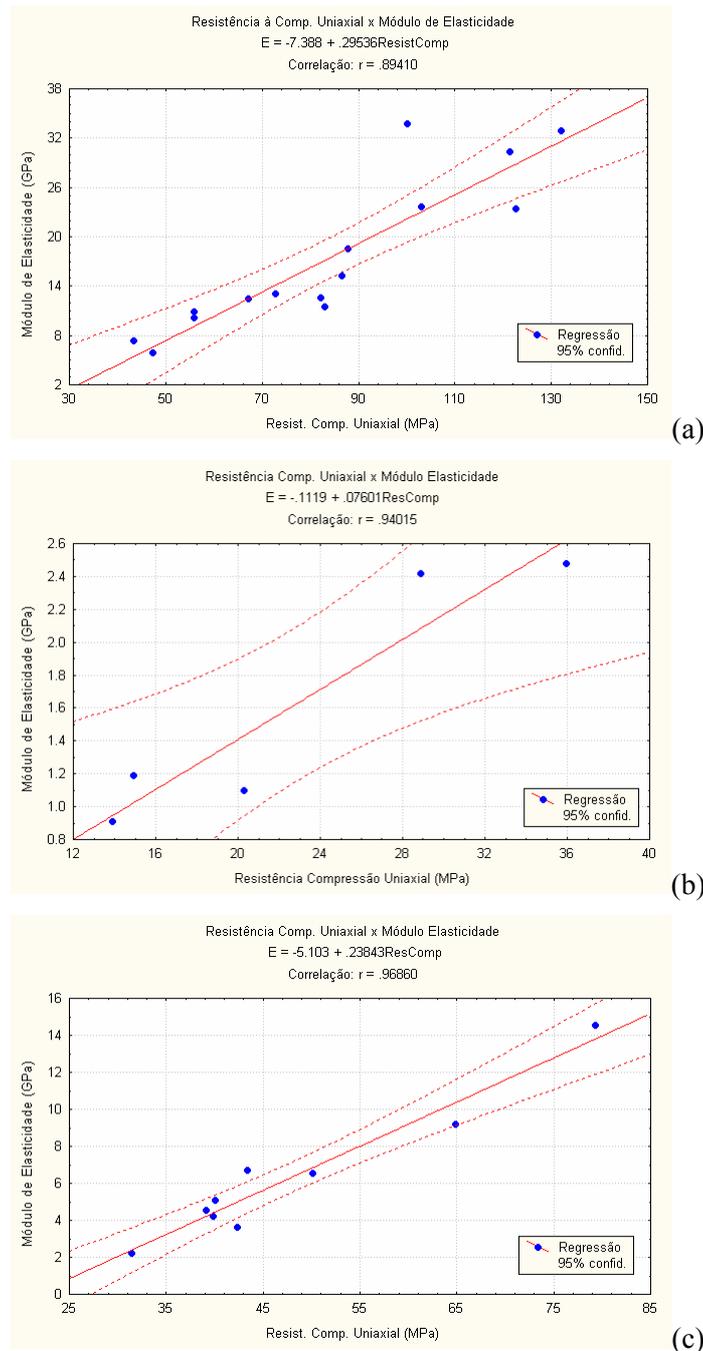


Figura 3.10 – Correlação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade das demais rochas. (a) Arenito laminado (b) argilito da camada (c) Siltito.

Baseado na equação 3.3 e na figura 3.10, pode-se estimar o módulo de elasticidade das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto da camada Bonito. Essa mesma correlação deve ser pesquisada para as demais camadas de carvão da formação Rio Bonito, objetivando verificar se existe a mesma correlação e qual a função de correlação que controla o módulo de Young em função da resistência à compressão uniaxial.

Os ensaios triaxiais foram realizados no Laboratório de Mecânica de Rochas do Departamento de Engenharia de Minas da USP. Todos as amostras são provenientes da Carbonífera

Metropolitana Ltda. Foram aplicadas três pressões de confinamento para todas as rochas do sistema piso-pilar-teto: 10 MPa, 20 MPa e 30 MPa. A tabela 3.7 apresenta os resultados dos ensaios triaxiais para as rochas do sistema piso-pilar-teto.

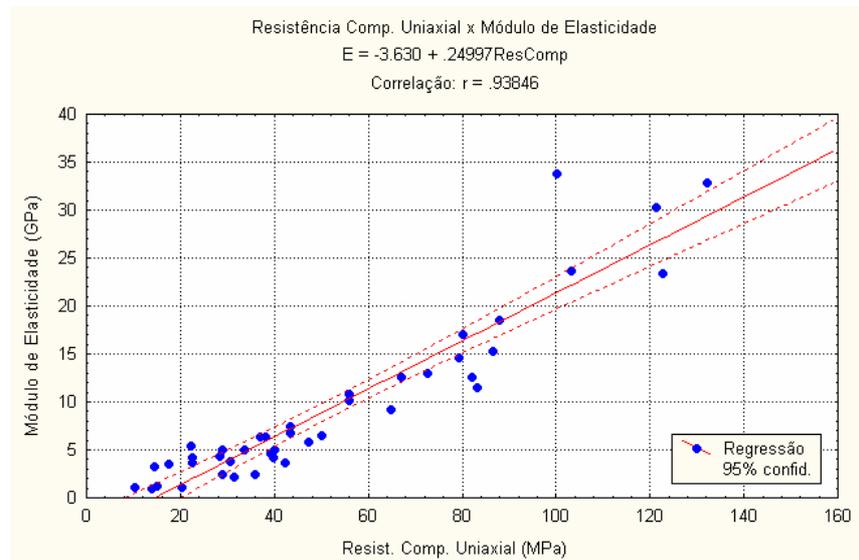


Figura 3.11 – Correlação entre a resistência a compressão e o módulo de elasticidade que formam o sistema piso-pilar-teto da camada Bonito.

Como pode ser observado na tabela 3.7, a tensão máxima ( $\sigma_1$ ) aumenta com o aumento da tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ). Entretanto, existe uma variação da tensão máxima dentro da mesma tensão de confinamento; e as distribuições das tensões máximas das diferentes tensões de confinamento se sobrepõem, como pode ser observado na figura 3.12. Se forem consideradas as tensões máximas médias, elas são crescentes com o aumento da tensão de confinamento. Os valores médios das tensões máximas serão considerados para a estimativa da resistência do maciço rochoso por meio dos critérios de ruptura.

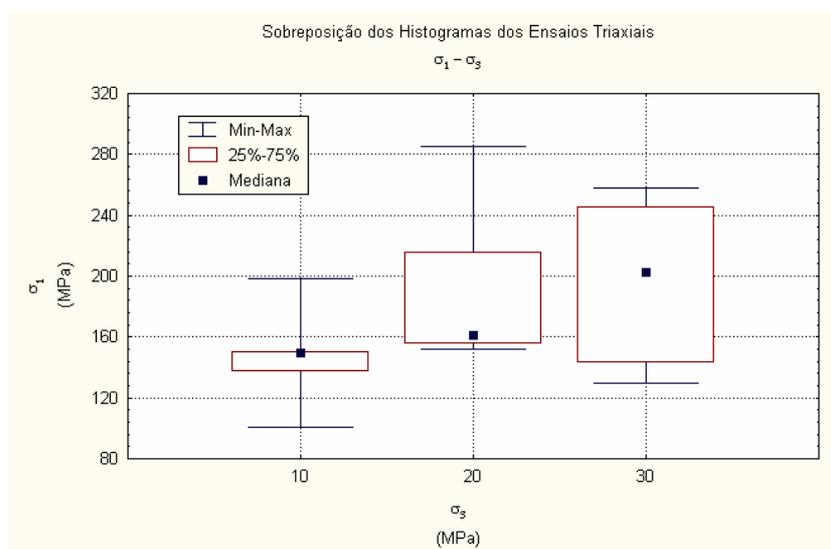


Figura 3.12 – Distribuição das tensões máximas ( $\sigma_1$ ) para o arenito em vários níveis de confinamento ( $\sigma_3$ ).

Tabela 3.7 – Ensaios triaxiais para as rochas do sistema piso-pilar-teto.

Posição	Rocha	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_1$ (MPa)	Tensão Residual (MPa)	Módulo (GPa)
teto	arenito	14,02	5,46	10	150,12	70,0	14,89
teto	arenito	14,07	5,46	10	149,22	66,0	20,58
teto	arenito	13,89	5,44	10	100,95	56,0	12,60
teto	arenito laminado	13,14	5,42	10	198,54	63,0	26,52
teto	arenito laminado	12,85	5,46	10	149,17	60,0	12,80
teto	arenito laminado	14,91	5,46	10	136,84	55,0	9,48
teto	arenito	13,94	5,46	20	215,94	110,0	19,90
teto	arenito	14,01	5,44	20	156,38	112,0	17,23
teto	arenito	13,89	5,44	20	155,55	93,0	10,67
teto	arenito laminado	13,27	5,42	20	285,00	108,0	25,07
teto	arenito laminado	13,37	5,46	20	152,06	88,0	11,73
teto	arenito laminado	14,99	5,46	20	166,50	95,0	10,28
teto	arenito	14,01	5,46	30	241,10	77,0	25,21
teto	arenito	13,98	5,43	30	139,70	132,0	8,71
teto	arenito	13,95	5,44	30	129,49		16,31
teto	arenito laminado	8,85	5,41	30	258,00		16,24
teto	arenito laminado	8,88	5,42	30	250,50		17,02
teto	arenito laminado	11,94	5,41	30	145,87	140,0	16,63
teto	arenito laminado	13,05	5,42	30	226,80	130,0	16,47
teto	arenito laminado	13,28	5,46	30	178,35	108,0	11,53
teto	arenito laminado	14,87	5,46	30	189,80	125,0	11,70
camada	argilito	12,11	5,15	10	48,57	32,0	3,53
camada	argilito	10,65	5,35	20	65,58	58,0	3,55
camada	argilito	11,86	5,22	30	88,95	73,0	2,51
camada	carvão	15,04	5,41	10	68,83	37,0	6,38
camada	carvão	11,75	5,45	10	68,52	36,0	6,13
camada	carvão	13,96	5,46	10	66,72	34,0	4,52
camada	carvão	15,42	5,40	20	83,09	56,0	7,60
camada	carvão	14,51	5,45	20	85,74	54,0	5,78
camada	carvão	14,67	5,45	20	74,71	58,0	5,42
camada	carvão	15,19	5,45	20	96,25	52,0	7,52
camada	carvão	14,34	5,43	30	122,00	68,0	7,76
camada	carvão	12,59	5,44	30	103,61	72,0	8,57
camada	carvão	15,41	5,46	30	107,30	76,0	9,01
piso	siltito	12,82	5,41	10	68,96	44,0	2,79
piso	siltito	12,05	5,46	10	85,25	45,0	3,71
piso	siltito arenoso	14,83	5,41	10	97,82	62,0	4,56
piso	siltito arenoso	11,87	5,45	10	106,80	60,0	7,12
piso	siltito	12,52	5,39	20	129,59	85,0	6,09
piso	siltito	14,47	5,43	20	76,99	74,0	3,67
piso	siltito arenoso	15,10	5,38	20	96,91	69,0	5,27
piso	siltito arenoso	15,02	5,39	20	115,15	79,0	4,01
piso	siltito arenoso	12,95	5,45	20	134,29	90,0	10,78
piso	siltito	11,29	5,40	30	139,25	109,0	4,46
piso	siltito	11,64	5,45	30	178,88	124,0	8,47
piso	siltito arenoso	14,18	5,46	30	260,33	141,0	
piso	siltito arenoso	15,09	5,40	30	126,13	93,0	5,32
piso	siltito arenoso	10,32	5,45	30	138,49	105,0	6,67

A tabela 3.8 e a figura 3.13 mostram a tensão de ruptura ( $\sigma_1$ ) média de cada tipo de rocha em relação a tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ). É possível observar que existe uma forte correlação entre a tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ) e a tensão de ruptura ( $\sigma_1$ ) para as rochas que formam o sistema piso-pilar-teto. Também se pode observar que a declividade das retas de correlação é semelhante entre as diferentes rochas. As declividades das retas de correlação são muito próximas, entre 2,01 e 2,4, independente do tipo de rocha (Tabela 3.8). Apenas o siltito do piso apresenta maior declividade, porque o valor médio para ( $\sigma_1$ ) para uma tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ) de 30 MPa é 168,62 MPa. Essa média é puxada para cima devido ao valor alto de apenas um ensaio triaxial de  $\sigma_1=260,33$  MPa, para  $\sigma_3=30$  MPa (Tabela 3.7). Para que a reta do siltito do piso tenha a mesma declividade das demais rochas que formam o sistema piso-pilar-teto, o valor médio para ( $\sigma_1(30)$ ) deveria ser de 130,0 MPa. Eliminando o valor extremo acima, a média de ( $\sigma_1(30)$ ) baixa para 145,69 MPa. Aplicando esse valor, a declividade da reta passaria para 2,8, como pode ser observado na figura 3.14.

Novamente pode-se observar que o comportamento geomecânico dos diferentes maciços rochosos que formam o sistema piso-pilar-teto da camada Bonito é muito semelhante.

Hoek e Brown (1997) utilizam essa correlação para estimar alguns parâmetros no critério de ruptura de Hoek-Brown. As relações entre ( $\sigma_1$ ) e ( $\sigma_3$ ) da figura 3.13 serão aplicadas na estimativa das resistências dos maciços de cada tipo de rocha que formam o sistema piso-pilar-teto, utilizando os critérios de ruptura de Mohr-Coulomb e Hoek-Brown, que serão apresentados nos próximos itens.

Tabela 3.8 – Declividade e ângulo das retas de correlação dos ensaios triaxiais.

Rocha	$\sigma_3=10$ MPa	$\sigma_3=20$ MPa	$\sigma_3=30$ MPa	Declividade	Ângulo (graus)
Arenito laminado (teto)	147,47	169,29	195,51	2,40	67,4
Carvão (camada bonito)	68,02	84,95	110,97	2,14	65,0
Argilito (camada)	48,57	65,58	88,95	2,02	63,6
Siltito (piso)	89,71	110,59	168,62	3,94	75,8

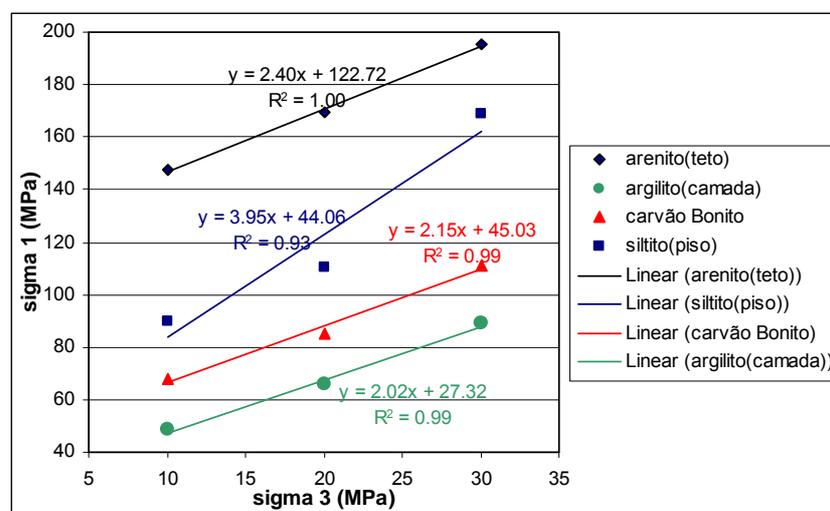


Figura 3.13 – Relação  $\sigma_3 \times \sigma_1$  de pico médio para as rochas que formam o sistema piso-pilar-teto da camada Bonito.

A figura 3.15 mostra a correlação entre a tensão de confinamento e a resistência das rochas pós-ruptura. Pode-se observar dois comportamentos distintos entre as rochas. O primeiro é das rochas com maior resistência residual (arenito e siltito) que possuem quase a mesma inclinação da reta de correlação. Esse comportamento também é observado no carvão e no argilito, que são rochas mais brandas. Medhurst e Brown (1998) realizaram testes com carvões da Austrália e constataram o mesmo comportamento.

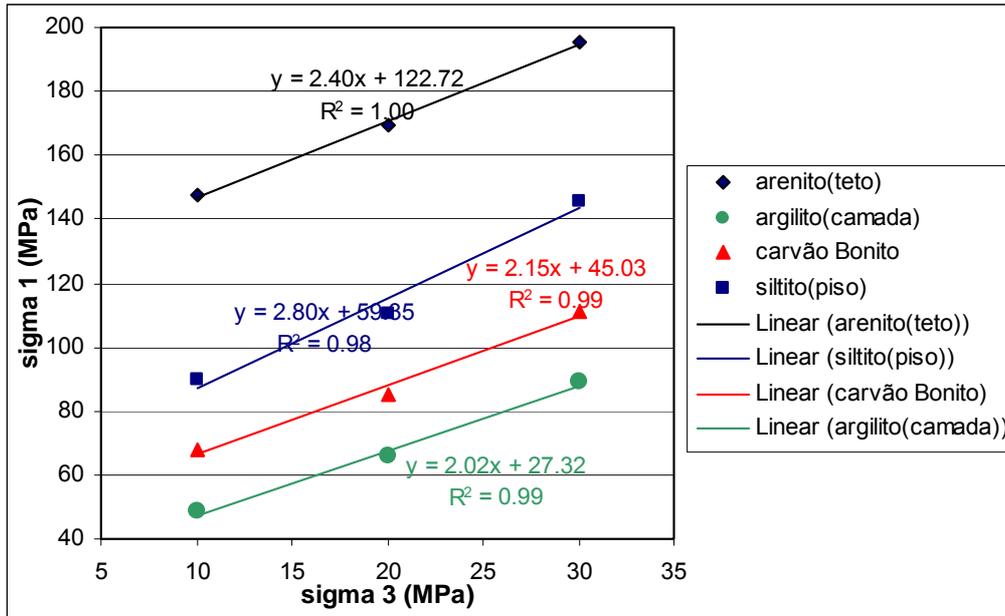


Figura 3.14 – Relação  $\sigma_3 \times \sigma_1$  médio se a média para  $\sigma_1(30)$  fosse igual a 145,69MPa para o siltito do piso, removendo o valor extremo de 260,33 MPa.

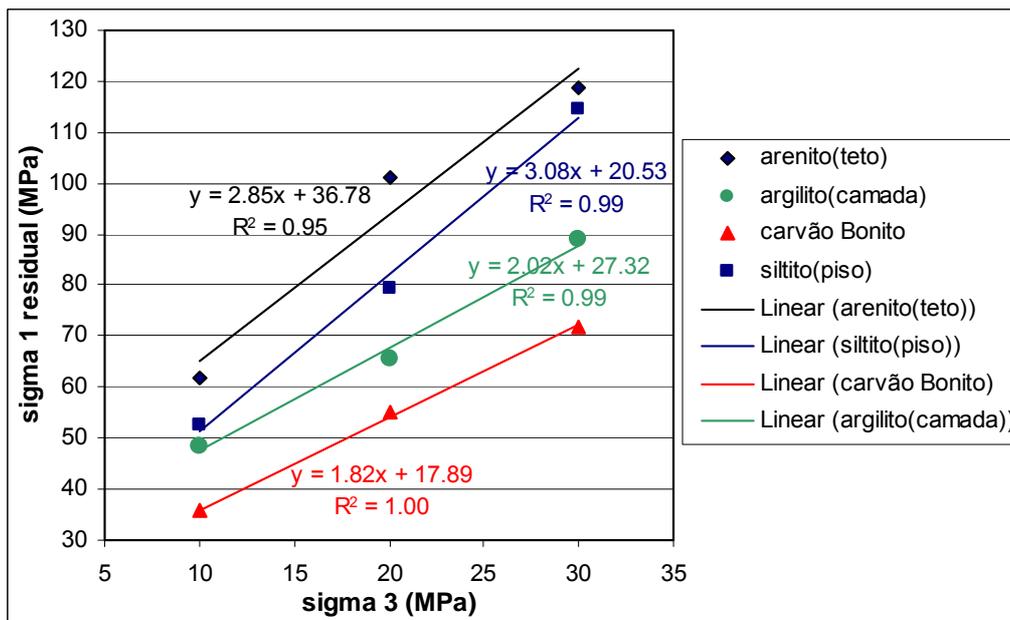


Figura 3.15 – Relação  $\sigma_3 \times \sigma_1$  médio residual das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto da camada Bonito.

O comportamento das rochas do sistema piso-pilar-teto é representado pelos ensaios de compressão uniaxial e triaxial, as quais apresentam comportamento elasto-plástico com amolecimento, onde a resistência residual é menor que a resistência de pico, na curva tensão/deformação, independente da tensão de confinamento ( $\sigma_3$ ). A figura 3.16 mostra as curvas de tensão/deformação característica das rochas, realizadas a partir dos ensaios de laboratório.

O mesmo comportamento elástico-plástico deve ser observado no maciço rochoso. Portanto, devem-se estimar os parâmetros geomecânicos que representem esse comportamento, os quais serão informados nos modelos geomecânicos.

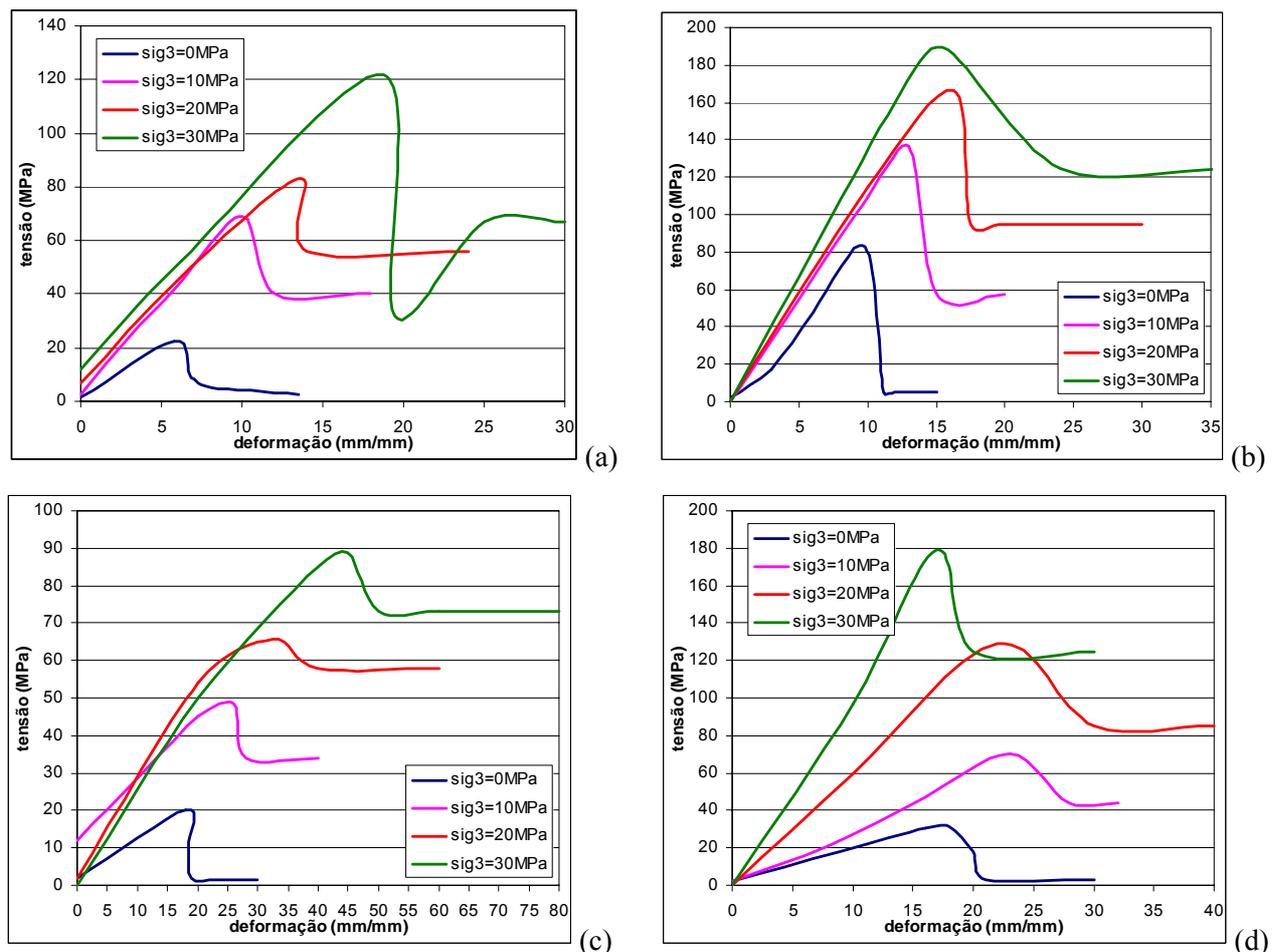


Figura 3.16 – Comportamento geomecânicos das rochas que formam o sistema piso-pilar-teto. (a) carvão; (b) arenito laminado; (c) argilito da camada; (d) siltito do piso.

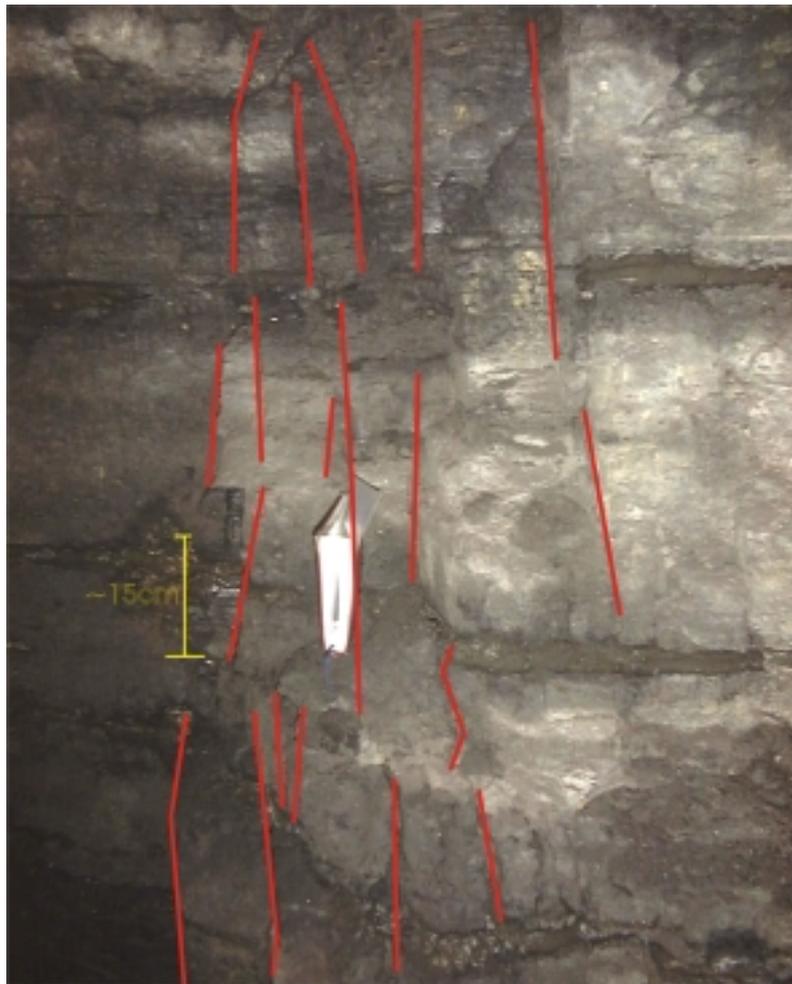
### 3.3. Mapeamento geomecânico

A diferença entre rocha e maciço rochoso é a presença de discontinuidades no maciço rochoso, como planos de estratificação, dobras, juntas, fraturas e falhas, as quais tornam o maciço rochoso menos resistente, descontínuo, heterogêneo e anisotrópico (figura 3.17).

Priest e Hudson (1981) definiram discontinuidade como: “um plano de fraqueza do maciço rochoso que possui resistência à tração muito baixa ou zero”. Deve-se acrescentar a esse conceito que as discontinuidades possuem origem tectônica e atectônica. Elas alteram consideravelmente o

---

comportamento geomecânico do maciço rochoso, influenciando o planejamento e operações de escavação subterrânea e a céu-aberto. No caso de mineração de carvão, elas irão influenciar na estabilidade das aberturas subterrâneas, no tipo de suporte que deve ser aplicado no teto e na estabilidade dos pilares. Essa influência irá depender da quantidade, persistência e qualidade das descontinuidades. Portanto, para compreender as propriedades geomecânicas do maciço rochoso é necessário entender, além do comportamento da rocha, o comportamento geomecânico das descontinuidades.



*Figura 3.17 – Maciço rochoso fraturado, carvão da camada Bonito – Mina do Barro Branco (escala gráfica).*

A coleta dos parâmetros das descontinuidades é realizada por meio de mapeamento geomecânico. O mapeamento geomecânico compreende o detalhamento das descontinuidades no que se refere aos seguintes parâmetros: tipo, orientação, quantidade e qualidade (Brady e Brown, 1993). Todos esses parâmetros têm influência na classificação geomecânica do maciço rochoso, onde cada parâmetro recebe um valor de índice, determinado em função de quanto influencia na qualidade do maciço rochoso. Apresentam-se a seguir os conceitos básicos dos parâmetros geomecânicos, os procedimentos de mapeamento geomecânico e os cálculos dos parâmetros quantitativos das descontinuidades (espaçamento, frequência e densidade), os quais são aplicados na classificação geomecânica. Nesse item é proposto um novo procedimento de cálculo para o espaçamento médio,

frequência e densidade de descontinuidades a partir do mapeamento geomecânico por janelas, comparando-se com o procedimento tradicional. Esses parâmetros são utilizados, posteriormente, na estimativa do RQD e na classificação geomecânica do maciço rochoso.

### 3.3.1. Conceitos básicos

Os parâmetros das descontinuidades são descritos em várias referências em mecânica de rochas, geologia estrutural e geologia de engenharia, como Hills (1972), Hobbs (1976), Brady e Brown (1993), Hudson e Harrison (1997), Oliveira e Brito (1998). Nesse trabalho são descritos os principais parâmetros das descontinuidades, necessários para o mapeamento geomecânico.

Existem duas metodologias para mapeamento geomecânico: por meio de uma linha de referência e por meio de uma janela. O mapeamento por meio de linha é conhecido por *scanline*, sendo esse termo amplamente utilizado. Não existe uma tradução literal para o português para a palavra *scanline*. O termo em português mais aproximado seria mapeamento geomecânico linear. Portanto, sugere-se que o termo ‘mapeamento linear’ seja utilizado nos textos de mecânica de rochas em português.

Os principais tipos de descontinuidades são: planos de estratificação, juntas, fraturas, falhas, diques, foliações e dobras e zonas de cisalhamento. Planos de estratificação são interfaces entre camadas de rochas sedimentares ou planos de deposição, os quais representam interrupção na deposição dos sedimentos ou alteração no ambiente de deposição. Na mineração subterrânea de carvão, esses planos podem abrir-se no teto imediato e apresentar tensões de cisalhamento, causados pela concentração da tensão horizontal e posterior ruptura do teto imediato.

Juntas e fraturas são as descontinuidades mais comuns no maciço rochoso. Elas não possuem movimento entre as paredes da fratura (ou junta), mas elas podem ser abertas e preenchidas. Geralmente as juntas em rochas sedimentares são perpendiculares aos planos de estratificação da camada, terminam nos planos de estratificação e não apresentam sinais de alteração das suas paredes (Figura 3.18a). Fraturas diferenciam-se das juntas pela maior persistência, cortam várias camadas, possuem maior alteração nas paredes e com mergulho diferente de 90° (Figura 3.18b). Em mineração de carvão, as juntas e fraturas são a causa de quedas de blocos e planos de escorregamento.

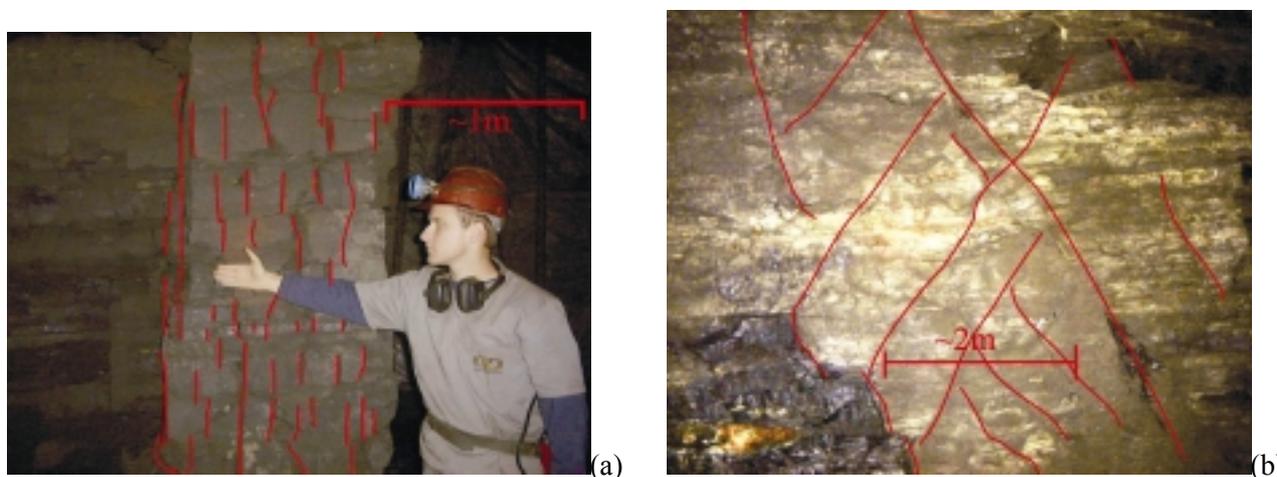


Figura 3.18 – Juntas (a) e fraturas (b) da camada Bonito (escala gráfica).

Falhas são descontinuidades que possuem movimento de cisalhamento, representado pelo rejeito entre as paredes. As falhas possuem espessura, devido à intensa tensão de cisalhamento nas paredes, provocando a ruptura das mesmas. A ruptura das paredes da falha intensifica a alteração da rocha no entorno da falha, tornando a falha espessa. A espessura das falhas pode variar desde vários metros, no caso de falhas regionais, até milímetros, no caso de falhas locais. O material de preenchimento das falhas normalmente possui resistência menor que da rocha encaixante, pois estão muito fraturados devido ao atrito entre as paredes da falha. A figura 3.19 mostra o desenho esquemático de uma falha que corta a camada de carvão Bonito e a figura e 2.35 mostra uma falha que corta a camada Bonito na Mina do Barro Branco. Zonas de cisalhamento são porções da rocha nos quais ocorreu ruptura por cisalhamento. Elas representam uma zona de alívio de tensão. Nas camadas de carvão Bonito e Barro Branco são representadas por ‘espelho de falha’ ou *slikensides*.

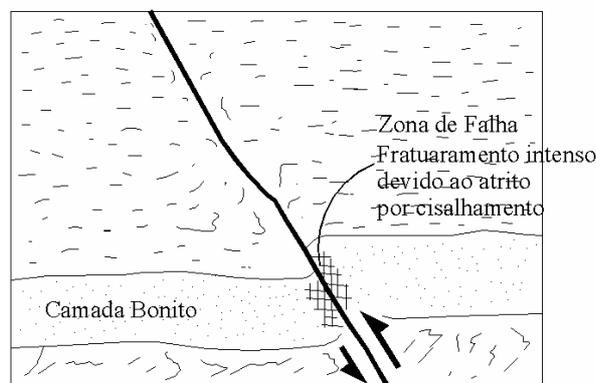


Figura 3.19 – Desenho esquemático de uma falhas que corta a camada Bonito (sem escala).

Diques são intrusões ígneas, com espessura variável, normalmente vertical e com paredes paralelas entre si. Podem ser mais ou menos resistentes que a rocha encaixante. A força da intrusão ígnea provoca o fraturamento e alteração da rocha encaixante junto ao dique, os quais podem ser zonas de baixa rigidez e resistência. As camadas de carvão Bonito e Barro Branco são cortadas por esse tipo de descontinuidade.

A orientação das estruturas é determinada pela direção da fratura, direção do mergulho e ângulo de mergulho da descontinuidade (Figura 3.20). As definições de orientação e o método de obtenção estão descritos nas sugestões de métodos da ISRM (1978). Em mecânica de rochas são utilizados a direção e ângulo do mergulho para descrever a orientação da descontinuidade. As medidas das orientações são desenhadas em estereogramas e em diagrama de rosetas, cujo objetivo é determinar qual a orientação média de cada família de descontinuidades.

A quantidade de descontinuidades é a medida do número de fraturas por unidade linear, ou área ou volume de um maciço rochoso. Três parâmetros são levados em consideração para quantificar as fraturas: espaçamento entre descontinuidades, a frequência de descontinuidades e a densidade de descontinuidades.

O espaçamento entre descontinuidades ( $x$ ) é a distância perpendicular entre duas descontinuidades, quando essas forem paralelas ou de uma mesma família (Brady e Brown, 1992). No caso de descontinuidades com orientação aleatória, o espaçamento é a distância entre duas

descontinuidades medido no mapeamento linear.

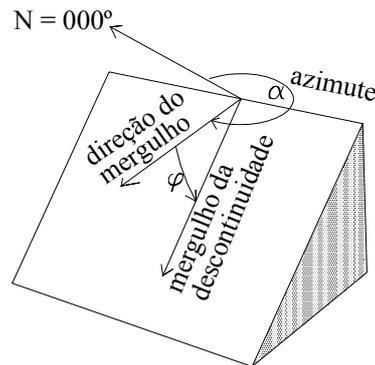


Figura 3.20 – Orientação de uma descontinuidade (Brady e Brown, 1993).

Frequência de descontinuidade ( $\lambda$ ) é o número de descontinuidades por unidade linear, ou seja, o número de descontinuidades por metro no mapeamento linear. A frequência também é definida por meio do inverso do espaçamento médio ( $\bar{x}$ ),  $\lambda = 1/\bar{x}$  (Priest e Hudson, 1976).

Densidade é o número de descontinuidades por unidade de área ( $\lambda_2$ ) ou unidade de volume ( $\lambda_3$ ). Esse tipo de parâmetro é obtido por meio de mapeamento geomecânico por janelas. Palmström (1982) e Kulatilake e Wu (1984) chamam de densidade de descontinuidade, independente se a medida é linear ou área ou volume. Nesse trabalho a frequência será utilizada para medidas lineares e densidades para medidas em áreas e volumes.

A qualidade das descontinuidades é determinada por quatro parâmetros: persistência, rugosidade, abertura e preenchimento. Persistência é o comprimento visível da descontinuidade, i.e., o comprimento da linha de intersecção entre o plano da fratura e a face que está sendo mapeada. A ISRM (1978) classifica a persistência em cinco categorias diferentes, nas quais descontinuidades menores que 1m são consideradas muito pouco persistentes. A tabela 3.9 apresenta a classificação da persistência das descontinuidades.

Tabela 3.9 – Classificação para a persistência das descontinuidades (ISRM, 1978).

<b>Descrição</b>	<b>Persistência da descontinuidade (m)</b>
Muito pouca persistência	<1
Pouca persistência	1 – 3
Média persistência	3 – 10
Alta persistência	10 – 20
Muito alta persistência	>20

Rugosidade é a medida da irregularidade e ondulação da superfície da descontinuidade (ISRM, 1978). A rugosidade é um parâmetro importante, pois influencia na resistência ao movimento de cisalhamento no plano da descontinuidade, desde que a descontinuidade não esteja

preenchida com material argiloso. A figura 3.21 mostra os diferentes perfis de rugosidade e ondulação sugeridos pela ISRM (1978)

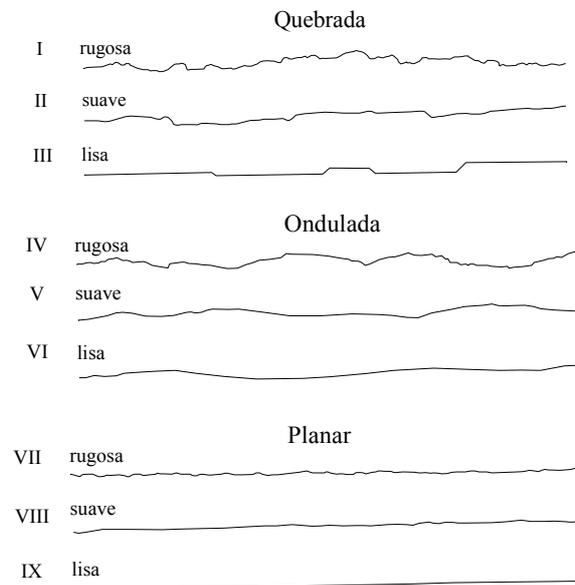


Figura 3.21 – Perfis de rugosidade e ondulação sugeridos pela ISRM (1978).

A abertura é a distância perpendicular entre as paredes da descontinuidade. Uma descontinuidade é considerada aberta se ela estiver preenchida com ar ou água (Brady e Brown, 1993). Quando a descontinuidade está preenchida com outro tipo material a fratura é considerada preenchida, descrevendo-se o material de preenchimento. O tipo de preenchimento influencia diretamente na resistência ao cisalhamento na fratura. As descontinuidades nas camadas de carvão Barro Branco e Rio Bonito são fechadas ou raramente preenchidas com calcita ou argila, com espessura máxima de 1mm. Na camada de carvão a abertura das descontinuidades é, em geral, devido à deformação das paredes do pilar e ao desmonte com explosivos.

### 3.3.2. Mapeamento geomecânico

No mapeamento geomecânico do maciço rochoso são adquiridas as informações referentes a orientação e qualidade das descontinuidades. O mapeamento geomecânico é realizado por meio de mapeamento linear que é uma linha de referência métrica, instalada paralela à face onde serão mapeadas as descontinuidades que a cruzarem (Figura 3.22).

A descrição completa dos procedimentos de coleta das informações geomecânicas pode ser encontrada em vários livros textos de mecânica de rochas (Brady e Brown, 1993; Hudson e Harrison, 1997; ISRM, 1978). Neste texto são apresentados os procedimentos atuais de mapeamento geomecânico. Em seguida, são apresentadas as modificações sugeridas para o procedimento de coleta para melhoria da qualidade das informações necessárias para a correta classificação geomecânica em camadas de carvão.

Para todas as descontinuidades que cortam a linha, devem ser anotadas as informações que caracterizam a descontinuidade em relação a posição, tipo, orientação e qualidade. Também se pode

utilizar uma faixa em torno da linha de referência, onde as descontinuidades que não cortam a linha são levadas em consideração, estendendo a terminação da descontinuidade (Brady e Brown, 1993).

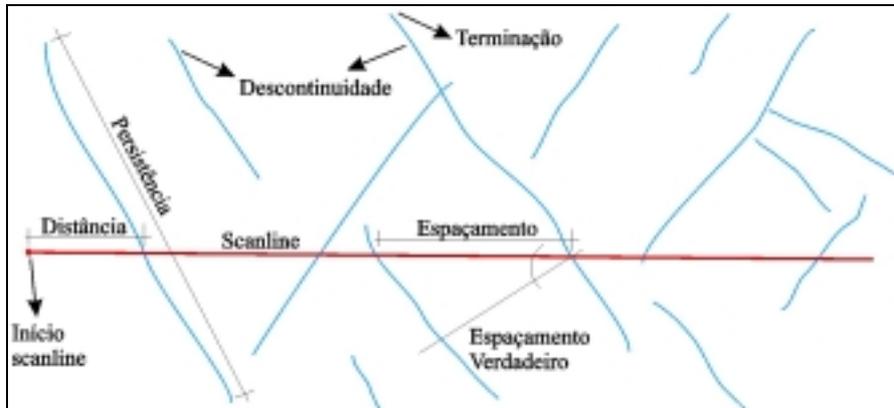


Figura 3.22 – Mapeamento geomecânico em uma face de rocha (Brady e Brown, 1993).

As características das descontinuidades são organizadas em planilha (Figura 3.23), na qual as descontinuidades são situadas pela distância a partir do início do mapeamento linear. As principais informações que devem constar no mapeamento geomecânico são as seguintes:

- Distância: posição da descontinuidade em relação ao início da linha de referência;
- Espessura: quando um grupo de descontinuidades for medido ao mesmo tempo;
- Número de descontinuidades: quantidade de fraturas dentro da espessura;
- Orientação: direção do mergulho e mergulho das descontinuidades;
- Terminação: em outra descontinuidade, termina na rocha ou não é visível;
- Tipo de descontinuidade: se junta, fratura, falha, zona de cisalhamento, plano de estratificação ou dique;
- Persistência: comprimento das descontinuidades;
- Rugosidade, abertura e preenchimento das descontinuidades.

Planilha de mapeamento geomecânico								
Localização:								
Orientação Face:			Data:			Tipo de Rocha:		
Orientação Scanline:								
Distância (m)	Espessura (m)	Número Fraturas	Orientação	Terminação	Tipo Desc.	Persistência (m)	Rugosidade	Abertura Preenchimento

Figura 3.23 – Planilha para mapeamento geomecânico (Brady e Brown, 1992).

O espaçamento e frequência obtidos por meio do mapeamento geomecânico tradicional apresentam problemas de representatividade. Se a maioria das descontinuidades possui persistência muito baixa, a probabilidade de uma descontinuidade cruzar a linha de medida é muito baixa (figura 3.24). Poucas descontinuidades cruzam a linha de referência e, dependendo da posição da linha na parede, o número de descontinuidades que são cortadas pela linha pode variar, mostrando a tendenciosidade do mapeamento geomecânico linear.

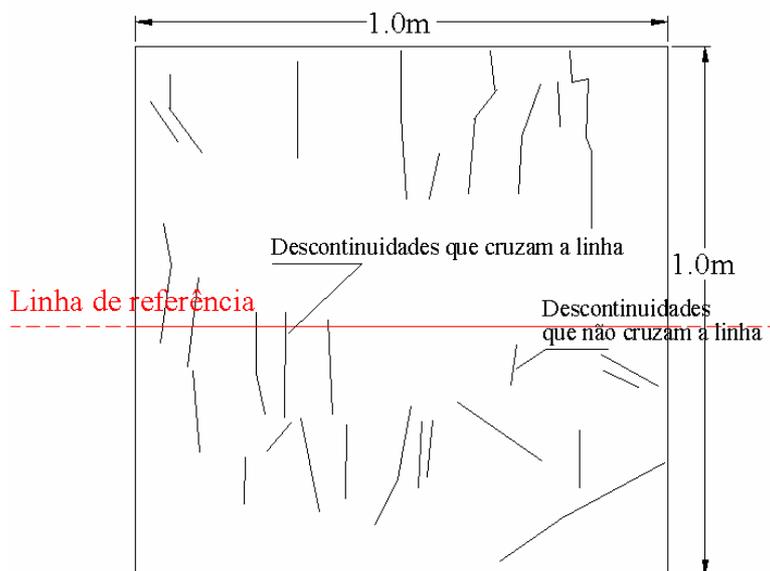


Figura 3.24 – Mapeamento geomecânico por meio de linha de referência em maciço com presença de descontinuidades sem persistência (escala gráfica).

Nesse caso, seriam necessárias várias linhas de referência paralelas para que aumente a probabilidade que as descontinuidades sejam cruzadas. Além disso, ocorre o aumento do número de medidas, melhorando a representatividade do valor do espaçamento médio.

O mapeamento geomecânico linear das descontinuidades com persistência muito baixa e em grande quantidade é extremamente tedioso. Quando essas descontinuidades não são levadas em consideração, a consequência principal é a diminuição da densidade do fraturamento e o aumento fictício da qualidade da rocha. Descontinuidades com baixa persistência são comuns na camada de carvão. A alta densidade delas provoca a diminuição da resistência da camada de carvão e por consequência a resistência dos pilares.

O mapeamento geomecânico por meio de várias linhas de referência é demorado, considerando que é necessário uma grande extensão exposta do maciço em várias localizações e direções para obter boa representatividade do espaçamento médio, frequência e densidade das descontinuidades para a camada de carvão.

Para que o mapeamento geomecânico se torne mais ágil e menos tedioso foi aplicada uma outra técnica de mapeamento geomecânico, que consiste em mapear todas as descontinuidades dentro de uma janela de aproximadamente  $1 \text{ m}^2$ , centralizada na linha de referência, obtendo-se o índice densidade de descontinuidade ( $\lambda_2$ ), que é o número de descontinuidades por metro quadrado ( $\text{desc}/\text{m}^2$ ). Baecher et al. (1977), Pahl (1981), Palmström (1982), Kulatilake e Wu (1984) e

Villaescusa (1990) apresentam essa técnica para mapeamento e cálculo de densidade de descontinuidades em uma janela.

Para utilizar essa técnica, uma linha de referência é instalada na meia altura do pilar e dividida em partes de 1 m de comprimento. A janela é determinada contando 0,5 m para cima e para baixo da linha, conforme a figura 3.25. A janela para contagem das descontinuidades deve abranger uma área com a mesma unidade geológica. No caso de unidades geológicas diferentes abrangidas pela janela, elas devem ser homogêneas com relação ao padrão aparente das descontinuidades. Caso ocorram visíveis diferenças de padrão das descontinuidades em porções diferentes da janela, essa deve ser dividida.

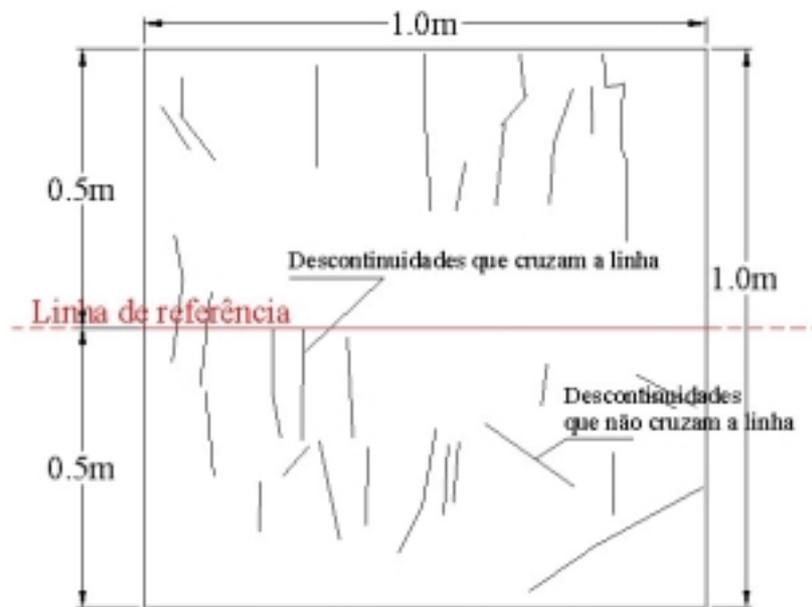


Figura 3.25 – Mapeamento geomecânico, utilizado para as camadas de carvão Bonito e Barro Branco.

Uma planilha foi elaborada de forma a organizar as informações das descontinuidades em cada janela. Nessa planilha as informações de cada janela são anotadas de forma a observar as características principais de cada família de descontinuidade, referente à qualidade e quantidade das descontinuidades. A figura 3.26 mostra a nova planilha para o mapeamento geomecânico das camadas de carvão.

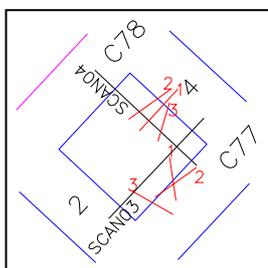
A existência de descontinuidades maiores, como fraturas e falhas, deve ser anotada nas observações. Deve-se anotar qual o número de famílias e o número total de descontinuidades por família, dentro da janela. Esse procedimento tem como objetivo determinar se existe uma família de descontinuidade que seja desfavorável em relação a orientação da escavação. As orientações das descontinuidades são anotadas de forma aleatória, com número suficiente para determinar a orientação média de cada família. As orientações são anotadas nas observações ou coletadas em bússola digital. As orientações das descontinuidades nesse trabalho foram coletadas com bússola digital.

Na porção inferior da planilha, existe uma posição onde se devem escrever as observações de cada janela e desenhar o croqui da janela, se necessário. O perfil geológico da face pode ser

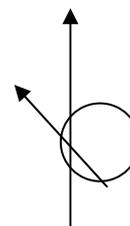
descrito em posição específica da planilha. Esse último é importante porque rochas sedimentares possuem planos de estratificação, onde pode ocorrer ruptura e planos de separação, além de existir diferenças na densidade de descontinuidades.

<b>Planilha de Mapeamento Geomecânico</b>		<b>Número: scan04</b>	
<b>Mina: Barro Branco</b>		<b>Data: 27/02/2002</b>	
Localização	painel: Eixo galeria: 4 câmara: 77-78	Orientação da Face:	
		Orientação da Scanline (Azim): 329 graus	
Número de famílias: 3			
<b>Orientação:</b>	<b>1</b>	<b>Tipo: junta</b>	
<b>Área:</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Densidade	6	3	5
Persistência	10-50	10-40	10-40
Abertura	Fechado	fechado	fechado
Rugosidade	Lisa	lisa	lisa
<b>Orientação:</b>	<b>2</b>	<b>Tipo: Junta</b>	
<b>Área:</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Densidade	7	6	4
Persistência	10-70	10-60	10-80
Abertura	Fechado	fechado	fechado
Rugosidade	lisa	lisa	lisa
<b>Orientação:</b>	<b>3</b>	<b>Tipo: Junta</b>	
<b>Área:</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>
Densidade	18	16	10
Persistência	20-130	10-110	10-120
Abertura	fechado	fechado	fechado
Rugosidade	lisa	lisa	lisa

**Observações e croquis:**



perfil da camada Bonito será descrito no texto da tese  
 comprimento: 8.40m  
 a rugosidade das juntas é lisa-quebrada (pouco quebrada)  
 bussola: 2705



**Figura 3.26 – Nova planilha para mapeamento geomecânico em camadas de carvão.**

Esse novo procedimento de mapeamento geomecânico tem a grande vantagem de poder-se anotar todas as descontinuidades dentro da janela, independente da quantidade e da sua persistência. Além disso, reduz problemas de tendenciosidade no mapeamento geomecânico no que se refere ao

tamanho e orientação das discontinuidades, que ocorre no mapeamento por meio de linhas de referência. No item 3.3.4 será apresentado um método para o cálculo da intensidade de discontinuidades (ou número de discontinuidades por metro quadrado).

A figura 3.27 mostra a localização do mapeamento geomecânico realizado na Mina do Barro Branco que minera a camada Bonito. No anexo I, estão todas as planilhas do mapeamento geomecânico por janela que foram feitas na camada Bonito.

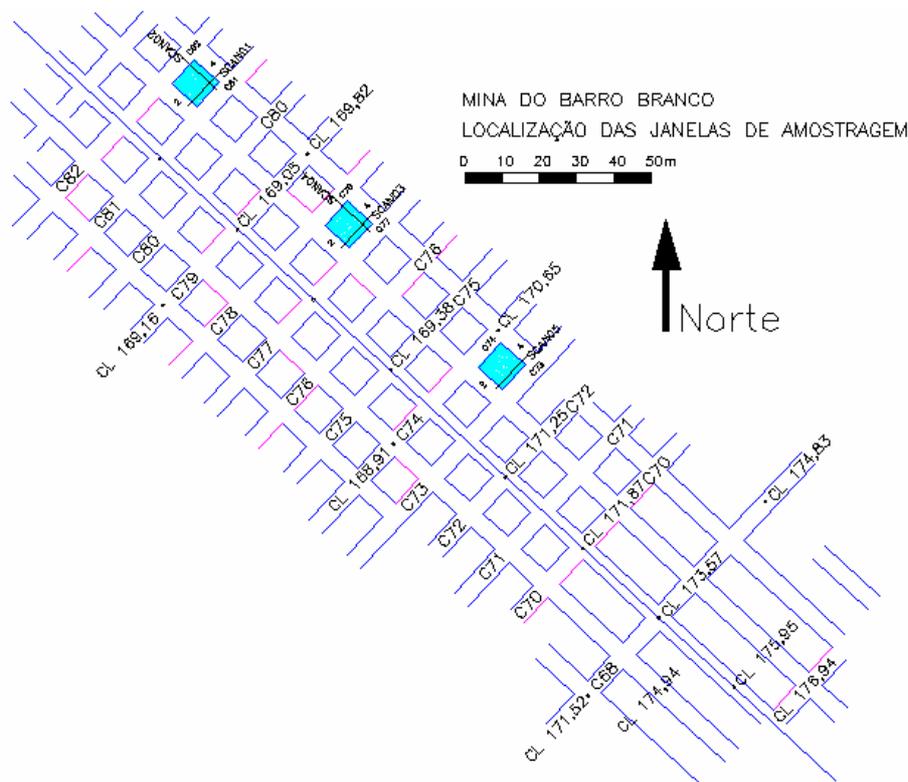


Figura 3.27 – Localização dos pontos de mapeamento geomecânico (Pilares em azul).

As juntas possuem persistência muito baixa, entre 0,05 m e 1 m, poucas apresentam persistência maior que 1 metro. São fechadas e planas. Algumas vezes apresentam degraus e ondulações. Algumas juntas possuem preenchimento calcítico ou argiloso, com espessura máxima de 1,5 milímetros. As juntas têm mergulho vertical ou quase vertical (entre 80° e 90°).

As juntas têm direção do mergulho SE e W (Figura 3.28). As juntas com direção SE possuem variação na direção do mergulho entre 70° e 170° (Zingano et al., 2001). No caso das camadas de carvão, a maioria das discontinuidades tem persistência menor que 0,5 m, e fraturas que cortam várias camadas com persistência maior que 1 metro.

Na tabela 3.10 a densidade representa o número de discontinuidades por unidade de área ( $\text{desc}/\text{m}^2$ ), a frequência linear direta é calculada pela raiz quadrada da densidade de discontinuidades, a persistência média é a média das persistências das discontinuidades dentro da janela, a área de influência de cada discontinuidade ( $\bar{a}$ ) é a razão entre a área da janela e o número de discontinuidades dentro da janela, o espaçamento médio ( $\bar{x}_2$ ) é calculado pela raiz quadrada da área de influência de cada fratura e a densidade linear ( $\lambda'$ ) é o inverso de ( $\bar{x}_2$ ).

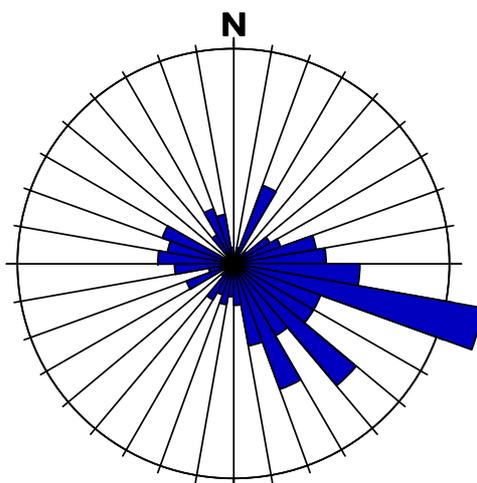


Figura 3.28 – Diagrama de rosetas com direções de mergulho das juntas para a camada Bonito.

Além das juntas, ocorrem fraturas verticais com persistência acima de 1m, sendo que algumas delas cruzam toda a camada de carvão. Na camada Bonito existem, também, fraturas com mergulho oblíquo, em torno de 50° que cortam toda a espessura da camada, teto e piso. O espaçamento entre elas é em média de 1 metro. Esse sistema de fraturas e falhas que cortam a camada Bonito é apresentado no capítulo 2.

Se utilizarmos a classificação da ISRM quase todas as juntas e fraturas receberão a mesma classificação: muito pouca persistência. Para separar esses dois tipos de discontinuidades, sugere-se o acréscimo de mais uma descrição na classificação da persistência que é ‘sem persistência’, onde as discontinuidades menores que 0,5m serão inseridas. Então a nova tabela de classificação seria a seguinte (Tabela 3.10).

Tabela 3.10 – Nova classificação para a persistência das discontinuidades.

<i>Descrição</i>	<i>Persistência da descontinuidade (m)</i>
Sem persistência	<0.5
Muito pouca persistência	0.5 – 1
Pouca persistência	1 – 3
Média persistência	3 – 10
Alta persistência	10 – 20
Muito alta persistência	>20

A camada Bonito não é cortada por diques de diabásio na área da Mina do Barro Branco. Essa camada é cortada por falhas que possuem rejeitos variando desde poucos centímetros até vários metros. Essas estruturas muitas vezes definem limites entre minerações a céu-aberto e subterrânea na região de Criciúma. Essa tese não tem o objetivo de realizar o estudo de estruturas regionais na região carbonífera de Criciúma, mas sim determinar os fatores que influenciam na qualidade do

---

maciço e resistência dos pilares na camada Bonito.

### 3.3.3. *Espaçamento e densidade de descontinuidades*

No item anterior foram apresentadas as orientações médias com o objetivo de determinar o número de famílias de descontinuidades e as características qualitativas das descontinuidades. Nesse item serão analisados os parâmetros quantitativos das descontinuidades que influenciam no comportamento geomecânico do maciço rochoso que são: espaçamento médio, frequência e densidade de descontinuidades.

O comportamento geomecânico do maciço rochoso é influenciado diretamente pela quantidade de descontinuidades encontradas no maciço. Portanto, os parâmetros espaçamento, frequência e densidade das descontinuidades são importantes para a estimativa da qualidade do maciço rochoso. Todas as classificações geomecânicas utilizadas hoje em dia aplicam esses parâmetros, direta ou indiretamente (Deere, 1964; Barton et al., 1974; Bieniawski, 1989; Molinda e Mark, 2002).

A frequência e o espaçamento das descontinuidades são influenciados pela orientação da face exposta da rocha e pelo método de mapeamento (Priest e Hudson, 1976). Skempton et al. (1969) e Denness (1969) utilizaram o número de descontinuidades por volume de maciço rochoso para calcular a densidade de descontinuidades. Corrêa (2000) e Wines and Lilly (2002) utilizaram o mapeamento por linhas de referência sobre a face do talude e expressaram a frequência de descontinuidades por unidade de comprimento, onde a linha de referência é normal a direção das descontinuidades. Palmström (1982) apresenta uma metodologia direta da densidade de descontinuidades em uma área ou volume unitário, onde a densidade é função da soma dos espaçamentos médios entre as descontinuidades de uma família. Kulatilake e Wu (1984) apresentam o cálculo da densidade de descontinuidades em uma amostragem por janelas, o qual leva em consideração a persistência da descontinuidade e a probabilidade do ponto médio da descontinuidade estar dentro da janela amostral.

O espaçamento médio entre descontinuidades ( $\bar{x}$ ) é calculado em função da soma dos espaçamentos e da quantidade de fraturas ao longo da linha de referência, conforme a equação 3.4, onde ( $x_i$ ) é o espaçamento entre duas descontinuidades adjacentes ( $i=1,2,\dots,n$ ) e ( $N$ ) é o número de descontinuidades ao longo da linha de referência.

$$\bar{x} = \sum_{i=1}^n x_i / N \quad (3.4)$$

Assumindo que a linha perpendicular, que intersecta ( $N$ ) descontinuidades, tem comprimento ( $L$ ), então a frequência de descontinuidades é  $N/L$ . Quando a quantidade de medidas do espaçamento é grande, a frequência média pode ser estimada como sendo o inverso do espaçamento médio (Priest e Hudson, 1981), conforme:

$$\lambda = 1/\bar{x} \quad (3.5)$$

A frequência ( $\lambda$ ) absoluta é calculada considerando uma linha de referência perpendicular a direção das descontinuidades, como mostra a figura 3.29. Se a direção da linha e a direção das descontinuidades forem diferentes, então a frequência de descontinuidades por unidade linear ( $\lambda_s$ ) é calculada considerando o ângulo ( $\theta$ ) entre a direção da linha e a direção das descontinuidades (Equação 3.6). Portanto, se a linha de referência estiver perpendicular à direção das descontinuidades, a frequência será máxima, se a linha de referência estiver paralela, a frequência será zero.

$$\lambda_s = \frac{N}{L/\cos\theta} = \frac{N}{L} \cos\theta = \lambda \cos\theta \quad (3.6)$$

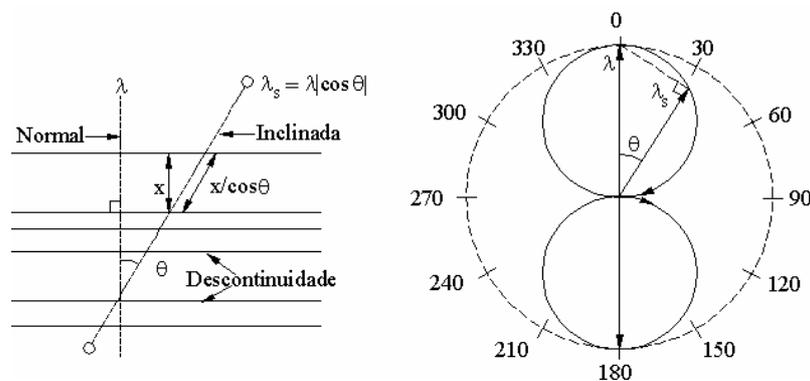


Figure 3.29 – Influência da direção do mapeamento geomecânico sobre o valor da frequência de descontinuidades (Hudson e Harrison, 1997).

No cálculo do espaçamento, frequência e densidade são consideradas todas as famílias de descontinuidades, as quais possuem direções variadas. No cálculo da estimativa da qualidade do maciço rochoso o espaçamento entre as descontinuidades é calculado pelo espaçamento visível na face da escavação. O ângulo entre a orientação da escavação e a orientação das famílias de descontinuidades será considerado na classificação geomecânica, quando é determinado o índice de favorabilidade das famílias em relação a orientação da escavação.

O espaçamento entre as descontinuidades é classificado em função de sua distribuição, da seguinte maneira: (i) igualmente espaçada, (ii) em grupamentos, (iii) de forma aleatória, (iv) ou ainda a combinação entre as anteriores (Priest e Hudson, 1976), conforme a figura 3.30. Portanto, a distribuição de frequência do espaçamento irá depender de como as descontinuidades estão dispostas (ou distribuídas) ao longo da linha de referência. Harrison (1999) mostra que a função de distribuição dos espaçamentos entre as descontinuidades deve ser ajustada conforme o histograma do espaçamento, sendo que as funções apresentadas pelo autor são: exponencial negativa, gama, weibull e lognormal. Priest e Hudson (1976) mostram que as distribuições mais comuns são a distribuição normal, quando as descontinuidades possuem espaçamento uniforme, e a distribuição exponencial negativa, quando existem grupamentos de descontinuidades ao longo da linha de referência.

A função de distribuição está associada com o processo de Poisson para eventos aleatórios (Hudson e Harrison, 1997; Harrison, 1999). Entretanto, deve ser enfatizado que a ocorrência de descontinuidades não pode ser tratada como um processo sem previsão de distribuição, elas possuem localização determinada conforme os eventos geológicos e a sobreposição deles e estão associadas a uma distribuição de função.

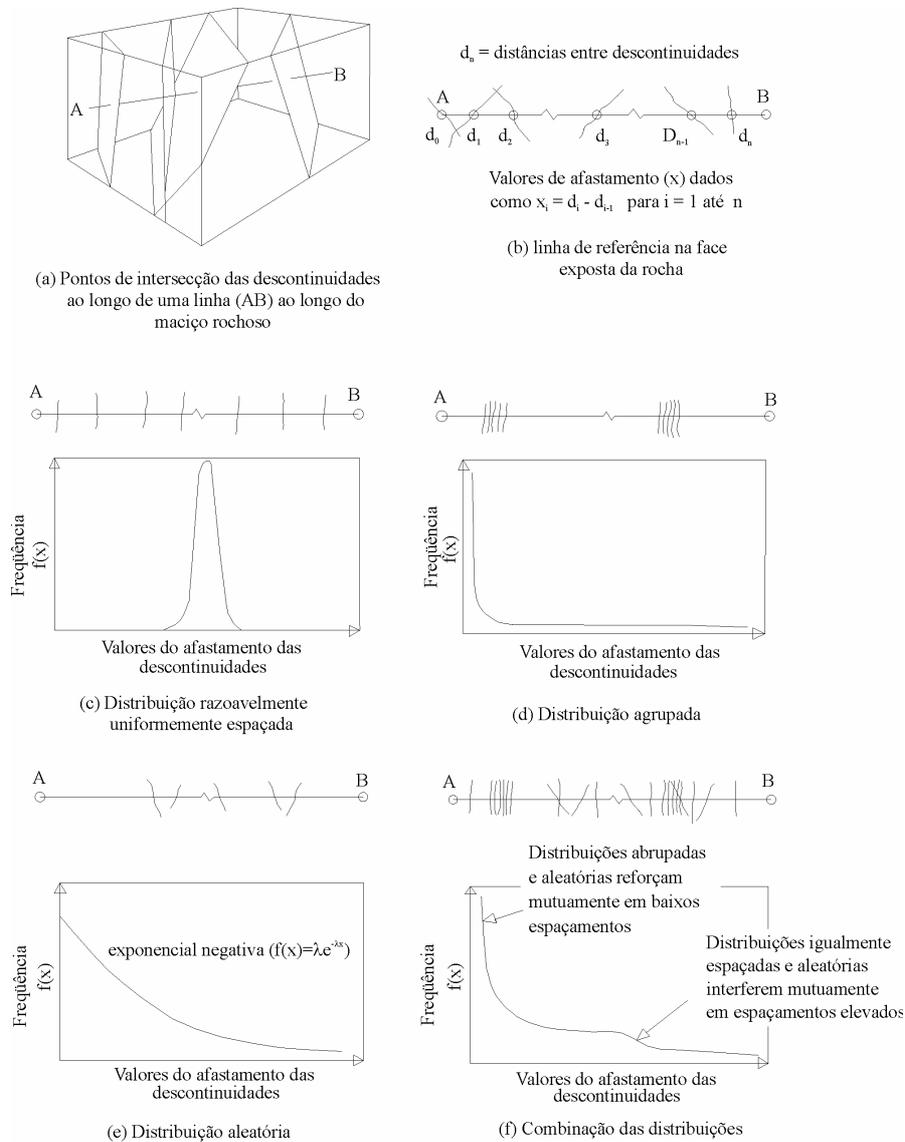


Figura 3.30 – Tipos de distribuições teóricas do espaçamento entre descontinuidades (Priest e Hudson, 1976).

Para cada histograma do espaçamento existe uma função de distribuição que ajusta-se a esse histograma. Priest e Hudson (1976) constataram que na maioria dos maciços rochosos, quando as descontinuidades estão distribuídas de forma aleatória e quando o número de medidas de espaçamento tende para o infinito e os intervalos de classe tendem a zero, a função de distribuição do espaçamento tem o comportamento de uma função exponencial negativa. Para essa função, a média e a variância possuem o mesmo valor, que é o valor do espaçamento médio ou seja  $1/\lambda$ .

A função de distribuição exponencial negativa é uma distribuição análoga a distribuição

normal, sendo que a distribuição exponencial é uma distribuição para a qual os valores do espaçamento convergem quando várias descontinuidades de diferentes eventos estão sobrepostos na mesma linha de medida. A função de distribuição do espaçamento entre descontinuidades de uma mesma família (mesmo evento) tem distribuição normal (Priest e Hudson, 1976).

A função exponencial negativa é utilizada como um padrão para a distribuição de descontinuidades para qualquer distribuição em qualquer maciço rochoso. Este é o motivo pelo qual a fórmula do RQD\* é baseada nessa função. O símbolo RQD\* representa o índice de qualidade da rocha teórico, estimado a partir do espaçamento médio entre descontinuidades ( $\bar{x}$ ). No entanto, a função de distribuição irá variar para cada distribuição de descontinuidades dentro de diferentes maciços rochosos (Priest e Hudson, 1976; Harrison, 1999). Portanto, é necessário determinar qual a função de distribuição que melhor se ajusta ao histograma do espaçamento, os quais podem ser exponencial negativa, lognormal, normal, gama e weibull (Harrison, 1999). Essas equações são apresentadas na tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Funções de distribuição para espaçamento de descontinuidades

<i>Função</i>	<i>Equação f(x)</i>
Exponencial negativa	$f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$
Lognormal	$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\left\{\frac{1}{2\sigma^2}[\ln\frac{x}{m}]^2\right\}}$
Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$
Gamma	$f(x) = (\lambda x)^{c-1} e^{-\lambda x} \frac{\lambda}{\Gamma(c)}$
Weibull	$f(x) = \frac{c}{x} (\lambda x)^c e^{-(\lambda x)^c}$

onde ( $\lambda$ ) é o valor da frequência média de descontinuidades por metro, ( $x$ ) é o valor do espaçamento mínimo ( $x=0,1m$ ), ( $m$ ) é a média da população ( $\mu$ ) é a média do espaçamento entre descontinuidades ou seja ( $\bar{x}$ ), ( $\sigma$ ) é o desvio padrão da população, ( $\sigma^2$ ) é a variância da população, ( $\Gamma$ ) é a função Gama e ( $c'$ ) é o parâmetro forma da função.

Até esse ponto a função de distribuição é determinada a partir do histograma dos espaçamentos que foram medidos por meio de mapeamento geomecânico linear. Entretanto, as descontinuidades encontradas na camada Bonito possuem muito baixa persistência e são classificadas como ‘muito pouca persistência’ ou ‘sem persistência’. Logo, a probabilidade que a linha de referência toque uma descontinuidade é muito baixa (Figura 3.24). Portanto, o espaçamento médio calculado a partir do mapeamento geomecânico linear não é representativo. Seriam necessárias várias linhas paralelas para que a probabilidade de cruzar uma descontinuidade seja maior.

Palmström (1982) fez medidas e calculou a densidade de descontinuidades por unidade de volume ( $\lambda_3$ ), baseado no espaçamento das diferentes famílias de juntas, conforme a equação 3.7, onde  $\bar{x}_1$ ,  $\bar{x}_2$  e  $\bar{x}_3$  são o espaçamento médio das descontinuidades de cada família de descontinuidade.

$$\lambda_3 = \frac{1}{\bar{x}_1} + \frac{1}{\bar{x}_2} + \frac{1}{\bar{x}_3} \quad (3.7)$$

Medidas em uma janela amostral (descontinuidades por metro quadrado), a densidade de descontinuidades ( $\lambda_2$ ) é determinada pela contagem direta do número de descontinuidades dentro de uma área. Para o cálculo do valor de ( $\lambda_3$ ), o número de descontinuidades em uma área deve ser multiplicado por uma constante (K), o qual varia entre 1,25 e 1,35. Palmström (1982) não apresentou a origem do intervalo da constante (K). Ele também não leva em consideração a persistência das descontinuidades para o cálculo da densidade no maciço rochoso. Também, no caso em três dimensões não é considerada a anisotropia em relação à orientação das diferentes famílias de descontinuidades. Para as camadas de carvão de Santa Catarina, praticamente não existe anisotropia na orientação das descontinuidades, pois a diferença entre a orientação média das juntas na camada Bonito é  $80^\circ$  (Figura 3.28).

Kulatilake e Wu (1984) demonstraram que a densidade de descontinuidades em uma amostragem por janela depende da probabilidade que o ponto médio do traço da descontinuidade (C) esteja dentro da janela amostral, sendo que essa probabilidade é função da persistência da descontinuidade. Para o cálculo da probabilidade que o centro de uma descontinuidade esteja dentro da janela amostral, três tipos de posições das terminações (A e B) são considerados (Figura 3.31). No cálculo da densidade de descontinuidades, não são consideradas descontinuidades que não possuem o centro dentro da janela. Essa mesma consideração é apresentada por Pahl (1981).

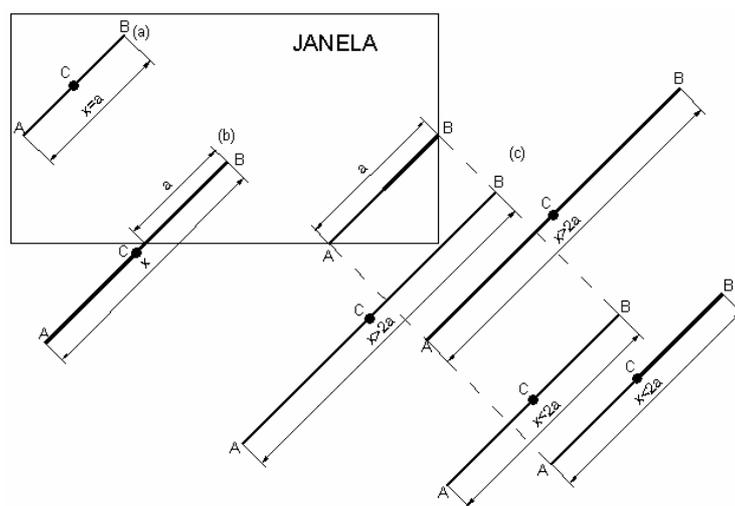


Figura 3.31 – Descontinuidade com uma terminação dentro da janela de amostragem: (a) Ambas as terminações estão dentro da janela, (b) Uma das terminações está dentro da janela e (c) Nenhuma das terminações está dentro da janela (Kulatilake e Wu, 1984).

Para descontinuidades que ambas as terminações estão dentro da janela [caso (a) da figura 3.31], a probabilidade  $[P_2(W)]$  que essa descontinuidade esteja dentro da janela é 1. Isto significa que não é necessário fazer correções para a densidade de descontinuidade na janela amostral.

Quando apenas uma das terminações estiver dentro da janela amostral [caso (b) da figura 3.31], a probabilidade  $[P_1(W)]$  que o centro da descontinuidade esteja dentro da janela é determinada pela equação 3.8, onde  $(a)$  é o comprimento da descontinuidade dentro da janela e  $(x)$  é o comprimento das descontinuidades. A função  $f(x)$  é a função de distribuição das descontinuidades (Priest e Hudson, 1981), onde  $(\mu)$  é a média da persistência das descontinuidades.

$$P_1(W) = 1 - \exp\left(\frac{-a}{\mu}\right) \quad (3.8)$$

Quando nenhuma das terminações das descontinuidades está dentro da janela amostral [caso (c) da figura 3.31], existem dois casos distintos: quando  $(x > 2a)$  e quando  $(x \leq 2a)$ . No primeiro caso, a descontinuidade pode ocupar qualquer posição, onde as terminações não se encontram dentro da janela. Então, o ponto médio da descontinuidade deve estar dentro da região  $(x-a)$  (Figura 3.31). Se a distribuição dos centros das descontinuidades é distribuída aleatoriamente, então a probabilidade  $[P(W)]$  de (C) estar dentro da janela é dada pela equação 3.9. Para o segundo caso, como o comprimento total do traço  $(x)$  é menor que duas vezes o comprimento do traço dentro da janela o centro da descontinuidade sempre estará dentro da janela. Logo, a probabilidade de (C) estar dentro da janela é dada pela equação 3.10.

$$P(W) = \frac{a}{x - a} \quad (3.9)$$

$$P(W) = 1 \quad (3.10)$$

Para todo valor possível de  $(x)$ , a probabilidade  $[P_0(W)]$  de (C) estar dentro da janela, quando nenhuma terminação está dentro da janela, é determinada pela equação 3.11, quando a função de densidade for exponencial negativa.

$$P_0(W) = \frac{\exp\left(\frac{a}{\mu}\right)}{\mu} \int_a^\infty \frac{a}{x - a} \exp\left(\frac{-x}{\mu}\right) dx + 1.0 - \exp\left(\frac{-a}{\mu}\right) \quad (3.11)$$

Se  $(\lambda_2)$  é o número de descontinuidades por unidade de área em uma janela amostral, então o número correto de centros de descontinuidades por unidade de área  $(\lambda_c)$ , pode ser estimado pela equação 3.12, onde  $(l)$ ,  $(m)$  e  $(n)$  são o número de descontinuidade de cada tipo dentro da janela, sendo a soma igual a  $(\lambda_2)$ .

$$\lambda_c = \frac{1 + \sum_{i=1}^m [P_1(C)]_i + \sum_{j=1}^n [P_0(C)]_j}{1 + m + n} \quad (3.12)$$

Para a camada Bonito, onde as descontinuidades são classificadas como ‘muito pouca persistência’ ou ‘sem persistência’, é assumido que os centros das descontinuidades estão sempre dentro da janela amostral. Portanto, a probabilidade do centro da descontinuidade estar dentro da janela amostral é máxima, ou seja, igual a um. Então, pode-se adotar a metodologia de Palmström (1982) para o cálculo da densidade de descontinuidades.

Em cada janela é contado o número de descontinuidades (N), onde todas as descontinuidades devem ser consideradas, mesmo as que possuem extensão fora da janela. O mapeamento geomecânico realizado na camada Bonito tem janelas de aproximadamente 1m<sup>2</sup>. Logo, a densidade ( $\lambda_2$ ) é o número de descontinuidades contados em cada janela (descontinuidades por metro quadrado – desc/m<sup>2</sup>) dividido pela área da janela (A), conforme a equação 3.13.

$$\lambda_2 = \frac{N}{A} \quad (3.13)$$

Considerando que dentro da janela as descontinuidades estão distribuídas de forma aleatória, i.e., não ocorrem agrupamentos de descontinuidades como zonas de cisalhamento ou falhas, cada descontinuidade possui uma área de influência que é a razão entre a área da janela amostral e o número de descontinuidades da janela (densidade de descontinuidade –  $\lambda_2$ ). A figura 3.32 mostra a área de influência de uma descontinuidade dentro da janela de amostragem. Se a janela for de 1m<sup>2</sup>, então a área de influência média de cada descontinuidade ( $\bar{a}$ ) é determinado pela equação (3.14), que é o inverso da equação (3.13).

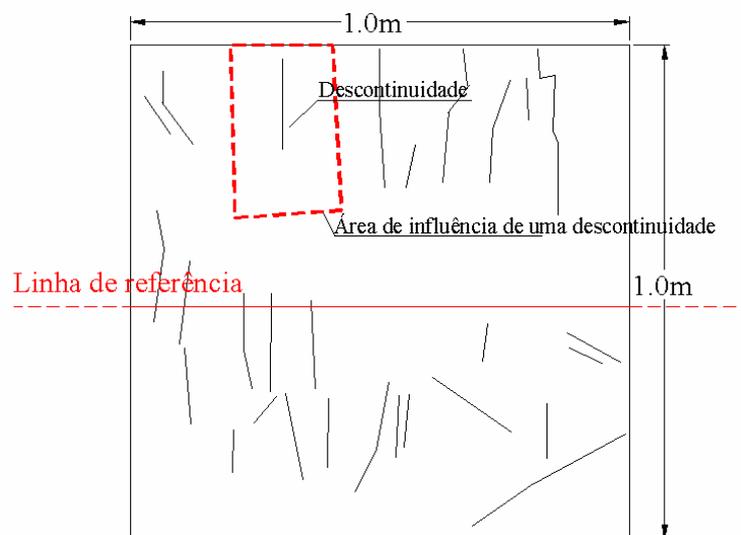


Figura 3.32 – Área de influência de uma descontinuidade.

---

$$\bar{a} = \frac{A}{N} = \frac{1}{\lambda_2} \quad (3.14)$$

Assumindo a uniformidade das descontinuidades dentro da janela, o espaçamento médio entre as descontinuidades ( $\bar{x}_2$ ) será a raiz quadrada da área de influência média da fraturas, conforme a equação (3.15).

$$\bar{x}_2 = \sqrt{\bar{a}} \quad (3.15)$$

O objetivo desse método é aumentar a velocidade de amostragem e tornar o mapeamento geomecânico mais eficiente buscando estimar o RQD da camada de carvão. Essa metodologia objetiva, também, obter uma maior representatividade do espaçamento médio das descontinuidades ( $\bar{x}$ ) e do RQD teórico RQD\* do maciço rochoso. A tabela 3.12 mostra o quadro resumo das densidades de descontinuidades por janela amostral.

#### **3.3.4. Metodologia proposta para o cálculo do espaçamento médio**

O espaçamento médio é calculado considerando as descontinuidades mapeadas dentro de janelas amostrais. A figura 3.33 mostra o fluxograma da metodologia proposta. Essa metodologia introduz o cálculo do espaçamento médio baseado na contagem de descontinuidades dentro de janelas amostrais, onde obtém-se a densidade de descontinuidades ou descontinuidades por metro quadrado ( $\lambda_2$ ). A metodologia proposta, também, possibilita o cálculo do espaçamento médio de descontinuidades em um maciço rochoso que possui descontinuidades classificadas como ‘muito pouco persistentes’ ou ‘sem persistência’. Conseqüentemente, pode-se estimar o RQD\* e a qualidade do maciço rochoso com maior confiabilidade.

Foram fotografadas várias janelas amostrais que, posteriormente, foram digitalizadas e inseridas no AutoCAD<sup>®</sup>. A escala das fotos foi ajustada com o objetivo de medir e calcular o espaçamento médio em escala absoluta da janela. Sobre essas fotos foram traçadas todas as descontinuidades visíveis na foto, juntamente com o limite da janela. Técnica semelhante é apresentada por Priest (1993).

Utilizando o mesmo procedimento que o mapeamento geomecânico por janela amostral *in-situ*, foram contadas as descontinuidades de cada uma das janelas e calculadas as respectivas densidades de fraturas ( $\lambda_2$ ). A tabela 3.13 mostra ( $\lambda_2$ ) para cada janela amostral que foi fotografada e a respectiva contagem das descontinuidade *in-situ*.

Pode ser observado que as descontinuidades contadas *in-situ* são sempre menores que as descontinuidades contadas na fotografia. Essa tendência pode ser explicada por meio das condições adversas do mapeamento *in-situ*, onde ocorre pouca luminosidade, que pode ser a causa da não percepção de alguma descontinuidade. Em muitas ocasiões o local do mapeamento é considerado perigoso, prejudicando a concentração de quem executa a tarefa. Uma vantagem é a possibilidade de

distinguir entre as descontinuidades que foram causadas pelo desmonte com explosivos e as descontinuidades causadas por tectonismo. Todavia, o mapeamento geomecânico *in-situ* é imprescindível porque as características qualitativas e as orientações das descontinuidades só podem ser obtidas por esse método.

Tabela 3.12 – Resumo do mapeamento geomecânico por janelas amostrais, Mina do Barro Branco

<i>Parede/ Janela</i>	<i>Área (m<sup>2</sup>)</i>	<i>Número Descont</i>	<i>Densidade (λ<sub>2</sub>)</i>	<i>Frequência Linear Dir.</i>	<i>Pers.Média (m)</i>	<i>Área Inf. (ā)</i>	<i>Espaçam (x̄)</i>	<i>Frequência (λ')</i>
1/1	1,00	35	35,0	5,92	57,5	0,029	0,169	5,92
1/2	1,00	30	30,0	5,48	37,5	0,033	0,183	5,48
1/3	1,09	34	31,2	5,59	57,5	0,032	0,179	5,59
1/4	1,21	26	21,5	4,64	50,0	0,047	0,216	4,64
1/5	0,84	29	34,5	5,88	72,5	0,029	0,170	5,88
1/6	0,90	25	27,8	5,27	52,5	0,036	0,190	5,27
1/7	0,95	29	30,5	5,53	52,5	0,033	0,181	5,53
2/1	0,80	23	28,8	5,36	74,0	0,035	0,187	5,36
2/2	1,00	30	30,0	5,48	55,0	0,033	0,183	5,48
2/3	0,95	24	25,3	5,03	52,5	0,040	0,199	5,03
2/4	1,10	35	31,8	5,64	62,5	0,031	0,177	5,64
2/5	1,00	30	30,0	5,48	42,5	0,033	0,183	5,48
2/6	0,95	46	48,4	6,96	47,5	0,021	0,144	6,96
2/7	0,90	25	27,8	5,27	37,5	0,036	0,190	5,27
3/1	0,95	23	24,2	4,92	62,5	0,041	0,203	4,92
3/2	1,30	28	21,5	4,64	50,0	0,046	0,215	4,64
3/3	0,90	25	27,8	5,27	57,5	0,036	0,190	5,27
3/4	0,88	23	26,1	5,11	62,5	0,038	0,196	5,11
3/5	0,98	20	20,4	4,52	42,5	0,049	0,221	4,52
3/6	0,77	40	51,9	7,21	47,5	0,019	0,139	7,21
3/7	0,81	30	37,0	6,09	52,5	0,027	0,164	6,09
3/8	0,70	20	28,6	5,35	40,0	0,035	0,187	5,35
4/1	0,94	31	33,0	5,74	60,0	0,030	0,174	5,74
4/2	0,90	25	27,8	5,27	50,0	0,036	0,190	5,27
4/3	0,78	27	34,6	5,88	55,0	0,029	0,170	5,88
4/4	0,65	26	40,0	6,32	47,5	0,025	0,158	6,32
4/5	0,68	22	32,4	5,69	52,5	0,031	0,176	5,69
4/6	0,72	22	30,6	5,53	58,0	0,033	0,181	5,53
4/7	1,00	28	28,0	5,29	52,5	0,036	0,189	5,29
4/8	0,86	23	26,7	5,17	45,0	0,037	0,193	5,17
5/1	1,00	24	24,0	4,90	74,0	0,042	0,204	4,90
5/2	0,92	28	30,4	5,52	55,0	0,033	0,181	5,52
5/3	0,90	21	23,3	4,83	52,5	0,043	0,207	4,83
5/4	1,00	29	29,0	5,39	62,5	0,034	0,186	5,39
5/5	1,00	32	32,0	5,66	42,5	0,031	0,177	5,66
5/6	1,10	28	25,5	5,05	47,5	0,039	0,198	5,05
5/7	0,80	20	25,0	5,00	37,5	0,040	0,200	5,00
5/8	0,82	27	32,9	5,74	52,5	0,030	0,174	5,74
<i>Média</i>	<i>0,92</i>	<i>27,45</i>	<i>30,1</i>	<i>5,46</i>	<i>52,9</i>	<i>0,034</i>	<i>0,185</i>	<i>5,46</i>
<i>Mediana</i>	<i>0,93</i>	<i>27,00</i>	<i>29,5</i>	<i>5,43</i>	<i>52,5</i>	<i>0,034</i>	<i>0,184</i>	<i>5,43</i>
<i>Variância</i>	<i>0,0191</i>	<i>30,4161</i>	<i>41,6507</i>	<i>0,3115</i>	<i>86,6017</i>	<i>0,000041</i>	<i>0,000311</i>	<i>0,3115</i>
<i>Desv.Padrão</i>	<i>0.1382</i>	<i>5,5151</i>	<i>6,4537</i>	<i>0,5581</i>	<i>9,3060</i>	<i>0,0064</i>	<i>0,0176</i>	<i>0,5581</i>

O mapeamento geomecânico por meio de fotografia tem a vantagem do pesquisador não enfrentar os ambientes perigosos e pode obter informações iguais ou superiores ao mapeamento *in-situ*, quando da necessidade de medir o espaçamento entre descontinuidades. A maior desvantagem é não poder interpretar se a descontinuidade é devido ao desmonte ou não, e por não ter condições de determinar a qualidade e orientações das descontinuidades.

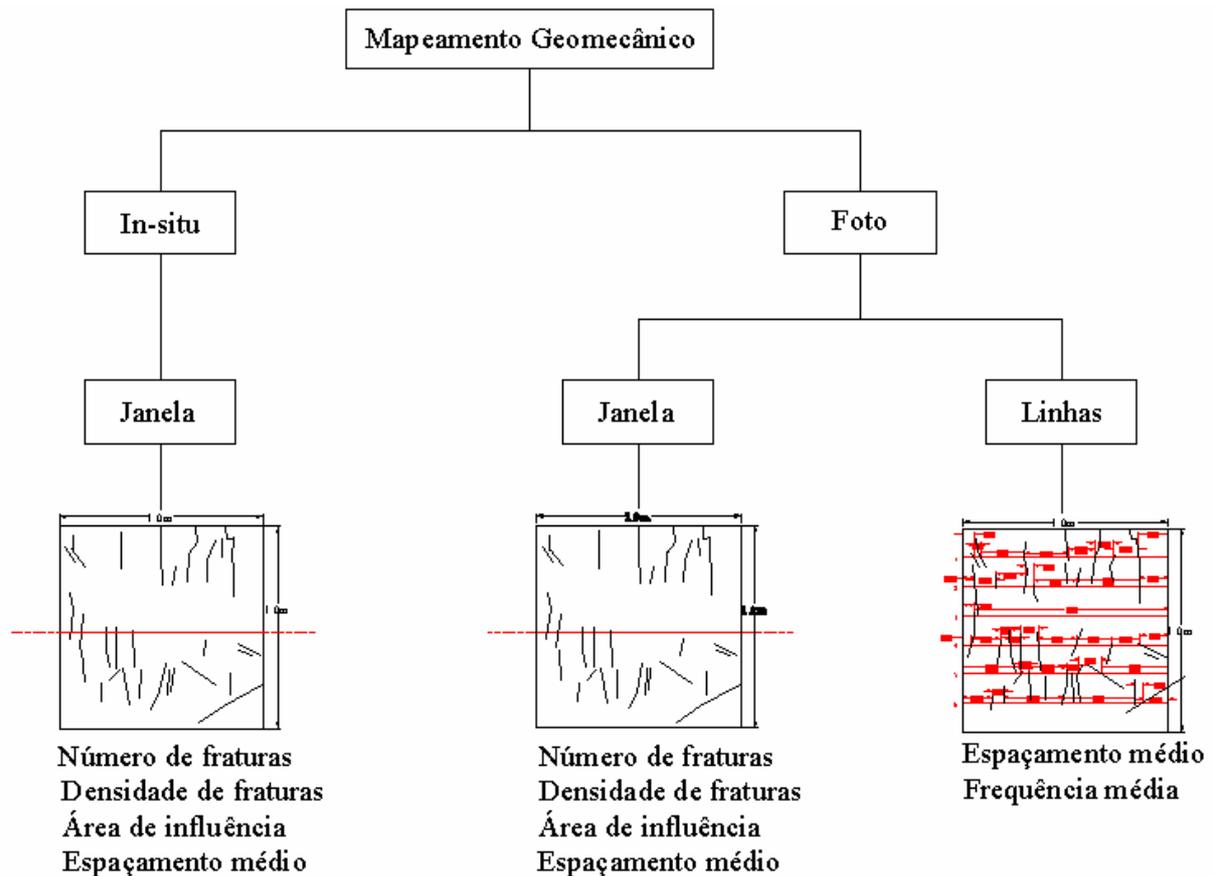


Figura 3.33 – Fluxograma da metodologia para o cálculo do espaçamento médio entre as descontinuidades na camada Bonito.

A figura 3.34 mostra a correlação entre a densidade de descontinuidades medidas pelos dois métodos de contagem. Esse procedimento de mapeamento geomecânico tem validade para maciços rochosos onde as características das descontinuidades se encaixam nas condições acima, ou seja, baixa persistência e homogeneidade do material. Existe uma correlação de 0,85 entre as densidades de descontinuidades calculadas a partir dos dois métodos de mapeamento geomecânico, apesar das vantagens e desvantagens de cada método. Além disso, a diferença entre o número de descontinuidades contadas por cada um dos métodos é pequena, não afetando o cálculo do espaçamento médio.

Conforme a metodologia proposta, o espaçamento médio pode ser estimado por meio de mapeamento geomecânico com múltiplas linhas de referência, objetivando determinar a correlação entre os espaçamentos médios  $(\bar{x})$  e  $(\bar{x}_2)$ . Sobre as descontinuidades que foram traçadas nas fotografias, foram desenhados linhas de referências horizontais, perpendiculares às descontinuidades

com o objetivo de medir o espaçamento entre as descontinuidades e, posteriormente, o espaçamento médio de cada janela e de todas as janelas juntas. As linhas devem ser em número suficiente para que sejam representativas de toda a área da janela. Foram traçadas seis linhas de referência dentro da janela de forma a abranger toda a janela e cortar o maior número de descontinuidades possível (Figura 3.35). A distância entre cada linha de amostragem é em média de 0,14 m, variando em função do tamanho (altura) da janela. O número muito grande de linhas de referência acarreta problemas, pois o mesmo par de descontinuidades pode ser cruzado várias vezes, ocorrendo a repetição do mesmo espaçamento mais de uma vez, provocando tendenciosidade no cálculo do espaçamento médio. O número de linhas de referência máximo deve ser calculado em função da persistência média das descontinuidades, na qual a distância máxima entre as linhas de referência deve ser no máximo igual a menor persistência das descontinuidades.

Tabela 3.13 – Tabela de densidades de descontinuidades nas janelas fotografadas.

Parede/Janela	Área Janela (m <sup>2</sup> )	Número de descontinuidades		Densidade de descontinuidades ( $\lambda_2$ )	
		Foto	In-situ	Foto	In-situ
1/2	1,00	32	30	32	30
1/3	1,09	35	34	32	31
1/4	1,21	30	26	25	21
2/2	1,00	37	30	37	30
2/4	1,10	40	35	36	32
2/6	0,95	47	46	49	48
3/3	0,90	32	25	36	28
3/6	0,77	40	40	52	52
4/5	0,68	27	22	40	32
4/6	0,72	31	22	43	31
5/2	0,90	24	28	27	31
5/7	1,10	30	20	27	18
Média	0,952	33,750	29,833	36,300	32,042
Mediana	0,975	32,000	29,000	35,960	30,833
Variância	0,027	40,750	60,878	73,853	89,881
Desvio Padrão	0,165	6,383	7,802	8,593	9,480

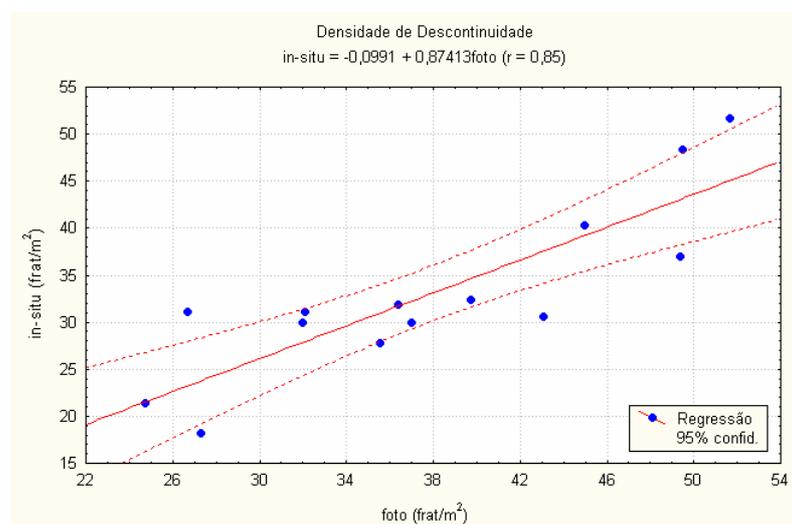


Figura 3.34 – Correlação entre densidade de descontinuidades, por meio de fotografia e in-situ.

---

A quantidade de medidas de espaçamento necessárias para uma boa representatividade e confiabilidade do espaçamento médio é sugerido por Priest e Hudson (1976) e Brady e Brown (1992), onde a quantidade de medidas necessárias (n) é calculada em função do erro amostral ( $\epsilon$ ) e do valor da variável normalizada (z) que é determinado a partir do desvio padrão da população:

$$n = \left( \frac{z}{\epsilon} \right)^2 \quad (3.16)$$

O valor de (z) é determinado a partir de uma distribuição normal, baseado no intervalo de confiança [ $\phi(z)$ ] requerido pela amostragem, o qual é determinado pela tabela 3.14.

*Tabela 3.14 – Valores para (z) a partir de intervalos de confiança requeridos.*

<b>Z</b>	<b><math>\phi(z)</math></b>
0,675	0,50
0,842	0,60
1,036	0,70
1,282	0,80
1,645	0,90
1,960	0,95
2,576	0,99

Para o intervalo de confiança de 90% e erro máximo requerido é de 10%, então o valor de (z) é de 1,645 e o número de medidas mínimo necessário (n) deve ser de 271 (Equação 3.16). O número de medidas de espaçamento por meio de múltiplas linhas de referência dentro das janelas amostrais é de 379, muito além do número mínimo de medidas requeridas para o erro estabelecido.

A qualidade dos histogramas de algumas janelas é muito pobre, devido a pequena quantidade de medidas de espaçamento. Por isso a dificuldade de ajuste da função de distribuição para alguns histogramas.

No que se refere ao histograma de todas as janelas juntas, esse possui bom ajuste porque possui uma grande quantidade de medidas, acima do número mínimo requerido para o intervalo de confiança de 90% e erro de 10%. Além disso, as janelas foram dispostas de forma a permitir o mapeamento geomecânico de todas as famílias de descontinuidades encontradas na camada Bonito. Conforme a figura 3.27 as janelas estão dispostas perpendicularmente, favorecidas pela orientação dos pilares.

Foram medidos os espaçamentos entre as juntas em cada linha de referência e calculado o espaçamento médio ( $\bar{x}$ ) e a frequência média ( $\lambda$ ) para cada janela e para todas as janelas juntas (Figura 3.35).

O anexo II apresenta todas as janelas amostrais, incluindo as fotografias com as descontinuidades que foram mapeadas, os espaçamentos calculados sobre linha de referência e os

histogramas do espaçamento.

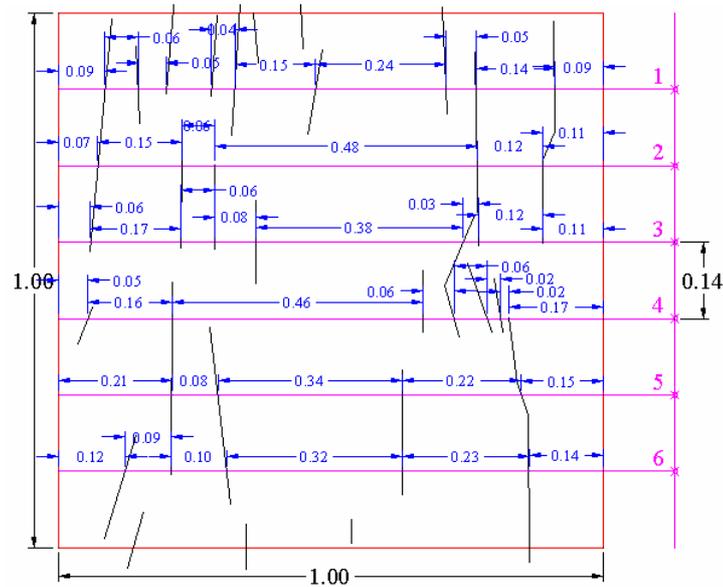


Figura 3.35 – Linhas de referência traçadas dentro da janela amostral e medição do espaçamento entre descontinuidades (distâncias em metros).

Para cada uma das janelas, foi montado o histograma dos espaçamentos entre descontinuidades e ajustado a função de distribuição que melhor se encaixa ao histograma. As figuras 3.36 e 3.37 mostram as descontinuidades mapeadas a partir de fotografia e os respectivos histogramas de duas janelas amostrais, as quais, também, mostram a função de distribuição ajustada aos histogramas. Posteriormente, foi calculado o espaçamento médio ( $\bar{x}$ ) de todas as linhas de referência dentro de uma janela. Logo, esse valor pode ser comparado com o espaçamento médio entre as descontinuidades ( $\bar{x}_2$ ) calculado a partir da área de influência de cada descontinuidade ( $\bar{a}$ ). O espaçamento médio calculado a partir de todos os espaçamentos juntados de todas as janelas é 0,149m, mediana de 0,120m, variância de 0,01381m<sup>2</sup> e desvio-padrão de 0,11751m.

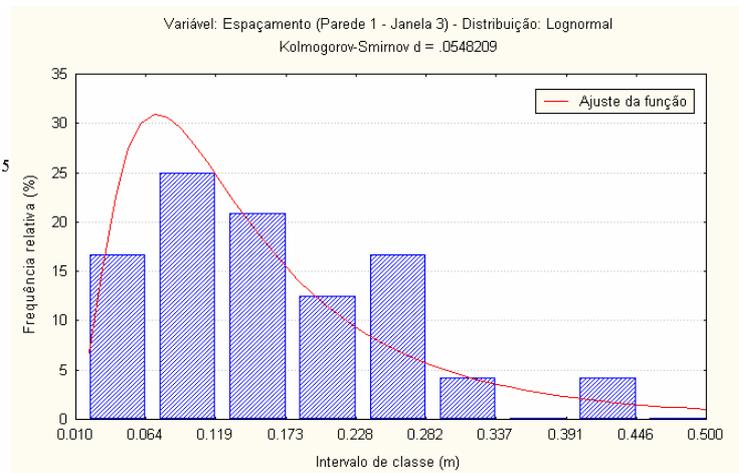
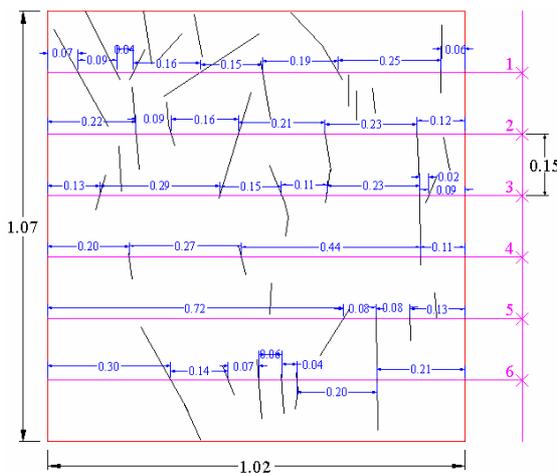


Figura 3.36 – Distribuição do espaçamento das fraturas dentro de uma janela de 1m<sup>2</sup>, para a janela P1J3.

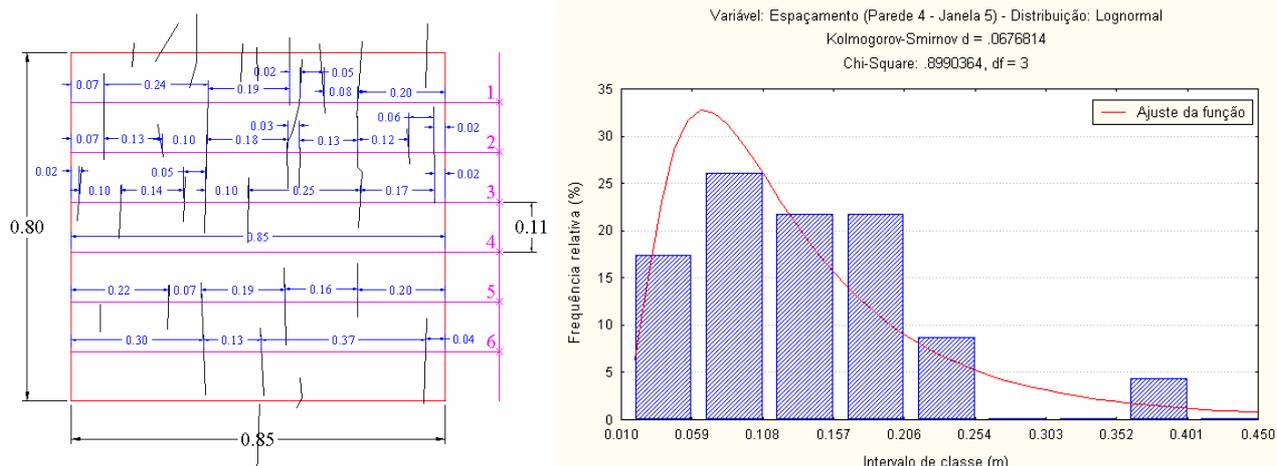


Figura 3.37 – Distribuição do espaçamento das fraturas dentro de uma janela de  $1m^2$ , para a janela P4J5.

A tabela 3.15 mostra o valor do ajuste da função de distribuição, baseado no índice de Kolmogorov-Smirnov, para os histogramas do espaçamento entre discontinuidades medido sobre as linhas de referência para cada janela amostral. Como pode ser observado existe uma função de ajuste específica para cada uma das janelas. Entretanto, a maioria a função de melhor ajuste é a função lognormal, com dez janelas. Também, em duas janelas a função exponencial e outras duas janelas a função normal, obtiveram melhor ajuste. Isso pode mostrar uma tendência que a função de distribuição que representa o espaçamento entre fraturas para a camada Bonito é lognormal.

Tabela 3.15 – Ajuste da função de distribuição para os histogramas das linhas de referências dentro das janelas.

<i>Parede/Janela</i>	<i>Fraturas</i>	<i>Espaçamento Médio (<math>\bar{X}</math>)</i>	<i>Variância</i>	<i>Desvio Padrão</i>	<i>Ajuste da Função</i>
1/2	32	0,137	0,0077	0,0879	Lognormal (KS=0,06)
1/3	32	0,156	0,0097	0,0983	Lognormal (KS=0,05)
1/4	25	0,203	0,288	0,1696	Exponencial (KS=0,12)
2/2	37	0,133	0,119	0,1090	Lognormal (KS=0,04)
2/4	36	0,127	0,0057	0,0753	Lognormal (KS=0,05)
2/6	49	0,109	0,0045	0,0674	Lognormal (KS=0,04)
3/3	36	0,148	0,0051	0,0711	Normal (KS=0,10)
3/6	52	0,122	0,0103	0,1016	Lognormal (KS=0,05)
4/5	40	0,133	0,0066	0,0812	Lognormal (KS=0,08)
4/6	43	0,140	0,0228	0,1511	Lognormal (KS=0,07)
5/2	27	0,178	0,0279	0,1669	Lognormal (KS=0,05)
5/7	27	0,225	0,0488	0,2209	Lognormal (KS=0,06)

Juntando todas as janelas e montando um único histograma para os espaçamentos, pode-se

ajustar uma função de distribuição representativa da camada. A figura 3.38 mostra o histograma de todas as janelas agrupadas e a função de distribuição ajustada. Observa-se que a mesma função de distribuição que foi ajustada para todas as linhas de amostragem de todas as janelas ao mesmo tempo é a mesma que foi ajustada para a maioria das janelas, separadamente. A equação (3.17) mostra a equação da função de distribuição lognormal, onde (x) é o valor do espaçamento, ( $\mu$ ) é o espaçamento médio e ( $\sigma$ ) é o desvio padrão do espaçamento; utilizada no cálculo do RQD\* da camada Bonito.

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\left\{\frac{1}{2\sigma^2}[\ln(x)-\mu]\right\}^2} \quad (3.17)$$

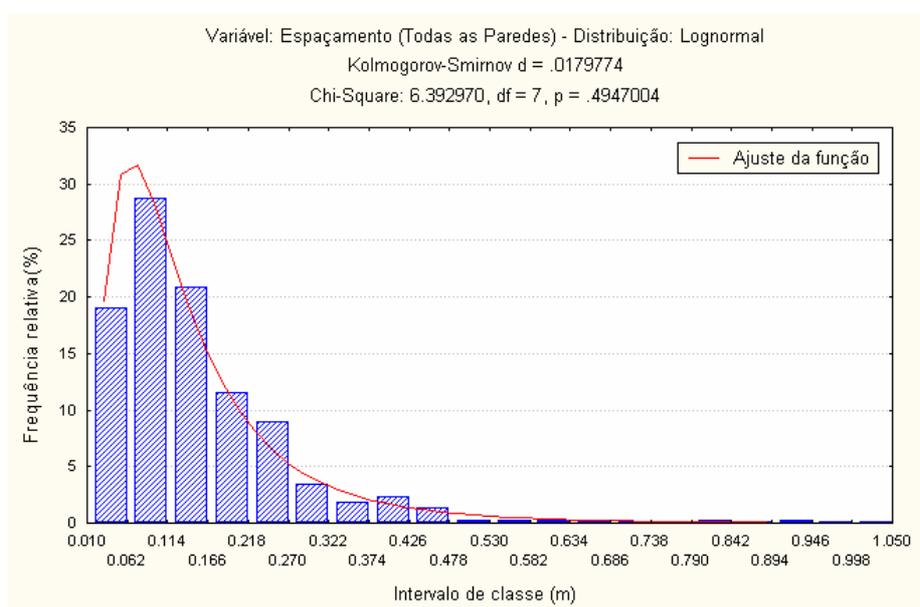


Figura 3.38 – Histograma total de todas as linhas de referência de todas as janelas e a função de distribuição ajustada.

Para que o espaçamento médio entre as discontinuidades seja calculado a partir da área de influência de cada discontinuidade dentro da janela amostral, é necessário estabelecer a correlação entre os dois métodos de cálculo do espaçamento médio, utilizando a área de influência entre discontinuidades e o espaçamento sobre uma linha de referência.

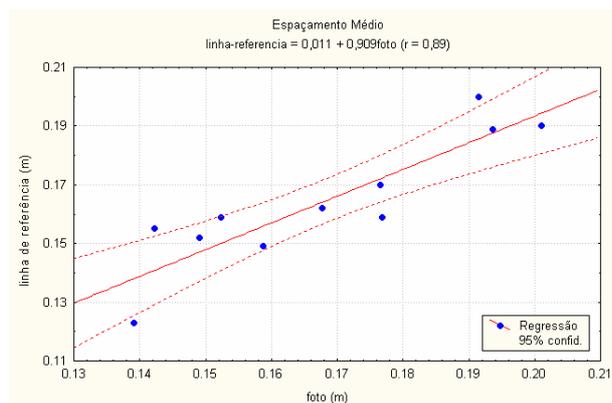
A determinação da correlação entre o espaçamento médio ( $\bar{x}$ ) calculado a partir de linhas de referência dentro de cada janela e o espaçamento médio ( $\bar{x}_2$ ) calculado por meio da área de influência média das discontinuidades é apresentada na tabela 3.16.

A figura 3.39 mostra a correlação entre o espaçamento médio calculado a partir de múltiplas linhas de referência e estimado por meio de fotografia da janela de amostragem e estimado por meio de janela amostral *in-situ*. A correlação utilizando fotografia é de 0,89 e com medidas *in-situ* é de 0,87. Então, é possível utilizar diretamente o espaçamento médio calculado pela área de influência média das discontinuidades. O procedimento de contagem das discontinuidades em uma janela amostral é mais prático e menos tedioso para a determinação dos parâmetros geomecânico

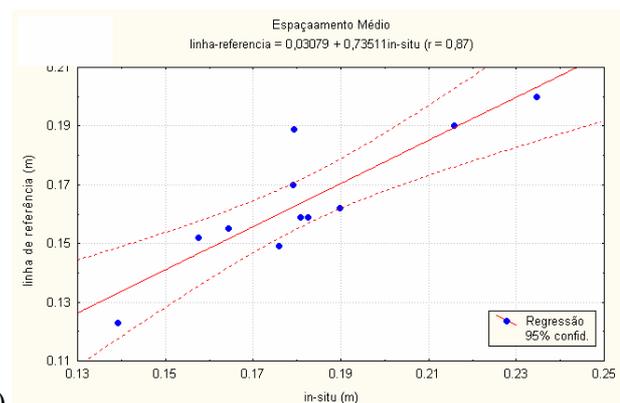
espaçamento médio e freqüência de descontinuidades. Nesse caso, deve-se informar qual metodologia que foi aplicada por meio do símbolo do espaçamento médio ( $\bar{x}_2$ ) e a freqüência média ( $\lambda'$ ).

Tabela 3.16 – Espaçamento médio calculado pelos diferentes métodos.

Parede/Janela	Área Janela (m <sup>2</sup> )	Densidade de descontinuidades ( $\lambda_2$ )		Espaçamento médio (m)		
		Foto	In-situ	Foto	In-situ	Linha
1/2	1,00	32	30	0,177	0,183	0,137
1/3	1,09	32	31	0,177	0,179	0,156
1/4	1,21	25	21	0,201	0,216	0,203
2/2	1,00	37	30	0,164	0,183	0,133
2/4	1,10	36	32	0,166	0,177	0,127
2/6	0,95	49	48	0,142	0,144	0,109
3/3	0,90	36	28	0,168	0,190	0,148
3/6	0,77	52	52	0,139	0,139	0,122
4/5	0,68	40	32	0,159	0,176	0,133
4/6	0,72	43	31	0,152	0,181	0,140
5/2	0,90	27	31	0,194	0,179	0,178
5/7	1,10	27	18	0,191	0,235	0,225
Média	0,952	36,300	32,042	0,169	0,182	0,151
Mediana	0,975	35,960	30,833	0,167	0,180	0,139
Variância	0,027305	73,853975	89,881341	0,000389	0,000668	0,001190
Desvio-Padrão	0,165241	8,593834	9,480577	0,019732	0,025851	0,034495



(a)



(b)

Figura 3.39 – Correlação entre os espaçamentos médios.(a) entre foto e linha de referência (b) entre in-situ e linhas de referência.

Considerando apenas a densidade de descontinuidades ( $\lambda_2$ ) medida em todas as janelas amostrais (Tabela 3.12) e considerando o espaçamento médio ( $\bar{x}_2$ ) em cada uma das janelas, calculado a partir da área de influência das descontinuidades dentro da janela; a distribuição normal é a função que melhor ajusta-se ao histograma, como mostra a figura 3.40. A pequena assimetria da

distribuição é devido a um único valor da parede 3, janela 6 (0,139). O espaçamento médio ( $\bar{x}_2$ ) calculado a partir da área de influência das descontinuidades, de todas as janelas agrupadas, é de 0,185m, baseado em 24 janelas amostrais medidas *in-situ*, enquanto que o espaçamento médio ( $\bar{x}$ ) calculado por meio das múltiplas linhas de referência é de 0,182. Esse último valor é baseado em 12 janelas amostrais que foram fotografadas (Tabela 3.16).

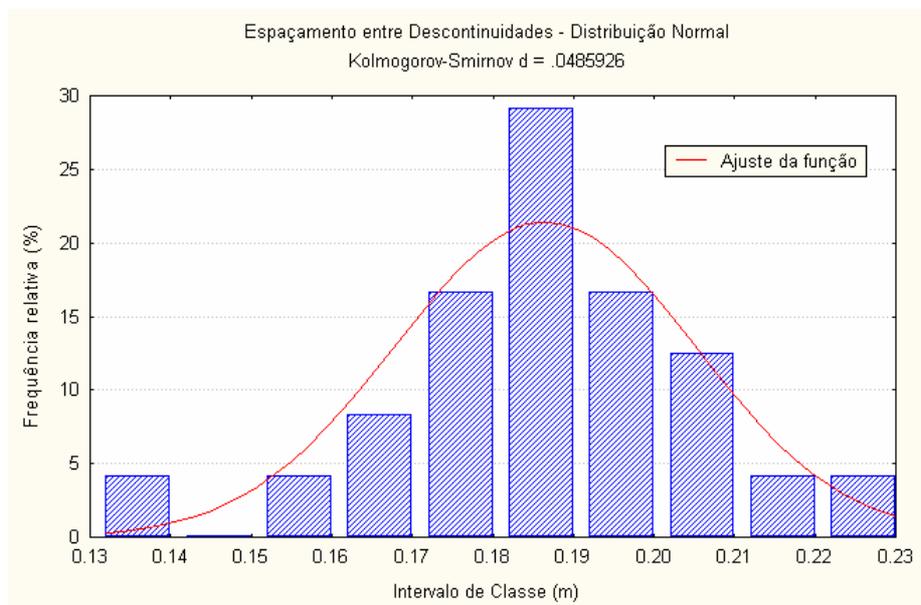


Figura 3.40 – Ajuste da função de distribuição para o histograma do espaçamento médio

Baseado nos resultados e correlações apresentados até o momento, pode-se afirmar que para a melhor representatividade da estimativa do espaçamento médio entre as fraturas do maciço rochoso, quando as descontinuidades são classificadas como de ‘pouca persistência’ ou ‘sem persistência’ o mapeamento geomecânico deve ser realizado por meio de janelas de amostragem. A partir do mapeamento geomecânico, podem-se utilizar duas metodologias para o cálculo do espaçamento médio: (i) por meio de múltiplas linhas de referências dentro da janela, e (ii) por meio de contagem de densidade dentro da janela.

Considerando a boa correlação entre o espaçamento médio calculado por meio de linhas de referência e por meio da área de influência, pode-se concluir que os dois métodos podem ser utilizados para estimar o espaçamento médio ( $\bar{x}$ ) e, por conseqüência, o RQD\* e a qualidade do maciço rochoso. A única questão seria: Qual a função de distribuição que se ajusta ao histograma do espaçamento das descontinuidades pesquisadas? Existem duas respostas para essa pergunta. Primeira, se a função de distribuição do espaçamento do maciço rochoso já foi determinada, basta aplicar a mesma função para o cálculo do RQD e qualidade do maciço. Segunda, se a função de distribuição não for conhecida, então é necessário realizar o procedimento de múltiplas linhas de referência em janelas de amostragem, com quantidade suficiente para o intervalo de confiança e erro pré-determinados.

O importante dessa metodologia é a adequação da forma de mapeamento e a determinação da função de distribuição do espaçamento entre descontinuidades, ajustados para o tipo de

---

descontinuidade encontrado no maciço rochoso e a classificação da persistência das descontinuidades. A partir da determinação da função de distribuição do espaçamento entre descontinuidades do maciço rochoso, deve-se aplicar a equação do RQD\* definida para essa função de distribuição. Esse assunto será discutido no item 3.4. O RQD\* e o espaçamento médio ( $\bar{x}$ ) são parâmetros nas classificações geomecânica, onde o RQD\* é estimado a partir do espaçamento médio, aumentando muito a importância do cálculo correto do espaçamento médio porque é utilizado duas vezes na estimativa das classificações geomecânica.

### **3.4. Classificação geomecânica**

A classificação geomecânica é amplamente utilizada no mundo e forma a base para as formulações empíricas de dimensionamento e projetos de escavações. Na realidade, em muitos projetos, a classificação é utilizada como principal parâmetro para dimensionamento de túneis, galerias subterrâneas (Barton et al., 1974; Bieniawski, 1973). No dimensionamento de pilares de carvão, a classificação geomecânica não é utilizada diretamente pelas fórmulas empíricas, mas deve ser parâmetro importante para a estimativa das propriedades geomecânicas do maciço rochoso. Poucas referências sobre a utilização da classificação geomecânica para estimativa da resistência de pilares são encontradas (Trueman, 1992; Gale e Mills, 1992).

A primeira classificação geomecânica foi apresentada por Terzaghi (1946, em: Hoek, et al., 1995), sendo amplamente utilizada durante vários anos. Essa classificação levava em consideração o carregamento do maciço acima do teto do túnel em função do tipo de maciço, quanto mais fraco o maciço rochoso maior a carga sobre o teto do túnel. Desde então, vários métodos diferentes foram propostos, alguns com aplicações específicas para um certo tipo de obra de engenharia, como aplicações em escavações em rocha, como túneis, minerações, taludes, fundações, etc. Bieniawski (1989) apresenta as classificações mais importantes e outras classificações que foram desenvolvidas para aplicações específicas.

O objetivo principal da classificação geomecânica é a transformação das características geológicas, geomecânicas e geotécnicas do maciço rochoso em números, sendo esses números aplicados ao dimensionamento de suporte do maciço para estabilização das escavações subterrâneas. A classificação geomecânica do maciço rochoso vem sendo aplicada com muito sucesso em obras de engenharia civil e mineração. Esse sucesso deve-se aos seguintes motivos, segundo Molinda e Mark (1994):

- Aprimoramento da investigação geológica local;
- Conversão de dados geológicos em dados de engenharia;
- Melhor comunicação entre o geólogo e o engenheiro.

Nos dias de hoje três classificações geomecânicas são mais utilizadas e adaptadas para diferentes projetos de engenharia: o RQD – *Rock Quality Designation* de Deere (1963), classificação RMR – *Rock Mass Rating* de Bieniawski (1973) e o Sistema-Q de Barton et al. (1974). As duas últimas classificações utilizam o RQD como parâmetro para o cálculo de seus índices de qualidade. Além dessas, o NIOSH – *National Institute of Safety and Health* apresentou uma classificação exclusiva para mineração de carvão, chamada de CMRR – *Coal Mine Roof Rating* (Molinda e Mark,

---

1994).

As classificações geomecânicas são adaptadas para a classificação geomecânica de maciços sedimentares ou são desenvolvidos exclusivamente para tal situação, onde as informações do número de camadas e a resistência ao cisalhamento entre elas são consideradas (Unal, 1982; Molinda e Mark, 1994).

A qualidade da rocha é diretamente afetada pela orientação da escavação e pelo método de escavação. A classificação geomecânica é influenciada diretamente pela deformação do maciço rochoso devido à escavação, ou quando o testemunho de sondagem é separado do restante do maciço. Quando ocorre a escavação, um vazio é imposto ao maciço rochoso. O maciço rochoso adjacente à escavação sofre mecanismos de alívio e redistribuição de tensões que provocam deformações e a reativação das descontinuidades. Dependendo da orientação das descontinuidades, ocorrerá a formação de blocos de rocha que podem escorregar para dentro da escavação. No caso em que as descontinuidades têm pouca ou muito pouca persistência e alta densidade, esse maciço poderá possuir grandes deformações. Novamente, a orientação das juntas torna-se importante para a qualidade do maciço, porque as juntas irão se abrir devido à deformação da borda da escavação, reduzindo a resistência do maciço rochoso.

Neste item serão apresentados os métodos de classificação geomecânica mais utilizados, levando em consideração sua aplicação em camadas de carvão. Também é apresentada (e discutida) nova metodologia para o cálculo do RQD, que é baseado na função de distribuição da densidade de descontinuidades ( $\lambda_2$ ) do maciço rochoso, as quais são estimadas a partir do mapeamento geomecânico por janelas. Concomitantemente com a revisão teórica dos métodos de classificação, a camada Bonito estará sendo classificada de acordo com os requisitos teóricos abordados.

Cabe ressaltar novamente que a pretensão dessa tese de doutorado é estabelecer critérios coerentes para todos os índices para a classificação geomecânica do maciço rochoso sedimentar.

### **3.4.1. Rock Quality Designation RQD**

O índice RQD (*Rock Quality Designation*) foi apresentado por Deere (1963) como um índice de qualidade da rocha, quando apenas informações geológicas sobre a qualidade da rocha eram disponíveis, principalmente por meio da recuperação da sondagem (Deere e Deere, 1988). O RQD é uma metodologia de classificação que leva em consideração a qualidade da rocha a partir de testemunhos de sondagem. Para a determinação do RQD, a Sociedade Internacional de Mecânica de Rochas (ISRM – *International Society of Rock Mechanics*) recomenda a execução de sondagens com diâmetro NX (54.7mm) e com barrilete de corpo duplo.

Esse método de classificação é uma modificação da recuperação da sondagem, considerando apenas pedaços de testemunhos iguais ou maiores que 0,1 metro. A recuperação da sondagem é determinada pela razão entre o comprimento do testemunho recuperado em uma manobra do equipamento de sondagem pela profundidade de penetração do barrilete, independente do tamanho dos pedaços de testemunhos. É um método simples e barato de classificação, mas não é suficiente para determinar com precisão a qualidade do maciço rochoso, porque não leva em consideração outros parâmetros importantes como orientação e qualidade das descontinuidades,

fluxo de água no maciço rochoso e resistência à compressão da rocha. O RQD é uma classificação geomecânica, mas também é utilizado como parâmetro para outras classificações geomecânicas. Ele é muito utilizado como informação imediata para a qualidade do maciço rochoso, durante a execução da sondagem.

O procedimento de medição do RQD é apresentado na figura 3.41. Apenas pedaços de testemunho maiores ou iguais que 0,1 m são incluídos na soma dos fragmentos que foram recuperados. Esta soma é dividida pelo comprimento total da sondagem. A equação 3.18 mostra o cálculo do RQD a partir de testemunhos de sondagem (Deere, 1963), onde ( $x_i$ ) são pedaços de testemunhos maiores que 0,1 m e ( $L$ ) é o comprimento do testemunho.

$$RQD = 100 \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{L} \% \quad (3.18)$$

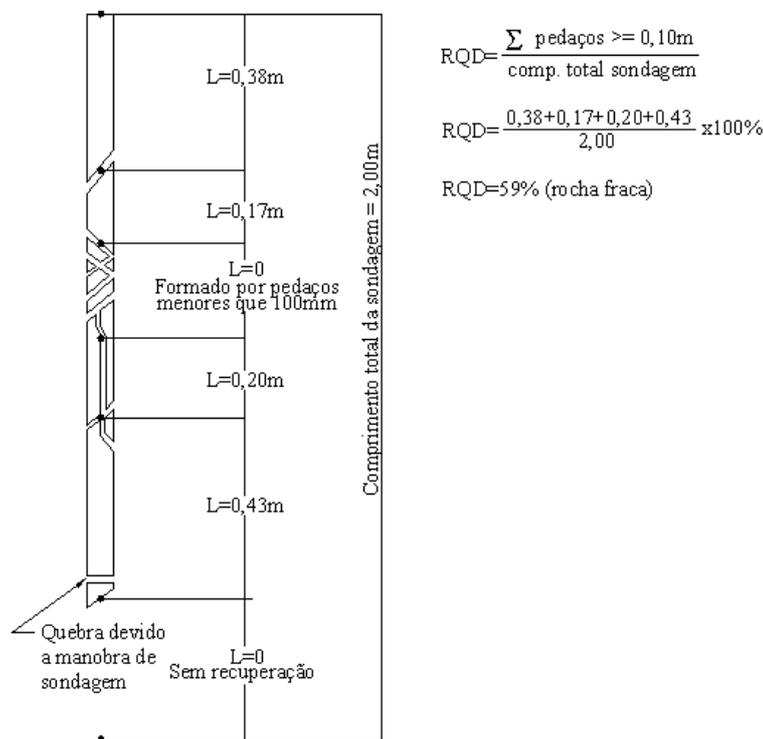


Figura 3.41 – Procedimento de medida e cálculo do RQD (Bieniawski, 1989).

Conforme o valor do RQD o maciço rochoso será classificado utilizando a tabela 3.17. Rochas sedimentares fracas e rochas alteradas receberão valor baixo para o RQD. No cálculo do RQD deve-se distinguir entre os tipos de fraturamento existentes: se provocado pela manobra da sondagem, se fratura natural ou separação dos estratos por alívio de tensões. Em rochas sedimentares fracas, a separação entre as camadas pode ocorrer facilmente (com o manuseio do testemunho). Pode ocorrer, também, a perda de umidade que causa a retração da massa argilosa. Nesses casos, deve-se considerar o pedaço inteiro, antes de ocorrer à separação ou quebra do mesmo.

Para o caso de rochas em ambiente com intenso campo de tensões ou tensões residuais elevadas; no momento do isolamento do testemunho do restante do maciço rochoso, ocorre o alívio

das tensões. Esse processo provoca deformação volumétrica elevada devido ao alívio das tensões no testemunho, ocorrendo quebra dos pedaços e separação dos planos de estratificação. Devido a esses problemas, o RQD deve ser medido imediatamente após a extração do testemunho de dentro do barrilete.

*Tabela 3.17 – Classificação geomecânica baseado no RQD (Deere, 1963)*

<b>RQD (%)</b>	<b>Qualidade da Rocha</b>
<25	Muito pobre
25 – 50	Pobre
50 – 75	Fraca
75 – 90	Boa
90 – 100	Excelente

Merritt (1972) determinou que o RQD pode ser utilizado como parâmetro para estimar o suporte necessário para túneis em rocha. Ele comparou o critério de suporte baseado em sua versão com a de outros autores, em função da largura do túnel e o RQD. Esta estimativa é apresentada na tabela 3.18. Essa metodologia é empírica, baseada apenas no valor da qualidade do testemunho de sondagem. Esse método pode ser utilizado apenas para uma triagem (ou seleção) inicial do tipo de suporte, jamais como base de cálculo definitiva para projetos e dimensionamento de suportes. Além disso, só aplicado para a construção de túneis.

*Tabela 3.18 – Estimativa do suporte necessário em função do RQD, para túneis com largura de 6 metros (Bieniawski, 1989).*

	<b>Sem Suporte ou Reforço Local</b>	<b>Malha de Tirantes</b>	<b>Arcos Metálicos</b>
Deere et al. (1970)	RQD 75-100	RQD 50-75 (espaçamento 1.5-1.8m)  RQD 25-50 (espaçamento 0.9-1.5m)	RQD 50-57 (Arco leve com espaçamento 1.5-1.8m para tirantes)  RQD 25-50 (Arco leve ou médio com espaçamento 0.9-1.5m para tirantes)  RQD 0-25 (Arco pesado com espaçamento 0.6-0.9m)
Cecil (1970)	RQD 82-100	RQD 52-82 (concreto projetado 40-60mm)	RQD 0-52 (Arco ou concreto projetado reforçado)
Merrit (1972)	RQD 72-100	RQD 23-72 (espaçamento 1.2-1.8m)	RQD 0-23

Na ausência de testemunhos de sondagem, pode-se utilizar a simulação de uma sondagem por meio do espaçamento entre descontinuidades, baseado em uma linha de referência na face do maciço rochoso e calculado em função da distribuição de frequência  $[f(x)]$  dos espaçamentos das descontinuidades, chamado de RQD teórico, representado por RQD\* (Priest e Hudson, 1976).

Palmström (1982) sugeriu uma correlação entre a densidade de descontinuidades por unidade de volume ( $\lambda_3$ ) e o RQD\*, conforme a equação 3.19.

$$\text{RQD}^* = 115 - 3.3\lambda_3 \quad (3.19)$$

Uma descontinuidade em um volume de rocha é representada por um plano. Quando a descontinuidade é cortada por um plano (a face da galeria), essa descontinuidade é representada por uma linha. Se a direção da família de descontinuidades for paralela à direção da face, essa família não será visível. O mapeamento geomecânico deve ser realizado por meio de janelas ou linhas de referência perpendiculares entre si, sendo possível capturar todas as descontinuidades.

Como ( $\lambda_3$ ) é muito difícil de estimar, principalmente quando as descontinuidades possuem persistência muito baixa ou não existe mapeamento geomecânico em direções diferentes. Então ( $\lambda_3$ ) pode ser estimado a partir da densidade de descontinuidades por área ( $\lambda_2$ ), considerando que o número de descontinuidades em um volume de maciço aumenta de 25% a 35% do número de descontinuidades por área (Palmström, 1982). Maciços rochosos com mais de 35 fraturas por unidade de volume, possuem RQD\* negativo, que é o caso das camadas de carvão de Santa Catarina. Isto significa que a fórmula de Palmström não é adequada em maciços com muitas descontinuidades (Figura 3.42).

As medidas de espaçamento que foram feitas nas camadas de carvão foram feitas por meio de uma janela de  $1,0 \text{ m}^2$ , onde foram contadas todas as descontinuidades que estavam dentro dessa janela, logo tem-se a densidade de descontinuidades por metro quadrado ( $\lambda_2$ ).

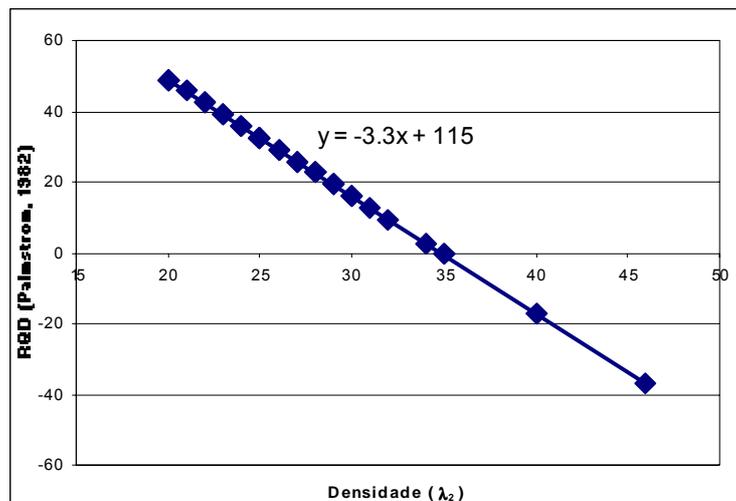


Figura 3.42 – Gráfico da fórmula de Palmström (1982)

Como foi apresentado no item 3.2, Priest e Hudson (1976) mostram que a função de

distribuição do espaçamento entre discontinuidades que melhor ajusta-se na maioria das medidas por meio de mapeamento geomecânico por linha de referência é a função exponencial negativa (Figura 3.43a). A figura 3.43b mostra a área abaixo da curva que representa os valores de espaçamento maiores que 0,1 m, que é o valor de corte de Deere (1963). Logo, o valor do RQD\* pode ser estimado pela área sombreada abaixo da curva da função de distribuição. Essa área é determinada pela integração da função de distribuição, cujo limite inferior é 0,1 m e o limite superior é infinito.

Para cada histograma de distribuição do espaçamento irá ajustar-se uma função de distribuição. Portanto, o RQD\* deve ser estimado baseado na verdadeira distribuição dos espaçamentos das discontinuidades do maciço rochoso em questão. Portanto, a equação do RQD\* deve ser desenvolvida a partir da função de distribuição do espaçamento entre as discontinuidades do maciço rochoso, como será explicado nos próximos parágrafos com a função exponencial. Posteriormente será desenvolvida para as demais funções de distribuição.

A probabilidade de um certo comprimento de rocha intacta (ou espaçamento entre discontinuidades) estar entre (x) e (x+dx) é [f(x)dx]. O número total de pedaços de testemunho é (N), então o número total de pedaços de testemunho dentro do intervalo anterior é [Nf(x)] e o comprimento total de todos os pedaços de testemunhos é [Nxf(x)dx]. Logo, o comprimento total de todos os pedaços, com comprimento (x), é determinado pela equação (3.20).

$$\text{comp.total} = \sum_{i=1}^n N x_i f(x) dx \quad (3.20)$$

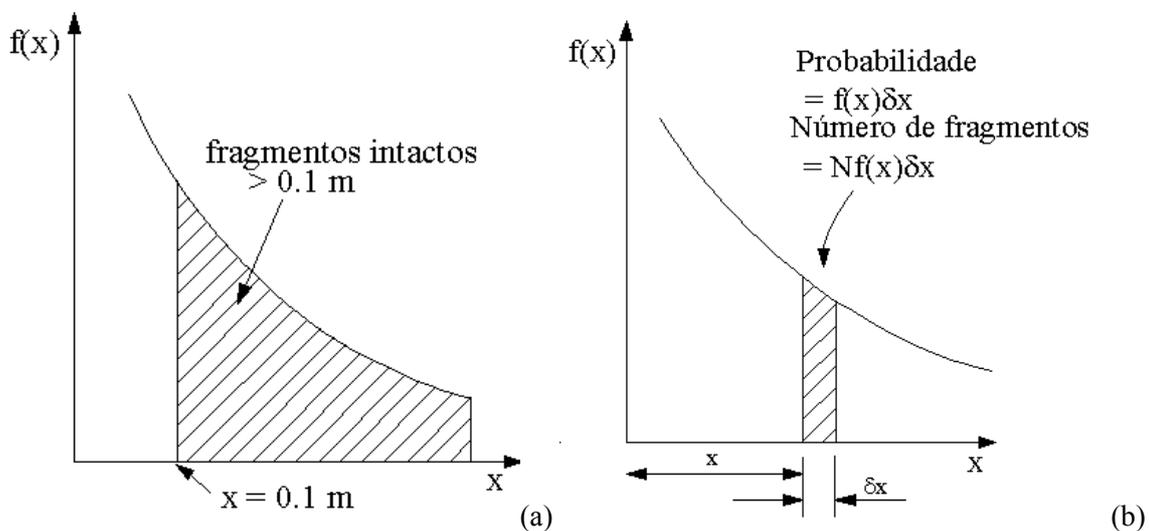


Figura 3.43 – Distribuição exponencial negativa para o espaçamento entre discontinuidades (Hudson e Harrison, 1997).

Para o cálculo do RQD\*, são considerados apenas os pedaços maiores que 0,1m. Então, para o caso da figura 3.43b, a equação (3.20) é transformada em integral para o caso contínuo, conforme a equação (3.21).

$$\text{comp.total}(> 0.1\text{m}) = \int_{x=0.1}^{x=\infty} Nxf(x)dx \quad (3.21)$$

Substituindo a equação (3.18) na equação (3.21), obtém-se a equação (3.22), onde RQD\* é utilizado para diferenciar do RQD original de Deere (1963). Considerando a função exponencial negativa, (N/L) é a frequência média de descontinuidade ( $\lambda$ ) e a função (f(x)) é a função exponencial negativa, obtém-se a equação (3.22), o qual é a equação de Priest e Hudson (1976).

$$\text{RQD}^* = 100 \frac{1}{L} \int_{x=0.1}^{x=\infty} Nxf(x)dx ; \text{ retirando a constante N de dentro da integral, tem-se:}$$

$$\text{RQD}^* = 100 \frac{N}{L} \int_{x=0.1}^{x=\infty} xf(x)dx$$

$$\text{RQD}^* = 100\lambda^2 \int_{x=0.1}^{x=\infty} xe^{-\lambda x} dx$$

logo,

$$\text{RQD}^* = 100(0.1\lambda + 1)e^{-0.1\lambda} \quad (3.22)$$

O gráfico da figura 3.44 mostra que o RQD\* é sensível apenas com espaçamento médio menor que 0,3m ou frequências acima de 3 descontinuidades por metro (Hudson e Harrison, 1997).

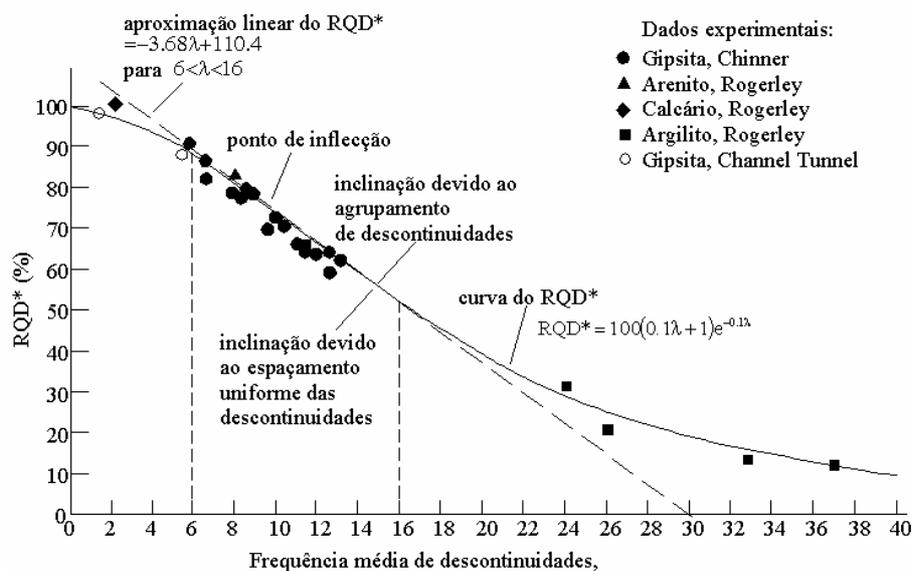


Figura 3.44 – Relação entre o RQD\* e a frequência média das descontinuidades (Priest e Hudson, 1976).

O valor calculado pela equação pode não estar representando a verdadeira qualidade da rocha, devido as seguintes razões: (i) em uma linha de referência o observador não tem condições de determinar ou mapear todas as descontinuidades de um afloramento quando a persistência for baixa; (ii) a orientação de uma família de descontinuidade é paralela à face exposta; (iii) as descontinuidades não são visíveis para o mapeamento. O mapeamento geomecânico de descontinuidades com ‘muito pouca persistência’ ou ‘sem persistência’ é extremamente complicado e tedioso, pois muitas dessas descontinuidades não são anotadas, tendo como consequência uma subestimativa do RQD\*. Devido a essas razões o valor do RQD\* é sempre superior ao RQD original, principalmente em rochas brandas. Cabe salientar então a necessidade de uma nova maneira de estimar o valor do RQD\*, o qual é utilizado nas classificações geomecânicas.

Harrison (1999) afirma que a maioria dos engenheiros está familiarizado com a pior desvantagem associada ao cálculo do RQD\*; é que em maciços rochosos onde ocorrem às obras de engenharia, os valores do RQD\* calculado por meio da fórmula de Priest e Hudson (1976) tendem a ser tanto alto (maior que 80%), quanto baixo (menor que 10%).

Portanto, para cada função de distribuição ajustada para o histograma do espaçamento das descontinuidades deve-se determinar a fórmula do RQD\*, desenvolvida pelo mesmo princípio da fórmula de Priest e Hudson (1976). As funções de distribuição mais comuns para o espaçamento de descontinuidades estão na tabela 3.19. Nos próximos parágrafos serão desenvolvidas as fórmulas do RQD\* para cada uma das funções.

Tabela 3.19 – Funções de distribuição para diferentes distribuições de espaçamento

<b>Função</b>	<b>Equação <math>f(x)</math></b>
Exponencial negativa	$f(x) = \lambda e^{-\lambda x}$
Lognormal	$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\left\{\frac{1}{2\sigma^2}\left[\ln\frac{x}{m}\right]^2\right\}}$
Normal	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$
Gamma	$f(x) = (\lambda x)^{c-1} e^{-\lambda x} \frac{\lambda}{\Gamma(c)}$
Weibull	$f(x) = \frac{c}{x} (\lambda x)^c e^{-(\lambda x)^c}$

onde ( $\lambda$ ) é o valor da frequência média de descontinuidades por metro, ( $x$ ) é o valor do espaçamento mínimo ( $x=0,1m$ ), ( $\mu$ ) é a média do espaçamento entre descontinuidades ou seja ( $\bar{x}$ ), ( $\sigma$ ) é o desvio padrão da população, ( $\sigma^2$ ) é a variância da população, ( $\Gamma$ ) é a função Gama e ( $c'$ ) é o parâmetros forma da função Gamma e função Weibull.

Na prática, certos valores de RQD\* são sempre elevados ou para obterem-se valores representativos ao maciço é necessário que o espaçamento médio seja muito pequeno. A figura 3.45

mostra a curva do RQD\* de um maciço rochoso qualquer calculado levando em consideração o espaçamento mínimo tradicional (0,1m) e a outra curva que abrange todo o espectro possível de valores do RQD\* para o maciço, ajustando o espaçamento mínimo em função do histograma de frequência dos espaçamentos entre as descontinuidades.

Se assumirmos que não existe razão física para que certos valores de espaçamento não sejam encontrados na prática, isto é, todos os valores de RQD devem ser encontrados no maciço rochoso. Portanto, todos os valores de RQD devem ser encontrados no maciço rochoso. Como o RQD é definido somente em termos de tamanho de pedaços de rocha (ou espaçamento) maiores que um certo valor (por definição 0,1 m). O único parâmetro que afeta o valor do RQD\* é o valor do tamanho mínimo do pedaço (ou do espaçamento entre descontinuidades) ou a metodologia do mapeamento geomecânico.

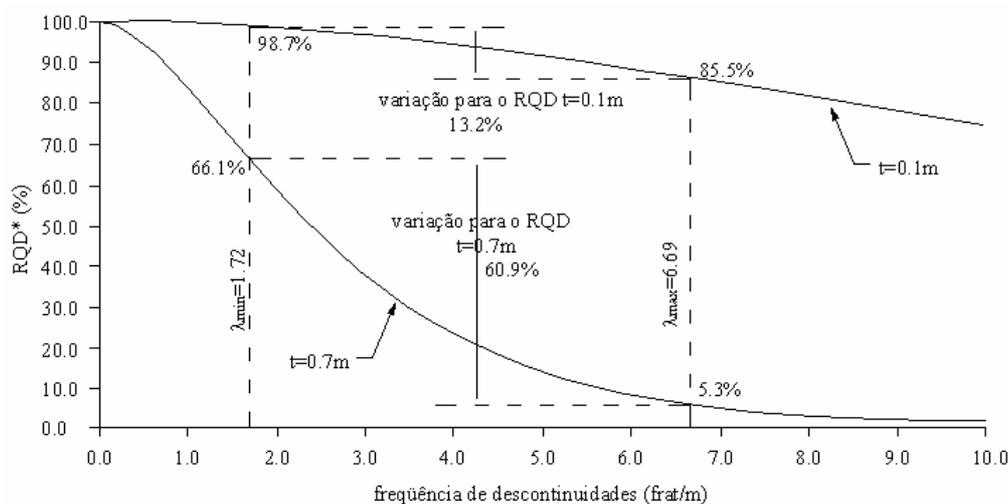


Figura 3.45 – Curvas do RQD\* levando em consideração a variação do espaçamento mínimo (Harrison, 1999).

Sen (1984 e 1993) mostra gráficos do RQD\* para diferentes distribuições de probabilidades, onde esses gráficos mostram o efeito do espaçamento mínimo no valor final do RQD\*, aplicado a essas distribuições. Portanto, o valor do RQD\* e do espaçamento mínimo deve ser adaptado para a função de distribuição dos espaçamentos de cada maciço rochoso.

O valor do espaçamento mínimo pode ser arbitrado por meio de tentativa. Entretanto, Harrison (1999) propõe que o valor do espaçamento mínimo seja determinado de forma analítica, por meio da diferenciação (ou derivação) da equação do RQD\* em função do espaçamento mínimo de forma a maximizar a variação do RQD\*, conforme a equação (3.23), onde ( $\lambda_{min}$ ) e ( $\lambda_{max}$ ) são a frequência mínima e máxima respectivamente e ( $t^*$ ) é o valor do espaçamento mínimo ótimo.

$$\frac{d}{dt} [RQD^*(\lambda_{min}; t^*) - RQD^*(\lambda_{max}; t^*)] = 0 \quad (3.23)$$

A equação final para determinação do espaçamento mínimo irá depender da função de

distribuição do espaçamento. Então, considerando a equação (3.21), as fórmulas para a determinação do espaçamento mínimo são representadas pelas equações apresentadas na tabela (3.20).

Tabela 3.20 – Determinação do espaçamento médio mínimo.

Função	Espaçamento Mínimo Ótimo (t*)
Exponencial negativa	$\frac{2}{(\lambda_{\max} - \lambda_{\min})} \ln\left(\frac{\lambda_{\max}}{\lambda_{\min}}\right)$
Lognormal	$\left(\frac{(\sigma_{\min} \lambda_{\min})^2 + 1}{\lambda_{\min} \lambda_{\max}}\right)^{1/2}$ ou $\left(\frac{(\sigma_{\max} \lambda_{\max})^2 + 1}{\lambda_{\min} \lambda_{\max}}\right)^{1/2}$
Gamma	$\frac{1 + (1/c)}{(\lambda_{\max} - \lambda_{\min})} \ln\left(\frac{\lambda_{\max}}{\lambda_{\min}}\right)$
Weibull	$\left[\frac{(1+c)}{\Gamma(1+c^{-1})^c} \frac{1}{(\lambda_{\max}^c - \lambda_{\min}^c)} \ln\left(\frac{\lambda_{\max}}{\lambda_{\min}}\right)\right]^{1/c}$

A estimativa do espaçamento mínimo (t\*) para a distribuição lognormal também pode ser realizada por meio da equação (3.24), na qual considera a variância da distribuição e a frequência mínima e máxima.

$$t^* = \left(\frac{\exp(\sigma^2)}{\lambda_{\min} \lambda_{\max}}\right)^{1/2} \quad (3.24)$$

A distribuição normal ajustada ao histograma de espaçamentos pode ser encontrada em maciços rochosos com distribuição simétrica, caso que pode ocorrer em maciços rochosos sedimentares com juntas perpendiculares à estratificação e fora de zonas de falha ou zonas de cisalhamento. Esse trabalho desenvolve as equações do RQD\* e do espaçamento mínimo para a distribuição normal.

As equações da tabela (3.19) são a distribuição de densidade do espaçamento médio entre descontinuidades. Portanto, para cada uma das distribuições o RQD\* deve ser calculado de forma diferenciada. Seguindo o mesmo raciocínio de Priest e Hudson (1976), podem-se desenvolver as equações do RQD\* para cada uma das distribuições da tabela (3.19).

O desenvolvimento das equações do RQD\* será baseado na equação (3.21), onde f(x) é a equação da distribuição de frequência. A seguir será desenvolvida a equação para cada uma das distribuições de frequência da tabela (3.19).

Assumindo que  $RDQ^* = \lambda \int_{0.1}^{\infty} xf(x)dx$ , sendo f(x) a distribuição de frequência do histograma dos espaçamentos entre descontinuidades e que o limite inferior da integral é o valor mínimo do

espaçamento, estipulado a partir do conceito do RQD de Deere (1963).

Pode-se observar que  $\int_0^{\infty} xf(x)dx = \mu$ , que é a média da distribuição. Se  $\lambda = \frac{1}{\mu}$ ; tem-se em particular que:

$$RQD^* = \lambda \int_{0.1}^{\infty} xf(x)dx \leq \lambda \int_0^{\infty} xf(x)dx = \lambda\mu = 1 \quad (3.24)$$

Portanto, obtém-se que  $0 < RQD^* \leq 1$ , qualquer que seja a função  $f(x)$  e que  $RQD^*=1$  somente quando  $f(x)=0$ , para  $0 \leq x \leq 0,1$ . Então, quando a função  $f(x)$  não é identicamente nula e  $0 \leq x \leq 0,1$ , obtém-se sempre:

$$0 < RQD^* < 1 \quad (3.25)$$

Então, para cada distribuição de freqüência, os princípios acima serão seguidos. O desenvolvimento das integrais de cada uma das funções de freqüência será realizado de forma separada, para facilitar o raciocínio e simplificar o cálculo matemático. Posteriormente, o resultado da integral será juntado novamente na equação geral do RQD\*. Nesse caso, será desenvolvida a integral da equação (3.26)

$$RQD^* = 100 \int_a^{\infty} xf(x)dx \quad (3.26)$$

Para o caso da distribuição lognormal (Equação 3.27), obtém-se a equação do RQD\* para essa distribuição (Equação 3.28), baseado na equação (3.21)

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\left\{\frac{1}{2\sigma^2}[\ln\frac{x}{m}]^2\right\}} \quad (3.27)$$

$$RQD^* = 100\lambda \int_{0.1}^{\infty} x \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\left\{\frac{1}{2\sigma^2}[\ln\frac{x}{m}]^2\right\}} dx \quad (3.28)$$

Portanto, desenvolvendo a equação (3.28) considerando a função  $f(x)$  a função lognormal, segue a resolução da integral para determinar a fórmula do RQD\*, iniciando pela equação (3.29) e encerrando na equação (3.30), a qual é a fórmula do RQD\* para a distribuição lognormal.

---


$$\int_a^{\infty} \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}\left(\ln\frac{x}{m}\right)^2} dx = \frac{m}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_a^{\infty} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}\left(\ln\frac{x}{m}\right)^2} \frac{dx}{m} \quad (3.29)$$

Considerando:  $t = x/m$  e  $dt = dx/m$ ;

$$= \frac{m}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{a/m}^{\infty} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(\ln t)^2} dt = \frac{m}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{a/m}^{\infty} t e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(\ln t)^2} \frac{1}{t} dt$$

Considerando:  $s = \ln t$ ,  $ds = dt/t$  e  $(t = e^s)$

$$= \frac{m}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{\ln\left(\frac{a}{m}\right)}^{\infty} e^s e^{-\frac{1}{2\sigma^2}s^2} ds = \frac{m}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{\ln\left(\frac{a}{m}\right)}^{\infty} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(s^2 - 2\sigma^2 s)} ds$$

Considerando:  $s^2 - 2\sigma^2 s = (s - \sigma^2)^2 - \sigma^4$

$$= \frac{m}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{\ln\left(\frac{a}{m}\right)}^{\infty} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(s - \sigma^2)^2} e^{\frac{\sigma^2}{2}} ds = \frac{me^{\frac{\sigma^2}{2}}}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{\ln\left(\frac{a}{m}\right)}^{\infty} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}(s - \sigma^2)^2} ds$$

Como:  $\mu = me^{\frac{\sigma^2}{2}}$ ;  $t = s - \sigma^2$  e  $dt = ds$

$$= \frac{\mu}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\sigma^2 + \ln\frac{a}{m}}^{\infty} e^{-\frac{1}{2\sigma^2}t^2} dt = \frac{\mu}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\sigma^2 + \ln\frac{a}{m}}^{\infty} e^{-\left(\frac{t}{\sigma\sqrt{2}}\right)^2} dt$$

Considerando:  $x = \frac{t}{\sigma\sqrt{2}}$  e  $dx = \frac{dt}{\sigma\sqrt{2}}$

$$= \frac{\mu}{\sigma\sqrt{2\pi}} \sigma\sqrt{2} \int_{\frac{-\sigma^2 + \ln(a/m)}{\sigma\sqrt{2}}}{\infty} e^{-x^2} dx = \frac{\mu}{\sqrt{\pi}} \int_{\beta}{\infty} e^{-x^2} dx \quad (3.30)$$

---


$$\text{onde } \beta = \frac{-\sigma^2 + \ln\left(\frac{a}{m}\right)}{\sigma\sqrt{2}}; \text{ como } \frac{1}{m} = \frac{1}{\mu} e^{\frac{\sigma^2}{2}}, \text{ então: } \beta = \frac{\frac{\sigma^2}{2} + \ln\left(\frac{a}{\mu}\right)}{\sigma\sqrt{2}} = \frac{\sigma}{2\sqrt{2}} + \frac{1}{\sigma\sqrt{2}} \ln\left(\frac{a}{\mu}\right)$$

Usando a função erro (Equação 3.31) para resolver a integral da equação (3.30), tem-se a equação do RQD\* para a distribuição lognormal (Equação 3.32).

$$\text{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt \quad (3.31)$$

$$\text{de modo que } \int_x^\infty e^{-t^2} dt = \frac{\sqrt{\pi}}{2} (1 - \text{erf}(x))$$

Logo,

$$\int_\beta^\infty e^{-x^2} dx = \frac{\sqrt{\pi}}{2} (1 - \text{erf}(\beta))$$

Então,

$$\text{RQD}^* = \lambda \int_{a=0.1}^\infty x f(x) dx = \lambda \frac{\mu}{\sqrt{\pi}} \int_\beta^\infty e^{-x^2} dx; \text{ onde } \beta = \frac{\sigma}{2\sqrt{2}} + \frac{1}{\sigma\sqrt{2}} \ln(a/\mu) = \frac{\sigma}{2\sqrt{2}} + \frac{1}{\sigma\sqrt{2}} \ln(a\lambda)$$

Portanto, para distribuição de espaçamento lognormal:

$$\text{RQD}^* = 100 \frac{\lambda\mu}{\sqrt{\pi}} \frac{\sqrt{\pi}}{2} (1 - \text{erf}(\beta)); \text{ sendo } \lambda\mu = 1$$

$$\text{RQD}^* = 100 \frac{1}{2} \left( 1 - \text{erf} \left( \frac{\sigma}{2\sqrt{2}} + \frac{1}{\sigma\sqrt{2}} \ln(0.1\lambda) \right) \right) \quad (3.32)$$

Para resolver essa equação é necessário resolver a função erro (Equação 3.31). A solução final pode ser atingida de três maneiras: (i) por meio de métodos numéricos, (ii) por meio de uma série de Taylor ou (iii) por meio de tabelas (Abramowitz, 1965).

Caso o valor do espaçamento mínimo seja diferente de 0,1m, deve-se substituir o valor (0,1)

da equação pelo valor do espaçamento mínimo determinado por meio da equação (3.24), apresentada por Harrison (1999).

Para o caso da distribuição normal, conforme a equação (3.33), obtém-se a equação do RQD\* para essa distribuição (Equação 3.34).

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (3.33)$$

$$RQD^* = 100\lambda \int_{0.1}^{\infty} \frac{x}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx \quad (3.34)$$

A seguir será desenvolvida a integral da equação (3.34), conforme realizado para a distribuição Lognormal. Então,

$$\lambda \int_{0.1}^{\infty} \frac{x}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx = \frac{\lambda}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{0.1}^{\infty} (x-\mu) e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx + \frac{\mu\lambda}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{0.1}^{\infty} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} dx ;$$

Considerando  $\mu\lambda = 1$ ,  $t = x - \mu$  e  $dt=dx$ ;

$$= \frac{\lambda}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{0.1-\mu}^{\infty} t e^{-\frac{1}{2\sigma^2}t^2} dt + \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{0.1-\mu}^{\infty} e^{-\frac{t^2}{2\sigma^2}} dt$$

Considerando  $s = \frac{t}{\sigma\sqrt{2}}$ ,  $ds = \frac{dt}{\sigma\sqrt{2}}$  e  $t = s\sigma\sqrt{2}$

$$= \frac{\lambda\sigma\sqrt{2}}{\sqrt{\pi}} \int_{\frac{0.1-\mu}{\sigma\sqrt{\pi}}}^{\infty} s e^{-s^2} ds + \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{\frac{0.1-\mu}{\sigma\sqrt{2}}}^{\infty} e^{-s^2} ds$$

Resolvendo as duas partes separadas e considerando  $\beta = \frac{0.1-\mu}{\sigma\sqrt{2}}$ , tem-se

$$\int_{\beta}^{\infty} s e^{-s^2} ds = -\frac{1}{2} \int_{\beta}^{\infty} \frac{d}{ds} (e^{-s^2}) ds = -\frac{1}{2} e^{-\beta^2} ;$$

logo,

$$\int_{\frac{0.1-\mu}{\sigma\sqrt{2}}}^{\infty} se^{-s^2} ds = \frac{1}{2} e^{-\left(\frac{0.1-\mu}{\sigma\sqrt{2}}\right)^2} \quad (3.35)$$

A outra parte é desenvolvida conforme,

$$\int_{\frac{0.1-\mu}{\sigma\sqrt{2}}}^{\infty} e^{-s^2} ds = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \left( 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{0.1-\mu}{\sigma\sqrt{2}}\right) \right) \quad (3.36)$$

Portanto, a equação do RQD\* é formada unindo as soluções das duas partes, conforme as equações (3.35) e (3.36).

$$\begin{aligned} \text{RQD}^* &= \frac{\lambda\sigma\sqrt{2}}{\sqrt{\pi}} \int_{\beta}^{\infty} se^{-s^2} ds + \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{\beta}^{\infty} e^{-s^2} ds \\ &= \frac{\lambda\sigma\sqrt{2}}{\sqrt{\pi}} \frac{1}{2} e^{-\beta^2} + \frac{1}{\sqrt{\pi}} \frac{\sqrt{\pi}}{2} (1 - \operatorname{erf}(\beta)); \text{ onde } \beta = \frac{0.1-\mu}{\sigma\sqrt{2}} \end{aligned}$$

Dessa forma, a equação do RQD\* para uma distribuição normal do espaçamento entre descontinuidades é determinado por meio da equação (3.37).

$$\text{RQD}^* = 100 \frac{1}{2} \left( \frac{\lambda\sigma\sqrt{2}}{\sqrt{\pi}} e^{-\left(\frac{0.1-\mu}{\sigma\sqrt{2}}\right)^2} + 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{0.1-\mu}{\sigma\sqrt{2}}\right) \right) \quad (3.37)$$

Novamente, para resolver a equação (3.37) é necessário resolver a função erro (Equação 3.33). Caso o valor do espaçamento mínimo seja diferente de 0,1 m, deve-se substituir o valor (0,1) da equação pelo valor do espaçamento mínimo determinado por meio da equação (3.23).

O valor do espaçamento mínimo para a distribuição normal deve seguir a fórmula geral definida pela equação (3.23). Levando em consideração que o RQD\* para a distribuição normal é definido pela equação (3.37), então a equação (3.23) pode ser transformada para a equação (3.38), onde ( $\mu$ ) é o valor do espaçamento médio, ( $\sigma$ ) é o desvio padrão da distribuição e ( $\lambda$ ) é a frequência.

$$100 \frac{\lambda_{\max}}{\sigma_{\max} \sqrt{2\pi}} t^* e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{t^* - \mu_{\max}}{\sigma_{\max}} \right)^2} - 100 \frac{\lambda_{\min}}{\sigma_{\min} \sqrt{2\pi}} t^* e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{t^* - \mu_{\min}}{\sigma_{\min}} \right)^2} = 0 \quad (3.38)$$

Como  $\mu_{\min} = 1/\lambda_{\min}$  e  $\mu_{\max} = 1/\lambda_{\max}$ , pode-se reescrever a equação (3.38), conforme:

$$\frac{\lambda_{\min}}{\sigma_{\min}} e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{t^* - 1/\lambda_{\min}}{\sigma_{\min}} \right)^2} = \frac{\lambda_{\max}}{\sigma_{\max}} e^{-\frac{1}{2} \left( \frac{t^* - 1/\lambda_{\max}}{\sigma_{\max}} \right)^2}$$

ou seja,

$$\frac{\lambda_{\max}}{\lambda_{\min}} \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = e^{\frac{1}{2} \left( \frac{t^* - 1/\lambda_{\max}}{\sigma_{\max}} \right)^2 - \frac{1}{2} \left( \frac{t^* - 1/\lambda_{\min}}{\sigma_{\min}} \right)^2} \quad (3.39)$$

Tomando-se o logaritmo natural da equação (3.39), obtém-se:

$$\ln \left( \frac{\lambda_{\max}}{\lambda_{\min}} \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \right) = \frac{1}{2} \left( \frac{t^* - 1/\lambda_{\max}}{\sigma_{\max}} \right)^2 - \frac{1}{2} \left( \frac{t^* - 1/\lambda_{\min}}{\sigma_{\min}} \right)^2$$

Rearranjando obtém-se a equação (3.40).

$$2 \ln \left( \frac{\lambda_{\max}}{\lambda_{\min}} \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \right) = \frac{1}{\sigma_{\max}^2} \left( t^* - 1/\lambda_{\max} \right)^2 - \frac{1}{\sigma_{\min}^2} \left( t^* - 1/\lambda_{\min} \right)^2 \quad (3.40)$$

Quando todas as medidas estão agrupadas em uma mesma distribuição de frequência (histograma), i.e.,  $(\sigma_{\max})$  e  $(\sigma_{\min})$  são iguais, a equação (3.40) pode ser simplificada para a equação (3.41).

$$t^* = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{\lambda_{\min}} + \frac{1}{\lambda_{\max}} \right) + \sigma^2 \frac{\lambda_{\min} \lambda_{\max}}{\lambda_{\max} - \lambda_{\min}} \ln \left( \frac{\lambda_{\max}}{\lambda_{\min}} \right) \quad (3.41)$$

O valor de  $(t^*)$  será aplicado para a determinação do RQD\* para a distribuição, da mesma

forma que as demais equações da tabela 3.20.

A função Gamma é uma função genérica, na qual a distribuição não apresenta simetria como a função Normal, mas não tem assimetria acentuada como a função Lognormal. Harrison (1999) considera essa função como uma das possibilidades de ajuste para a distribuição do espaçamento das descontinuidades. A equação (3.42) mostra a função Gamma, a qual será desenvolvida para determinar a equação do RQD\*, quando o histograma do espaçamento das descontinuidades se ajustar a esta função. Portanto a fórmula do RQD\*, considerando a função Gamma, é a apresentada conforme a equação (3.43).

$$f(x) = (\lambda x)^{c-1} e^{-\lambda x} \frac{\lambda}{\Gamma(c)} \quad (3.42)$$

Portanto,

$$RQD^* = 100\lambda \int_{0.1}^{\infty} x f(x) dx = 100 \frac{\lambda}{\Gamma(c)} \int_{0.1}^{\infty} (\lambda x)^c e^{-\lambda x} dx \quad (3.43)$$

Para desenvolver a fórmula do RQD\* para a distribuição que ajustada pela função Gamma, será considerada apenas a integral da função Gamma, semelhante ao procedimento utilizado para as funções anteriores.

Considerando  $t = \lambda x$ , a partir da equação (3.44), tem-se

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{\Gamma(c)} \int_{0.1\lambda}^{\infty} t^c e^{-t} dt \\ &= \frac{1}{\Gamma(c)} \left( \int_0^{\infty} t^c e^{-t} dt - \int_0^{\frac{\lambda}{10}} t^c e^{-t} dt \right) \end{aligned} \quad (3.44)$$

Considerando que  $\Gamma(c+1) = c\Gamma(c)$

$$\begin{aligned} &= \frac{1}{c\Gamma(c)} \left( c\Gamma(c) - \int_0^{\frac{\lambda}{10}} t^c e^{-t} dt \right) \\ &= c - \frac{1}{\Gamma(c)} \int_0^{\frac{\lambda}{10}} t^c e^{-t} dt \end{aligned}$$

onde,  $\Gamma(x)$  é a função Gamma definida por:  $\Gamma(x) = \int_0^{\infty} t^{x-1} e^{-t} dt$

Portanto, a equação do RQD\* para uma distribuição que se ajusta à função Gamma é determinada pela equação (3.45).

$$\text{RQD}^* = 100c - \frac{1}{\Gamma(c)} \int_0^{\frac{\lambda}{10}} t^c e^{-t} dt \quad (3.45)$$

A integral da equação (3.45) pode ser resolvida numericamente, como no desenvolvimento das equações anteriores. A solução final pode ser atingida de três maneiras: (i) por meio de métodos numéricos, (ii) por meio de uma série de Taylor (iii) por meio de tabelas (Abramowitz, 1965).

Caso o valor do espaçamento mínimo seja diferente de 0,1m, deve-se substituir o valor (0,1) da equação pelo valor do espaçamento mínimo determinado por meio da tabela 3.20, apresentada por Harrison (1999).

Para o caso da distribuição de Weibull (Equação 3.46), obtém a equação do RQD\* para essa distribuição (Equação 3.47).

$$f(x) = \frac{c}{x} (\lambda x)^c e^{-(\lambda x)^c} \quad (3.46)$$

onde (c) é o parâmetro forma da função Gamma.

$$\text{RQD}^* = 100\lambda c \int_{0.1}^{\infty} (\lambda x)^c e^{-(\lambda x)^c} dx \quad (3.47)$$

A seguir será desenvolvida a integral da equação (3.47), conforme realizado para a distribuição lognormal e normal.

$$\lambda c \int_{0.1}^{\infty} (\lambda x)^c e^{-(\lambda x)^c} dx$$

Considerando  $t = \lambda x$ , a integral pode ser simplificada como segue:

$$= c \int_{0.1\lambda}^{\infty} t^c e^{-t} dt$$

Considerando que  $s = t^c$ ,  $ds = ct^{c-1} dt$  e  $t = s^{1/c}$

$$= \int_{\left(\frac{\lambda}{10}\right)^2}^{\infty} s^{\frac{1}{c}} e^{-s} ds = \int_0^{\infty} s^{\frac{1}{c}} e^{-s} ds - \int_0^{\left(\frac{\lambda}{10}\right)^2} s^{\frac{1}{c}} e^{-s} ds$$

Considerando que  $\int_0^{\infty} s^{1+\frac{1}{c}-1} e^{-s} ds = \Gamma\left(1+\frac{1}{c}\right)$ , onde  $\Gamma(x) = \int_0^{\infty} t^{x-1} e^{-t} dt$  é a função Gamma.

Então,

$$= \Gamma\left(1+\frac{1}{c}\right) - \int_0^{\left(\frac{\lambda}{10}\right)^2} t^{\frac{1}{c}} e^{-t} dt$$

Portanto, o RQD\* para a função Gamma é definido pela equação (3.48).

$$\text{RQD}^* = 100 \left[ \Gamma\left(1+\frac{1}{c}\right) - \int_0^{\left(\frac{\lambda}{10}\right)^2} t^{\frac{1}{c}} e^{-t} dt \right] \quad (3.48)$$

Como no desenvolvimento das funções anteriores, para resolver a equação (3.48) é necessário resolver a função Gamma e a integral dentro da fórmula do RQD\* (Equação 3.48). A solução final pode ser atingida de três maneiras: (i) por meio de métodos numéricos, (ii) por meio de uma série de Taylor, ou (iii) por meio de tabelas (Abramowitz, 1965).

Nas equações desenvolvidas acima se pode notar uma forte influência da variância (conseqüentemente do desvio-padrão) sobre o resultado do RQD\*, como pode ser observado na figura 3.46. No caso da função lognormal a sensibilidade é maior. Esse comportamento reflete a dispersão dos espaçamentos medidos, onde quanto maior a variância maior a diferença entre o maior e o menor espaçamento, indicando que a variação do RQD\* dentro do maciço será grande. Se a variância do espaçamento é pequena, significa que a diferença do espaçamento maior para o menor é pequena, indicando que a variação do RQD\* dentro do maciço é pequena. Seria, portanto um maciço mais homogêneo, quando fora de zonas de falhas ou zonas de cisalhamento.

A figura 3.47 mostra a relação entre o espaçamento médio ( $\bar{x}_2$ ) e o RQD\* para diferentes distribuições normais com diferentes variâncias (ou desvios-padrão). Esses valores foram calculados a partir do mapeamento geomecânico por amostragem por janelas, no qual os valores do espaçamento são calculados a partir da densidade de descontinuidades por unidade de área. Pode-se concluir que existe uma correlação forte entre os valores do RQD\* para as diferentes distribuições do

espaçamento. Entretanto, deve-se enfatizar que esses valores foram adquiridos em um mesmo maciço rochoso (camada Bonito), mas por metodologias de amostragem diferenciadas.

A equação da reta de ajuste na figura 3.47 tem o mesmo formato da equação de Palmström (1984), na qual o (RDQ\*) é estimado a partir de medidas da densidade de discontinuidades por unidade de área (ou volume). O espaçamento foi calculado a partir das medidas de densidade ( $\lambda_2$ ).

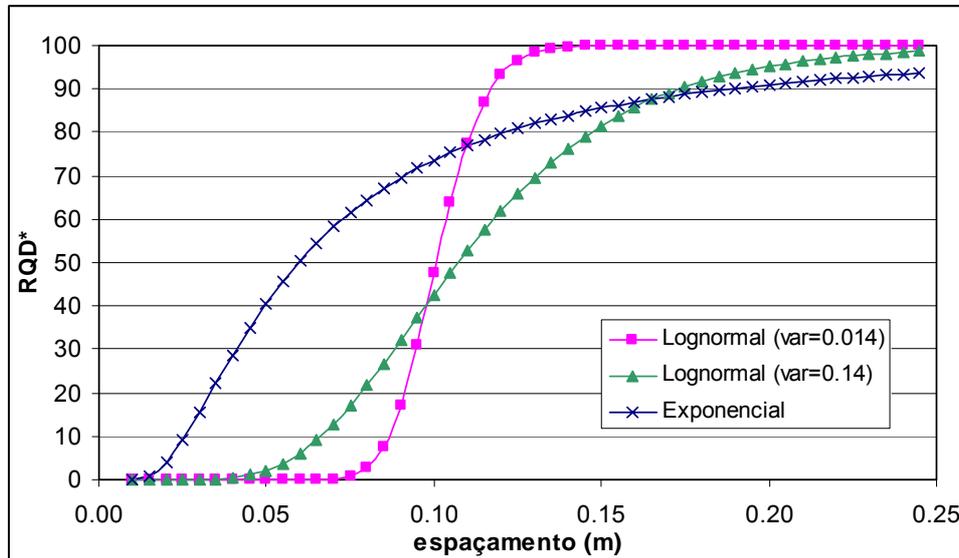


Figura 3.46 – Variação do RQD\* em função da variância da distribuição lognormal.

O cálculo do RQD\* baseado na distribuição de função que melhor se ajusta ao histograma do espaçamento foi apresentado acima nesse item, onde a fórmula do RQD\* foi desenvolvida integrando a função de distribuição ajustada. A tabela 3.21 apresenta os parâmetros necessários para o cálculo do RQD\*, o qual será utilizado na classificação geomecânica.

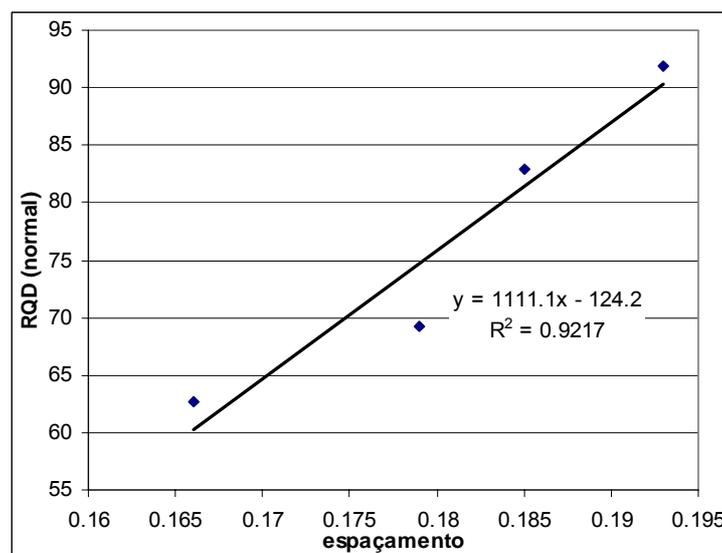


Figura 3.47 – Relação entre o espaçamento médio e RQD\* para diferentes distribuições normais.

Tabela 3.21 – Parâmetros do espaçamento para o cálculo do RQD\*

Parâmetro	Medidas	
	In-situ	Múltiplas Linhas (foto)
Média ( $\mu$ )	0,182 ( $\bar{X}_2$ )	0,149 ( $\bar{X}$ )
Mediana (m)	0,180	0,120
Variância ( $\sigma^2$ )	0,000668	0,01381
Desvio Padrão ( $\sigma$ )	0,02585	0,11751
Função	Normal	Lognormal
Frequência ( $\lambda = 1/\mu$ )	5,49	6,71

Como mencionado anteriormente é necessário determinar o valor do espaçamento mínimo, função da distribuição ajustada ao histograma dos espaçamentos, da variância da distribuição e dos valores máximo e mínimo da frequência. Conforme as equações (3.24) e (3.41), pode-se determinar qual o valor do espaçamento mínimo para as funções de distribuição ajustadas para o histograma do espaçamento das linhas de amostragem múltiplas traçadas dentro das janelas de amostragem.

Baseado nas medidas do espaçamento, conforme o anexo II, os valores da frequência máxima e mínima para todas as janelas são 4,5 e 9,1, respectivamente; e a variância é de 0,01381. Aplicando a equação (3.37) para a distribuição lognormal, a qual é a distribuição para a metodologia da amostragem por linhas múltiplas, o valor do espaçamento mínimo é de 0,15 metro.

No caso das medidas realizadas por meio de amostragem por janelas, essas medidas representam o espaçamento médio em cada janela, o histograma é determinado a partir das janelas juntas (Figura 3.40). Nesse caso, são determinados os valores da maior e menor frequência por meio do inverso do espaçamento médio em cada uma das janelas e a variância máxima e mínima são iguais. Utilizando a equação da tabela 3.20 o valor do espaçamento mínimo é de 0,16 metro.

O RQD\* deve ser calculado utilizando as equações (3.32) e (3.37), respectivamente para as medidas realizadas por meio de janela de amostragem *in-situ* e por meio de múltiplas linhas de referência, baseadas em fotos. Substituindo os valores da tabela 3.21 nas equações (3.32) e (3.37), obtêm-se as seguintes equações para o RQD\* para a distribuição normal e lognormal, respectivamente (Equações 3.49 e 3.50). No caso da distribuição lognormal, os valores dos dados escalares devem ser transformados por meio do logaritmo natural ( $\ln(x)$ ).

$$RQD^* = 100 \frac{1}{2} \left( \frac{(5.49)(0.02585)\sqrt{2}}{\sqrt{\pi}} e^{-\frac{(0.16-0.182)}{0.02585\sqrt{2}}} + 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{0.16-0.182}{0.02585\sqrt{2}}\right) \right) \quad (3.49)$$

$$RQD^* = 100 \frac{1}{2} \left( 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{0.1183}{2\sqrt{2}} + \frac{2}{0.1183\sqrt{2}} \ln(6.71 * 0.15)\right) \right) \quad (3.50)$$

Calculando os valores das razões e calculando o valor da função erro [erf(x)], os valores do RQD\* baseados nas equações (3.49) e (3.50) são 84,2% e 45,4%, respectivamente. Pode-se observar que os valores do RQD\* são diferentes, porque o espaçamento médio das duas distribuições possui diferença em torno de 4 cm, mostrando que as fórmulas do RQD\* desenvolvidas a partir da função de distribuição particular de cada histograma mostra-se mais verdadeiro (Figura 3.48). Além disso, a variância (ou desvio-padrão) da distribuição exerce influência direta no resultado do RQD\*. A sensibilidade das fórmulas do RQD\*, baseadas na distribuição de frequência do espaçamento (histograma) é grande, sendo que, além do espaçamento médio (por consequência a frequência de descontinuidades), o espalhamento do histograma também contribui para a variação do resultado. No caso da função exponencial a média e o desvio-padrão possuem o mesmo valor, os quais são representados pela frequência de descontinuidades, quando desenvolvida a fórmula do RQD\* baseada na função exponencial (Hudson e Harrison, 1997).

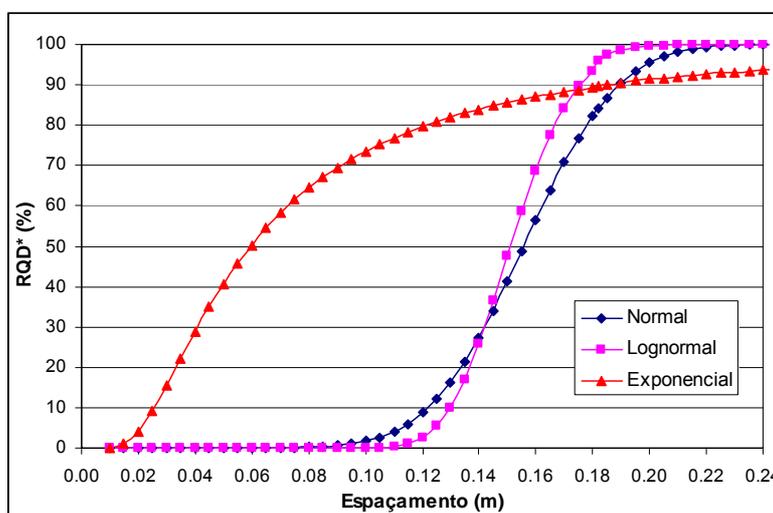


Figura 3.48 – Comparação entre as curvas de correlação entre espaçamento médio e RQD\* para diferentes funções de distribuições.

Comparando os resultados da aplicação da equação de Priest e Hudson (1976), pode-se verificar que o RQD\* é muito diferente do calculado pelas equações (3.32) e (3.37), conforme a figura 3.48. Pode-se observar a boa correlação entre as duas curvas para o RQD\* a partir da distribuição lognormal e normal, mostrando a necessidade do ajuste da equação do RQD\* em função da distribuição dos espaçamentos.

Os valores do RQD nos furos de sondagem confirmam que o cálculo do RQD\* baseado na verdadeira função de distribuição do espaçamento entre as descontinuidades é mais próxima a realidade (ou a qualidade) da rocha. Os valores do RQD medidos em furos de sondagem variam entre 10% e 60%, indicando que a camada de carvão Bonito varia sua classificação de ‘pobre’ a ‘fraca’.

Portanto, para o cálculo dos índices da classificação geomecânica RMR de Bieniawski o valor do RQD\* será baseado no menor resultado obtido por meio das equações (3.49) e (3.50), que são respectivamente, 45,4% e 84,2%. Os espaçamentos médios, os quais, também, são considerados

---

nos índices da classificação RMR devem ser respectivamente, 0,149m e 0,182m.

### **3.4.2. Sistema Rock Mass Rating (RMR)**

A classificação geomecânica RMR (*Rock Mass Rating*) foi desenvolvida por Bieniawski, entre os anos de 1972 e 1973 (Bieniawski, 1973 e 1989). Esse sistema tem origem na escavação de túneis e atualmente é utilizado em vários tipos de aplicações de escavações em obras civis e mineração. O RMR pode ser ajustado (ou modificado) em função do tipo de escavação ou maciço rochoso (Unal, 1983; Serafim e Pereira, 1983; Romana, 1983; Newman e Bieniawski, 1986). A classificação RMR tem sido aplicada em vários estudos de caso em problemas em mecânica de rochas, como estabilidade de taludes, fundações, mineração, etc. Existem registrados cerca de 351 estudos de casos, aplicando o sistema RMR (Bieniawski, 1989). As principais aplicações estão em túneis (Bieniawski, 1984). Em mineração podem ser citadas Laubscher (1984), Unal (1983), Correa (2000), Ghose e Raju (1981), Abad et al. (1983), Kendorki et al. (1983), Newman e Bieniawski (1986) e Venkateswarlu (1986). Em mineração de carvão especificamente pode-se referenciar Unal (1983), Newman e Bieniawski (1986) e Venkateswarlu (1986) onde esses autores preocuparam-se com a utilização da classificação RMR para estimar as condições do teto e dimensionamento do suporte.

O sistema RMR utiliza cinco parâmetros principais para classificar o maciço rochoso, que são:

- Resistência à compressão uniaxial da rocha
- RQD ou RQD\* (*Rock Quality Designation*)
- Espaçamento entre descontinuidades
- Qualidade das descontinuidades
- Presença de água no maciço rochoso

O RMR deve ser aplicado dividindo o maciço rochoso em unidades uniformes que contenham características estruturais e geológicas semelhantes. No caso de jazidas de carvão pode-se dividir o maciço em camadas (siltito, arenito, carvão, etc), zonas de falha, fraturas e diques. Embora o maciço rochoso seja descontínuo por natureza, deve-se tentar separar o maciço em regiões onde o espaçamento entre descontinuidades (ou frequência) seja uniforme, sendo essas regiões limitadas por zonas de falha, diques, fraturas, etc. Esse tipo de critério permite o modelamento das descontinuidades ao longo de todo o maciço, exatamente para determinar as regiões homogêneas em termos de classificação geomecânica e densidade de descontinuidades. A aplicação de um critério específico para cada tipo de situação encontrada na mina tem como um dos principais objetivos a determinação do tipo de suporte necessário para manter a escavação estável. O RMR é definido pelos parâmetros citados acima, e os critérios e valores para cada parâmetro estão apresentados na tabela 3.22.

Na seção, A, cada parâmetro está agrupado em cinco faixas de valores decrescentes que refletem uma redução na qualidade do maciço. É importante observar que a quantidade e qualidade das descontinuidades têm influência significativa na classificação RMR. Dos cinco parâmetros da classificação, três são relativos a descontinuidades presentes no maciço rochoso, em especial o

espaçamento médio que é considerado duas vezes na classificação RMR; primeiro por meio do próprio valor do espaçamento e, segundo, por meio o RQD (ou RQD\*). Devido a isso, torna-se importante a correta estimativa do espaçamento médio das descontinuidades.

Após a determinação dos índices para cada um dos cinco parâmetros, esses valores são somados para fornecer o valor básico de RMR, sem os ajustes para a relação entre a orientação das descontinuidades e a orientação da escavação. Após o ajuste do RMR em relação à orientação e conforme o tipo de escavação (Tabela 3.22, seção B), o maciço rochoso pode ter valor máximo de 100 para o RMR, sendo classificado em cinco classes (Tabela 3.22, seção C).

Tabela 3.22 – Valores dos parâmetros que compõem a classificação RMR.

A. Parâmetros de classificação e seus índices									
Parâmetro			Valores						
1	Resistência rocha intacta	Índice de carga pontual (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	Valores baixos, recomendado compressão uniaxial		
		Compressão Uniaxial (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	<b>Índice</b>	<b>15</b>	<b>12</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	
2	RDQ ou RQD* (%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	<b>Índice</b>		<b>20</b>	<b>17</b>	<b>13</b>	<b>8</b>	<b>3</b>		
3	Espaçamento médio (m)		>2	0.6-2	0.2-0.6	0.06-0.2	<0.06		
	<b>Índice</b>		<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>8</b>	<b>5</b>		
4	Condições das descontinuidades		Superfície muito rugosa, não contínua, sem separação, sem intemperismo	Superfície levemente rugosa, separação <1mm, levemente intemperisada	Superfície levemente rugosa, separação <1mm, forte intemperismo	Superfícies planas ou preenchimento <5mm ou abertura entre 1-5mm contínua	Preenchimento >5mm ou abertura >5mm contínua		
	<b>Índice</b>		<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>0</b>		
5	Presença de água	Fluxo de água por 10m de galeria (l/min)	Sem ocorrência de água	<10	10-25	25-125	>125		
		Razão pressão de água na junta pela tensão principal	0	<0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
		Condições gerais	Seco	Pingos	Molhado	Gotejamento	Fluxo contínuo		
	<b>Índice</b>		<b>15</b>	<b>10</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>0</b>		
B. Ajustes para a orientação das descontinuidades em relação a escavação									
Direção e mergulho das descontinuidades			Muito favorável	Favorável	Fraco	Desfavorável	Muito desfavorável		
Índices	<b>Galerias</b>		<b>0</b>	<b>-2</b>	<b>-5</b>	<b>-10</b>	<b>-12</b>		
	Fundações		0	-2	-7	-15	-25		
	Taludes		0	-5	-25	-50	-60		
C. Classificação geomecânica a partir dos índices									
Escore			100-80	80-61	60-41	40-21	<20		
Classe			I	II	III	IV	V		
<b>Descrição do maciço</b>			<b>Muito bom</b>	<b>Bom</b>	<b>Fraca</b>	<b>Pobre</b>	<b>Muito pobre</b>		
D. Significado da classificação geomecânica									
Classificação			I	II	III	IV	V		
<b>Tempo auto-sustentação / vão (m)</b>			<b>20 anos p/15 m</b>	<b>1 ano p/10 m</b>	<b>1 semana p/5 m</b>	<b>10 horas p/2.5 m</b>	<b>30 minutos p/1 m</b>		
Coesão (kPa)			>400	300-400	200-300	100-200	<100		
Ângulo de atrito interno (graus)			>45	35-45	25-35	15-25	<15		

A relação entre a orientação das descontinuidades e a orientação da escavação, ajusta o

RMR básico de acordo com a tabela 3.22 seção B. Cada tipo de obra de escavação terá um valor para o índice do parâmetro em questão, se galeria, talude ou fundação. Esse parâmetro é analisado em termos qualitativos, i.e., se a orientação de uma das famílias de descontinuidade é favorável ou não, em relação à orientação da escavação. A tabela 3.23 apresenta um guia para a decisão do parâmetro qualitativo em função da relação entre as orientações das descontinuidades e da escavação, para o caso de escavações subterrâneas, modificado por Wickham et al. (1972). Para taludes e fundações, devem ser consultadas as referências: Romana (1985) e Bieniawski (1989).

Para aplicação do RMR em minerações, vários autores propõem ajustes ao RMR básico em função do estado de tensões, profundidade, desmonte e presença de falhas (Laubscher, 1977; Laubscher e Taylor, 1976; Kendorski et al, 1983; Laubscher e Page, 1990), conhecido como *Modified Rock Mass Rating*. O procedimento desses ajustes pode ser resumido conforme a figura 3.49.

Tabela 3.23 – Ajuste para a relação entre o mergulho das descontinuidades e a orientação da abertura subterrânea em relação à estabilidade do teto (Wickman et al, 1972).

<b>Direção perpendicular ao eixo do túnel</b>			
Mergulho na mesma direção do avanço		Mergulho contra a direção do avanço	
Mergulho 45-90	Mergulho 20-45	Mergulho 45-90	Mergulho 20-45
<b>Muito favorável</b>	<b>Favorável</b>	<b>Fraco</b>	<b>Desfavorável</b>
<b>Direção perpendicular ao eixo do túnel</b>		<b>Sem considerar a direção</b>	
Mergulho 20-45	Mergulho 45-90	Mergulho 0-20	
<b>Fraco</b>	<b>Muito desfavorável</b>	<b>Fraco</b>	

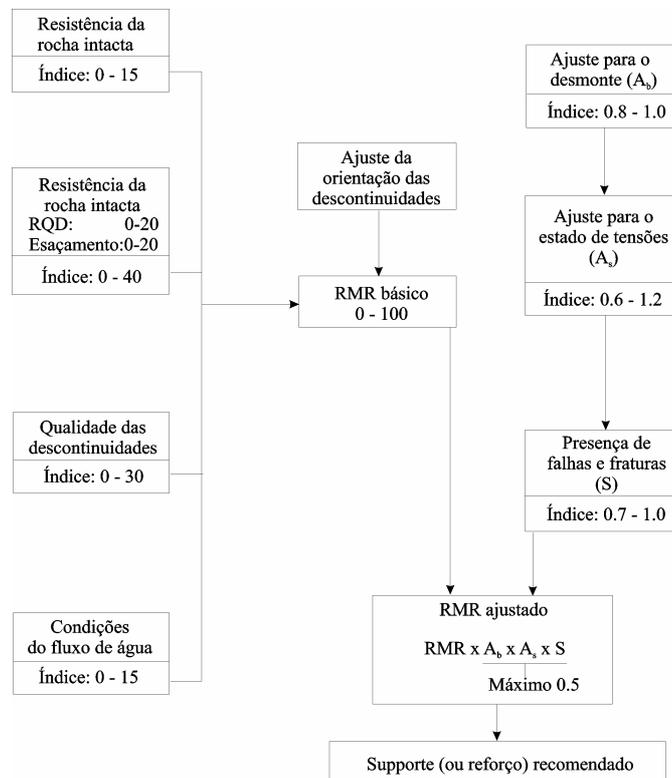


Figura 3.49 – Ajuste do RMR para atividades de mineração (Laubscher, 1977).

A classificação geomecânica do maciço rochoso tem a vantagem de informar ao engenheiro (ou geólogo) a qualidade da rocha e o seu potencial em termos de auto-sustentação e a necessidade de suporte e reforço. Pode estimar parâmetros geomecânicos de coesão ( $c$ ) e ângulo interno de fricção ( $\phi$ ), conforme a tabela 3.22 seção D. A figura 3.50 mostra o tempo de auto-sustentação de uma abertura subterrânea em função da classificação RMR e do vão (ou largura) da abertura.

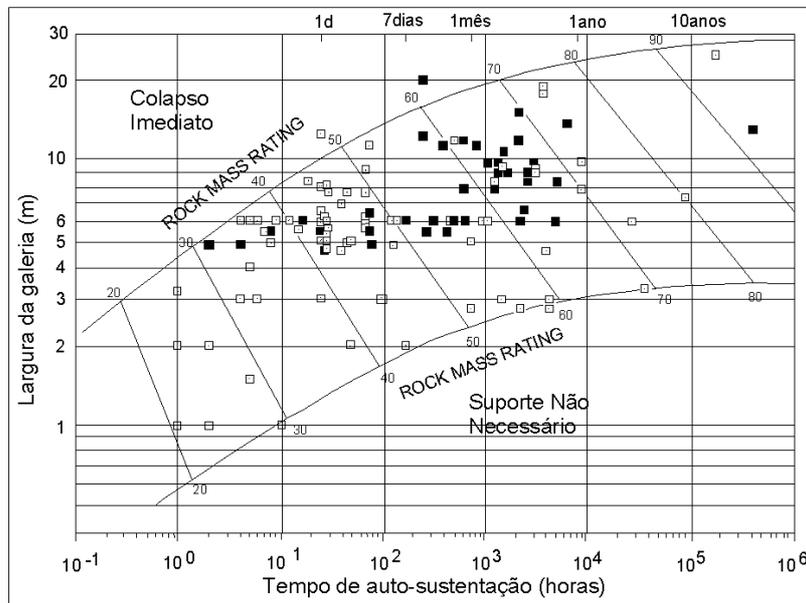


Figura 3.50 – Determinação da estimativa de auto-suporte de uma galeria em função do seu vão e da classificação RMR (Bieniawski, 1989).

Em maciços rochosos com diferentes camadas de rochas com qualidades diferentes ou variações dentro do mesmo maciço rochoso, é importante determinar as condições mais críticas (ou pior condição), isto é, as condições geológicas e estruturais do maciço regerão a classificação geomecânica desse maciço rochoso. Outros fatores geomecânicos, como a resistência mecânica e deformação, também são influenciados pela qualidade da rocha.

Bieniawski (1989) apresenta correlações entre o RMR e o módulo de deformação do maciço rochoso ( $E_M$ ), conforme a figura 3.51. Essas curvas são calculadas por meio das equações de Serafim e Pereira (1983) e Bieniawski (1978), equações (3.51) e (3.52), respectivamente. Os resultados do módulo de deformação calculados pelas equações (3.51) e (3.52) são comparados com o módulo calculado por meio do critério de ruptura de Hoek-Brown (Hoek e Brown, 1997), o qual será detalhado nos próximos itens.

$$E_M = 10^{(RMR-10)/40} \quad (3.51)$$

$$E_M = 2RMR - 100 \quad (3.52)$$

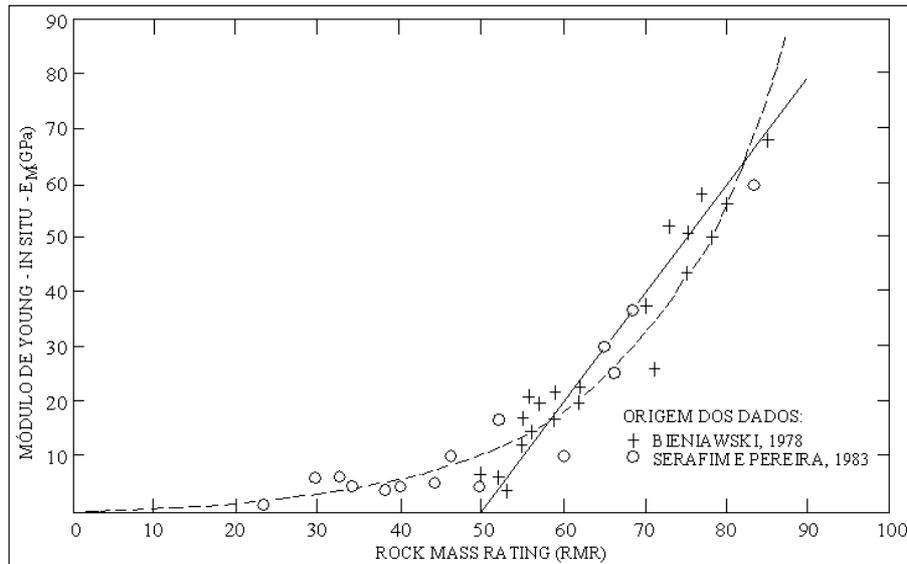


Figura 3.51 – Relação entre o RMR e o módulo de deformação in-situ.

A aplicação direta do RMR em fórmulas para determinar os parâmetros geomecânicos de maciços rochosos por meio do critério de ruptura de Hoek-Brown não apresentava correlação com as observações em campo, principalmente em rochas mais brandas (Hoek e Brown, 1997). Então foi criado o índice GSI (*Geological Strength Index*) por Hoek (1995) e Hoek, Kaiser e Bawden (1995).

A resistência do maciço rochoso, como mencionado anteriormente, depende das propriedades da rocha intacta e das propriedades das descontinuidades que separam a rocha intacta em blocos ou formam uma massa extremamente fraturada. Os blocos têm a possibilidade de escorregar e rotacionar dependendo das qualidades das descontinuidades, geometria e da orientação desses blocos. O GSI é um índice capaz de estimar a redução da resistência do maciço rochoso em diferentes condicionamentos geológicos. A tabela 3.24 apresenta as informações necessárias para estimar o GSI para diferentes condicionantes geológicos e estruturais (Hoek e Brown, 1997).

O valor do GSI também pode ser determinado por meio do RMR (Bieniawski, 1989). Considerando o índice para a presença de água igual a 15 (seco) e o índice de relação entre a orientação das descontinuidades e a orientação da escavação muito favorável (índice 0), a equação (3.53) é utilizada para estimar o GSI baseado no RMR.

$$GSI = RMR_{89} - 5 \tag{3.53}$$

As equações para estimar o módulo de deformação do maciço rochoso (Equações 3.51 e 3.52) são melhores adaptadas para rochas mais competentes (Hoek e Brown, 1997). Esses mesmos autores propõem a equação (3.54) que melhor se ajusta a rochas com menor índice de classificação e com resistência à compressão uniaxial ( $\sigma_c$ ) pequenas (menores que 100MPa), onde GSI é igual ao RMR sem considerar o índice da orientação da galeria.

$$E_M = \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{(GSI-10/40)} \quad (3.54)$$

Tabela 3.24 – GSI baseado em observações do condicionamento geológico e estrutural (Hoek e Brown, 1997)

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX (GSI)		QUALIDADE DAS DESCONTINUIDADES				
Escolher o quadro de intersecção que melhor se aproxima das condições geológicas e estruturais do maciço rochoso. Estimar o GSI com o valor médio do índice do quadro escolhido.		MUITO BOA Muito rugosa, fresca, sem intemperismo	BOA Rugosa, levemente intemperizada	FRACA Lisa, moderadamente intemperizada ou alterada	POBRE Planos de escorregamento, forte alteração com preenchimento compacto ou fragmentos angulosos	MUITO POBRE Planos de escorregamento, forte alteração com argila ou material fino não compactado
CONDIÇÃO ESTRUTURAL		DIMINUI A A QUALIDADE				
	BLOCOS - boa intercalação dos blocos, maciço rochoso pouco perturbado, formas aproximada de cubos, famílias quase ortogonais	80	70			
	MUITO FRATURADO - fragmentado maciço parcialmente perturbado com bloco angulosos devido a quatro ou mais famílias de fraturas		60	50		
	FRATURADO E PERTURBADO - maciço dobrado com blocos de formas diferentes cortando várias famílias de descontinuidades			40		
	DESAGRAGADO - pouca interação entre os blocos, maciço rochoso quebrado com mistura de fragmentos arredondados e angulosos				30	
						20
						10

Hoek, Torres e Corkum (2002) incluem na equação um parâmetro ( $R_D$ ) que reduz o módulo de deformação em função da qualidade do desmonte e da intensidade das tensões nas paredes da escavação, alterando a equação (3.54) para a equação (3.55).

$$E_M = \left(1 - \frac{R_D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_c}{100}} 10^{(GSI-10/40)} \quad (3.55)$$

Para mineração de carvão a classificação RMR é utilizada para determinar o carregamento de suporte de teto (Unal, 1983), conforme a equação (3.56), onde (P) é a protensão do suporte, ( $\gamma$ ) é a densidade do maciço rochoso e (B) é a largura da galeria. O referido autor também desenvolve uma relação empírica para estimar a altura de carregamento sobre a galeria ( $h_t$ ), conforme a equação (3.57). Em função da altura e do carregamento, Unal (1983) sugere que o comprimento do tirante ( $L_t$ ) seja  $0.5h_t$  para tirantes com ancoragem mecânica; e para ancoragem com resina o comprimento é estimado pela equação (3.58), onde (B) é a largura da galeria, ( $\sigma_h$ ) é a tensão horizontal no teto.

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \gamma B \quad (3.56)$$

$$h_t = \frac{100 - RMR}{100} B \quad (3.57)$$

$$L_t = \sqrt{\frac{\gamma B^2}{2\sigma_h} h_t} \quad (3.58)$$

Bieniawski (1976) propõe uma correlação entre as classificações RMR e Q. Essa correlação está baseada em estudos de casos para túneis, onde foram aplicadas as duas classificações geomecânicas. Essa correlação é mostrada pela equação (3.59).

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad (3.59)$$

Ambos os métodos são os mais utilizados para classificação geomecânica e ambos incorporam parâmetros geológicos, geométricos e de engenharia (relativo à construção). Existem muitas semelhanças entre o RMR e o sistema-Q no cálculo dos parâmetros e na determinação do índice de qualidade do maciço. As diferenças são os pesos dados para um mesmo parâmetro. O RMR utiliza a resistência à compressão diretamente no cálculo da qualidade, enquanto que o sistema-Q utiliza a resistência como uma relação no parâmetro estado de tensões. Hoek (1998) afirma que a grande diferença entre o RMR e o sistema-Q é ausência do parâmetro estado de tensão no RMR. Além disso, a classificação RMR pode ser aplicada para a classificação geomecânica de maciços

rochosos em mineração de carvão, quando ajustado para tal situação (Unal, 1983).

### 3.4.3. Coal Mine Roof Rating (CMRR)

A classificação geomecânica CMRR foi desenvolvida exclusivamente para a classificação de maciços rochosos sedimentares que formam o pilar e teto em minerações subterrâneas de carvão. Desenvolvida pelo *US Bureau of Mines* (Molinda e Mark, 1993 e 1994; Molinda et al., 1996; Mark, 1999; Mark, 2001; Mark et al., 2002), o CMRR é uma ferramenta para quantificar as informações geológicas e geotécnicas para aplicação em dimensionamento de pilares e suporte de teto. A classificação CMRR, como outras classificações, considera como principal parâmetro a qualidade das descontinuidades existentes no maciço rochoso, porque são as principais causas para a redução da resistência do maciço.

Como outros sistemas de classificação, o CMRR começa com a premissa que a competência estrutural do maciço rochoso do teto é determinada pelas descontinuidades que enfraquecem a rocha. Rochas sedimentares podem possuir resistência mecânica alta em ensaios de compressão realizados em laboratório, mas laminações e planos de estratificação fazem com que a rocha diminua sua resistência mecânica, devido ao escorregamento das laminações por cisalhamento.

O objetivo da classificação CMRR é identificar os fatores litológicos e geotécnicos que influenciam na competência estrutural do teto da galeria (Figura 3.52) e ponderá-los de acordo com a influência na resistência do maciço rochoso. A soma desses fatores é ponderada dentro do intervalo de ancoragem do teto e sua seqüência estratigráfica (existência de camada competente), além de outras influências da mineração. A classificação CMRR emprega o formato do método de classificação RMR de Bieniawski (1989), que é a soma de vários fatores para a obtenção do índice final, em uma escala de 0-100.

A partir de 1996 (Molinda et al., 1996; Mark et al., 2002) a classificação CMRR foi adaptada para ser aplicada em furos de sondagem. Nesse caso, a classificação CMRR também utiliza o RQD e o espaçamento médio entre descontinuidades como parâmetros para a classificação do maciço rochoso.

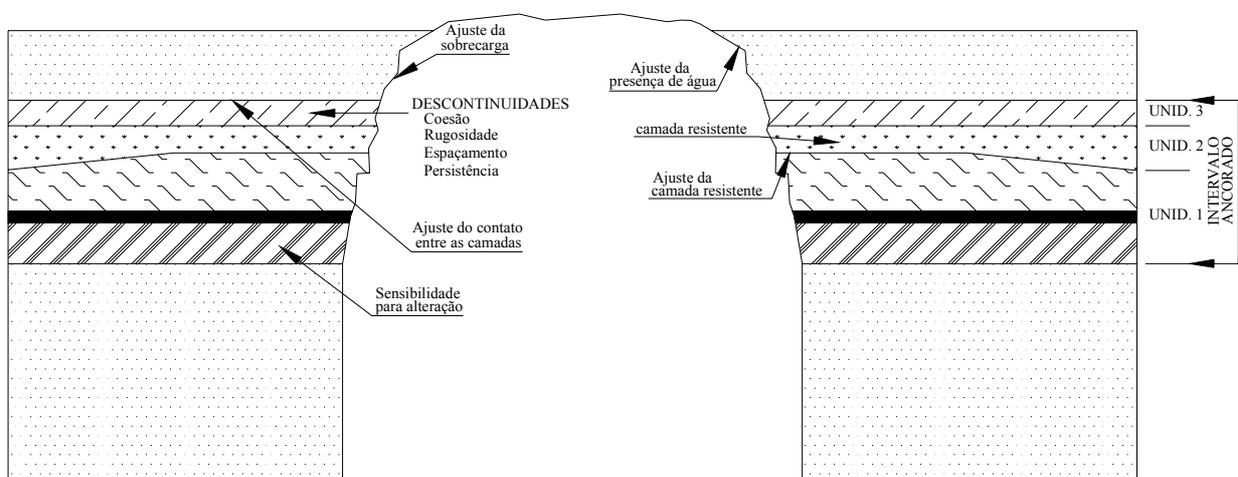


Figura 3.52 – Parâmetros da classificação CMRR (Molinda e Mark, 1994).

---

A classificação CMRR divide os parâmetros em dois tipos de índices. O primeiro leva em consideração as características da rocha e descontinuidades, chamada de *unit rating*. A segunda considera as características do teto, como presença de camada maciça, presença de água, etc, chamada de *roof rating*. Primeiro o teto é separado em unidades litológicas (ou estruturais), sendo que em cada uma das unidades são avaliadas as descontinuidades e suas características.

Os parâmetros utilizados na classificação CMRR são os seguintes:

- Espessura de cada um dos estratos que formam o teto ou pilar formando unidades litológicas;
- Resistência da rocha (por meio do martelo de Schmidt);
- Espaçamento entre as descontinuidades;
- Qualidade das descontinuidades (coesão, rugosidade e persistência);
- Resistência a umidade por meio de teste de imersão;
- Presença de fluxo de água do maciço
- Resistência ao cisalhamento do contato entre as unidades litológicas;

Para a classificação geomecânica em furos de sondagem, são utilizados os seguintes parâmetros (Mark e Molinda, 1996; Molinda et al., 2002):

- Resistência á compressão da rocha (por meio de ensaio de laboratório) ou índice de carga pontual;
- Coesão e rugosidade das descontinuidades;
- RQD ou espaçamento médio entre descontinuidades;
- Qualidade do contato entre diferentes camadas.

Cada parâmetro recebe um índice, conforme a influência e importância para a qualidade do maciço rochoso, segundo os critérios estabelecidos por Molinda e Mark (1993) e Mark e Molinda (1996) e Molinda et al. (2002). O índice do parâmetro teste de carga pontual com carga paralela a foliação é determinado por meio da equação (3.60), onde ( $I_s$ ) é índice de carga pontual para diâmetro do corpo-de-prova de 50 milímetros.

$$\text{Índice} = 0.104 (I_s(50)) + 27.5 \quad (3.60)$$

O índice que se refere ao parâmetro que controla a intensidade de descontinuidades nos furos de sondagem é calculado de duas formas: (i) por meio do RQD e (ii) por meio do espaçamento médio. O índice do parâmetro para o RQD\* é determinado por meio da equação (3.61), sendo que se o índice for menor que 20, então o índice deve ser 20. Caso seja escolhido o espaçamento médio entre as descontinuidades, o índice deve ser calculado por meio da equação (3.62).

$$\text{Índice} = 10.5 \ln \text{RQD} - 11.6 \quad (3.61)$$

$$\text{Índice} = 5.64 \ln (\bar{x}) + 24 \quad (3.62)$$

---

Molinda e Mark (1994), Mark e Chase (1997) e Mark (1999) apresentam aplicações diretas da classificação CMRR em análise de estabilidade de pilares em lavra por meio de *longwall* ou câmaras-e-pilares. Esses trabalhos mostram que existe uma certa correlação entre a classificação CMRR e a estabilidade de pilares de carvão. As principais aplicações da classificação CMRR são: ALPS – *Analysis of Longwall Pillar stability* (Mark, 1993), ARMPS – *Analysis of Retreat mining Pillar Stability* (Mark e Chase, 1997) e aplicações em fórmulas empíricas para a estimativa da largura da diagonal de cruzamentos e comprimento de tirantes (Mark, 2001; Mark, et al., 2002).

Não foram encontradas referências sobre a utilização do RMR diretamente na estimativa da resistência mecânica do pilar. Entretanto, a classificação geomecânica é importante porque é por meio dela que se podem estimar as propriedades geomecânica de maciço rochoso. Baseado nos ensaios em laboratório e no mapeamento geomecânico obtém-se a classificação geomecânica e, aplicando essa classificação geomecânica nas equações dos critérios de ruptura (Hoek e Brown, 1997), determina-se os parâmetros geomecânicos que serão utilizados em modelamentos numéricos.

A vantagem da classificação RMR em relação a outras classificações é que o valor do RMR pode ser aplicado para a estimativa da resistência do maciço rochoso (Hoek e Brown, 1997). Porque as outras não servem? O Sistema-Q de Barton é utilizado apenas para túneis, onde a exigência de revestimento é maior, por isso, irá superestimar as estruturas de suporte para mineração de carvão.

O CMRR não apresenta correlação (ou aplicação) para a estimativa da resistência do maciço rochoso. Apesar da classificação CMRR ser desenvolvida para rochas sedimentares (especialmente jazidas de carvão) e os autores afirmarem que o valor do CMRR deve ser próximo ao valor do RMR para a mesma rocha, não existem referências mostrando essa correlação. Para trabalhos futuros deve-se determinar essa correlação. Nessa tese de doutorado será utilizada a classificação RMR exatamente pelo motivo apresentado acima.

#### **3.4.4. Classificação geomecânica da camada Bonito**

Na classificação geomecânica da camada Bonito foi utilizada o sistema RMR de Bieniawski (1973), aplicando-se as informações adquiridas a partir dos ensaios de laboratório e mapeamento geomecânico. Essas informações são ponderadas conforme os índices da classificação RMR da tabelas 3.22, sendo que a soma desses índices formará o RMR básico. Os índices para o cálculo do RMR para o carvão da camada Bonito estão na tabela 3.25. Os valores do RMR e GSI para todos os maciços do sistema piso-pilar-teto da camada Bonito são apresentados na tabela 3.27.

Na estimativa do índice que controla a relação de orientação das descontinuidades e orientação das galerias, foi considerado que a relação é sempre desfavorável, porque as galerias em lavra de carvão por meio de câmaras-e-pilares possuem diferentes orientações, dependendo da direção do avanço de lavra e orientação do painel de produção.

O valor da resistência à compressão é baseado nos ensaios de laboratório, conforme o item 3.2 desse capítulo. O RQD\* e o espaçamento médio foram determinados utilizando as novas técnicas de mapeamento geomecânico e cálculo do espaçamento médio (Equação 3.15), onde o RQD\* é determinado pela equação (3.37).

A qualidade das descontinuidades é baseada no mapeamento geomecânico e ajustada conforme a tabela 3.22. Nesse caso, deve-se selecionar o caso em que seja observada a pior situação

(ou situação mais desfavorável) em termos de qualidade das descontinuidades. Como a situação das descontinuidades está em posição intermediária em relação ao índice de qualidade das descontinuidades na tabela 3.22, foi considerado o valor 15 para o parâmetro de qualidade das descontinuidades.

*Tabela 3.25 – Índices para o cálculo do RMR para a camada Bonito.*

<b>Parâmetro</b>	<b>Valor ou descrição</b>	<b>Índice</b>
Resistência da rocha intacta (MPa)	22,72MPa	2
RQD*	45,4	8
Espaçamento entre juntas (m)	0,179	8
Qualidade das juntas	Superfície lisa, levemente ondulada, separação <1mm, fraco intemperismo.	15
Presença de água	Não detectado	15
Relação de orientação com a galeria	Desfavorável	-10
<b>RMR</b>		<b>38</b>
<b>GSI</b>		<b>43</b>

Conforme os critérios considerados para o ajuste dos índices citados acima, o valor do RMR é 38. Portanto, conforme a seção C da tabela 3.22, o maciço rochoso que forma a camada Bonito é considerado pobre (Classe IV). A tabela 3.22 seção D indica coesão variando entre 100 e 200kPa e ângulo de atrito interno variando entre 15° e 25°. A estimativa de tempo de auto-sustentação, conforme a figura 3.50, indica tempo de auto-sustentação baixo (uma semana para 5m de largura). O tempo de auto-sustentação não pode ser aplicado para esse caso, porque a camada Bonito não forma o teto da galeria.

O valor do RMR da tabela 3.22 é calculado para o maciço intacto, sem ser afetado pelo desmonte com explosivo. Na Mina do Barro Branco a escavação das galerias é realizada utilizando explosivos, os quais afetam consideravelmente a resistência na borda do pilar (em torno de 1 metro). Portanto, a qualidade do maciço rochoso na borda do pilar é menor que a qualidade do maciço no interior intacto do pilar. Por consequência, a classificação RMR deve ser menor que o RMR calculado na tabela 3.25.

Portanto, os valores dos índices para os parâmetros da classificação RMR ajustados na tabela 3.22 devem ser alterados no que se refere ao parâmetro qualidade das descontinuidades. Nesse caso, o valor desse parâmetro diminui para 10 ou 0 (zero) dependendo do efeito do desmonte sobre a borda do pilar. Mantendo o mesmo critério de ajustar o índice para a situação menos favorável, o valor do parâmetro qualidade das descontinuidades diminui para 10. Então, o valor da classificação RMR para a camada Bonito diminui para 35, onde o maciço rochoso permanece com qualidade classe IV (maciço rochoso pobre).

Também podem ser considerados os ajustes do RMR em relação ao desmonte, conforme a figura 3.49. Para o ajuste da classificação geomecânica em função do método de desmonte, Laubscher (1977) sugere que o desmonte deve afetar no máximo 20% sobre a classificação geomecânica. O desmonte na camada Bonito na mina do Barro Branco afeta muito o pilar,

quebrando a borda do pilar e diminuindo a qualidade do maciço com profundidade máxima de 1 metro. O valor do RMR nessa borda afetada deve ser reduzido em 20% do valor original do RMR da camada de carvão. Logo, o RMR é reduzido de 38 para 30, o qual é o valor selecionado para o modelamento geomecânico do pilar, quando levado em consideração a região afetada pelo desmonte.

A figura 3.53 mostra como a classificação RMR está distribuída dentro do pilar. A borda do pilar possui RMR baixo (30), com espessura máxima de 1 m; o núcleo do pilar é mais resistente e não afetado pelo desmonte possui RMR mais alto (43).

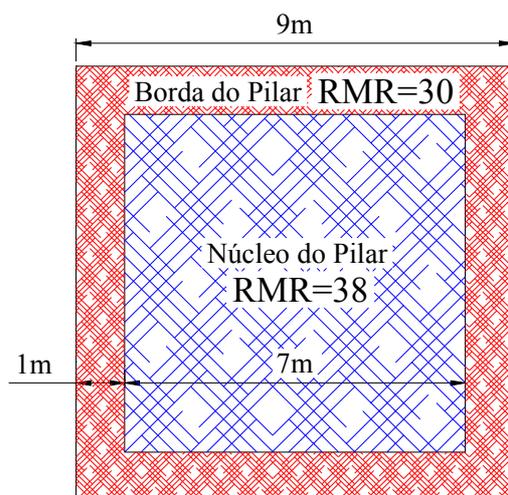


Figura 3.53 – Classificação geomecânica do pilar.

Há distinção da resistência do maciço rochoso nessas duas partes. Portanto, no momento do dimensionamento do pilar deve-se considerar esse fator e as relações que cada uma dessas partes possuem para a estabilidade do pilar.

Os valores do RMR serão subsídios para a estimativa da resistência do maciço, juntamente com os resultados dos ensaios em laboratório, utilizando os critérios de rupturas por meio das equações de Hoek-Brown ou Mohr-Coulomb. A tabela 3.26 apresenta os valores da classificação geomecânica para as rochas do sistema piso-pilar-teto, para a camada Bonito, incluindo a classificação das rochas quando afetadas pelo desmonte com explosivos.

Mark e Molinda (1996) adaptaram a classificação CMRR para medidas sobre testemunhos de sondagem. Dentro dos parâmetros e informações obtidos por meio do mapeamento geomecânico e ensaios de laboratório pode-se utilizar o cálculo do CMRR para a camada de carvão. Utilizando o CMRR com os parâmetros utilizados para o cálculo do RMR, sendo que a rocha é levemente sensível ao teste de imersão em água. O valor do CMRR é de 40, próximo ao RMR calculado com os mesmos parâmetros (38).

Como foi mencionado anteriormente, não existem referências mostrando correlação entre as duas classificações geomecânicas. Entretanto, os valores da classificação geomecânica calculado pelas duas metodologias são próximos.

Tabela 3.26 – Classificação geomecânica dos maciços rochosos que formam o sistema piso-pilar-teto

Parâmetro	Carvão		Arenito (teto)		Argilito		Siltito (piso)	
	Característica	Índice	Característica	Índice	Característica	Índice	Característica	Índice
Resist. à compressão uniaxial	22.72MPa	2	77.9MPa	7	26.28MPa	4	37.99MPa	4
Espaçamento	0,179m	8	>1.8m	15	0,179m	8	0,179m	8
RQD*	45	8	100	20	45	8	45	8
Qualidade das descontinuidades	Sup.lisa, levemente ond., separação <1mm, fraco intemp.	15	Superfície levemente rugosa, separação <1mm, forte intemperismo	20	Sup.lisa, levemente ond., separação <1mm, fraco intemp.	15	Sup.lisa, levemente ond., separação <1mm, fraco intemp.	15
Presença de água	Seco	15	Seco	15	Seco	15	Seco	15
Relação de orientação	Desfavorável	-10	Favorável	-2	Desfavorável	-10	Muito favorável	0
<b>RMR</b>		<b>38 (48)*</b>		<b>75 (77)*</b>		<b>40 (50)*</b>		<b>50 (50)*</b>
<b>Fator desmonte (RMR<sub>D</sub>)</b>	<b>*0,8</b>	<b>30</b>	<b>*1</b>	<b>75</b>	<b>*0,8</b>	<b>32</b>	<b>*1</b>	<b>50</b>
<b>GSI (RMR*-5)</b>		<b>43</b>		<b>70</b>		<b>45</b>		<b>45</b>
<b>GSI material afetado (RMR<sub>D</sub>-5)</b>		<b>25</b>		<b>70</b>		<b>27</b>		<b>40</b>

(\*) – quando não é considerado o fator de redução em relação a orientação das descontinuidades e a orientação da escavação

---

### 3.5. Estimativa da resistência do maciço e caracterização geomecânica

Um dos maiores problemas enfrentados na fase de projeto de suporte de galerias e dimensionamento de pilares em minas de carvão é a estimativa da resistência do maciço rochoso. Como foi mencionado anteriormente, o maciço rochoso é formado pela rocha e por descontinuidades (juntas, fraturas e falhas), as quais reduzem drasticamente sua resistência. Portanto, deve-se considerar a influência da frequência e da qualidade das descontinuidades sobre a resistência do maciço rochoso, incluindo o grau de alteração, tipo de preenchimento, a rugosidade do plano de descontinuidade e o espaçamento (Bieniawski, 1989). Essas características das descontinuidades são levadas em consideração na classificação geomecânica (Tabela 3.22).

A estimativa da resistência do maciço rochoso por meio de ensaios em laboratório, utilizando corpos-de-prova intactos não reflete a realidade do maciço. Então, a estimativa da resistência deve ser realizada por meio de observações da geologia e estruturas por meio do mapeamento geomecânico, juntamente com os ensaios em laboratório. A estimativa da resistência do maciço rochoso pode ser realizada por meio de ensaios *in-situ*, em grandes blocos e por meio de equações empíricas baseadas nos ensaios de laboratório (Brown, 1970; Jaeger, 1971; Hoek, 1980; Hoek e Brown, 1997; Shoerey, 1997). A estimativa da resistência por meio dos critérios de ruptura é a maneira mais rápida e com menor custo, sendo amplamente utilizada para a estimativa da resistência de maciços rochosos (Hoek e Brown, 1997; Murali Mohan et al., 2001).

Hoek e Brown (1980) usaram os resultados teóricos de Hoek (1968) e modelos de Brown (1970) e Ladanyi and Archambault (1970) em uma pequena quantidade de amostras para desenvolver um critério de ruptura para maciços rochosos. Hoek (1983) também propôs que o sistema de classificação geomecânica do maciço rochoso poderia ser utilizado para estimar a sua resistência por meio do critério de ruptura de Hoek-Brown, no qual a classificação geomecânica é utilizada para estimar os parâmetros desse critério. Inúmeras aplicações práticas desse critério de ruptura em projetos de engenharia têm mostrado que a resistência da rocha é estimada de forma adequada, especialmente para maciços rochosos muito fraturados como no caso do carvão (Hoek e Brown, 1997; Shoerey, 1997; Murali Mohan et al., 2001).

Um vasto número de informações sobre a resistência de rochas intactas, i.e., resistência à compressão uniaxial e triaxial é conhecido para as mais diferentes rochas (Jaeger, 1971; Hoek et al., 1995; Hartman, 1992). Mas informações sobre a resistência do maciço rochoso são muito laboriosas de se obter diretamente, além de ser uma informação pontual. Entretanto, todas as informações obtidas em laboratório e em mapeamento geomecânico podem ser utilizadas para estimar a resistência, desde a simples aplicação de um fator de escala até a aplicação de critérios de ruptura.

Genericamente, um critério de ruptura deve satisfazer as seguintes condições:

- Ter uma boa correlação com os resultados dos ensaios triaxiais realizados em laboratório;
- Ser expresso por uma formulação matemática simples;
- Oferecer a possibilidade de estimar a resistência do maciço rochoso e de rochas fraturadas.

---

Apesar da grande quantidade de critérios de ruptura que foram desenvolvidos ao longo do tempo (Jeager e Cook, 1979; Hudson e Harrison, 1997; Shoerey, 1997; Hoek e Brown, 1997; Colmenares e Zoback, 2001), muitos deles têm aplicação limitada. Além disso, não podem ser aplicados para o caso de maciços rochosos fraturados, apenas para rocha intacta. Os critérios de ruptura utilizados hoje em dia para a determinação dos parâmetros geomecânicos, os quais serão aplicados em modelos geomecânicos, são os critérios de Mohr-Coulomb (Hoek e Brown, 1997; Brady e Bray, 1993) e os critérios de Hoek-Brown (Hoek e Brown, 1980; Hoek et al., 1992; Hoek e Brown, 1997) para rocha intacta ou fraturada. Os programas de modelamento numérico aplicam os parâmetros de Mohr-Coulomb para materiais com comportamento elástico-plástico, como rocha e solos. Portanto, é necessário determinar a correlação entre o critério de Mohr-Coulomb e o critério de ruptura utilizado para determinar os parâmetros do maciço rochoso (Hoek, 1983).

Nesse item será apresentada a utilização dos critérios de ruptura para a estimativa dos parâmetros geomecânicos que serão aplicados no modelamento geomecânico de pilares. Inicialmente é apresentados um resumo da teoria dos critérios de ruptura e, posteriormente, a aplicação dessa metodologia para a estimativa dos parâmetros geomecânicos da camada Bonito.

### ***3.5.1. Critérios de ruptura em rochas***

O critério para a resistência de pico de uma rocha é função da tensão de confinamento, i.e., quanto maior a tensão de confinamento, maior a tensão de pico. Essa relação fornece o pico de resistência em diferentes tensões de confinamento. O critério para a resistência residual pode ser utilizado para prever a resistência residual em várias combinações de tensões de confinamento. Da mesma forma, o critério de ruptura é a relação entre as componentes de tensões ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) que satisfaz a condição de deformação permanente, i.e., a tensão é constante para uma deformação permanente (perfeitamente plástico). Os critérios de resistência de pico e ruptura são melhores representadas por meio de tensões efetivas, nas quais é considerada a poro-pressão. Na maioria dos casos em rocha, a poro-pressão é muito baixa, ou quase zero. A poro-pressão é considerada em rochas muito fraturadas com presença de água.

Em ensaios de compressão com confinamento lateral, a forma geral para a determinação da resistência de pico é função das tensões de confinamento ( $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ ), conforme a equação (3.63). Onde ( $\sigma_1$ ) é a maior tensão principal e em um caso especial é a tensão de pico de resistência da rocha, ( $\sigma_2$ ) é a tensão principal intermediária e ( $\sigma_3$ ) é a menor tensão principal.

$$\sigma_1 = f(\sigma_2, \sigma_3) \tag{3.63}$$

Na prática, a tensão de confinamento intermediária ( $\sigma_2$ ) tem pouca influência sobre a resistência de pico da rocha que ( $\sigma_3$ ). Então, os critérios de ruptura utilizados na prática consideram apenas a menor tensão principal ( $\sigma_3$ ) no cálculo da maior tensão principal ( $\sigma_1$ ), conforme a equação (3.64).

---

$$\sigma_1 = f(\sigma_3) \quad (3.64)$$

Alguns critérios de ruptura são escritos considerando a tensão normal ( $\sigma_n$ ) e a tensão de cisalhamento ( $\tau$ ) sobre um plano na rocha (Equação 3.65).

$$\tau = f(\sigma_n) \quad (3.65)$$

A equação (3.64) é a equação geral para o critério de ruptura de Hoek-Brown e a equação (3.65) é a fórmula geral para o critério de Mohr-Coulomb.

### 3.5.2. Critério de Mohr-Coulomb

Coulomb (1776, In: Brady e Brown, 1993) postulou que a resistência ao cisalhamento das rochas e solos era função da coesão ( $c$ ) e de uma componente de fricção que é dependente da tensão normal sobre um plano de ruptura. Mais tarde, ainda no século XVIII, é que foi desenvolvida a função que é utilizada até hoje, em termos de tensões normal e tensão de cisalhamento.

A fórmula geral da resistência ao cisalhamento é definida conforme a equação (3.66), onde ( $\tau$ ) é a resistência ao cisalhamento, ( $c$ ) é a coesão, ( $\phi$ ) é o ângulo de atrito interno e ( $\sigma_n$ ) é a tensão normal ao plano.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (3.66)$$

A figura 3.54 apresenta a correlação entre as tensões principais e a tensão normal e de cisalhamento. Baseado nessa figura pode-se determinar as relações entre as tensões principais e a tensão normal (Equação 3.67) e a tensão de cisalhamento (Equação 3.68).

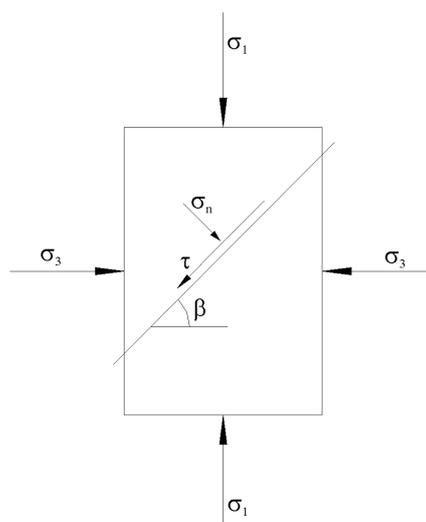


Figura 3.54 – Plano de ruptura e as tensões em um corpo-de-prova.

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta \quad (3.67)$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta \quad (3.68)$$

Para definir a tensão principal ou tensão de pico em função de  $(c)$ ,  $(\phi)$  e  $(\sigma_3)$  em qualquer plano definido pelo ângulo  $(\beta)$ , basta fazer um rearranjo das equações (3.67) e (3.68) que define a equação (3.69).

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\sin 2\beta + \tan \phi (1 - \cos 2\beta)]}{\sin 2\beta - \tan \phi (1 + \cos 2\beta)} \quad (3.69)$$

Considerando que  $\sin 2\beta = \cos \phi$  e  $\cos 2\beta = -\sin \phi$ , a equação (3.63) é reduzida apenas em função de  $(c)$ ,  $(\phi)$  e  $(\sigma_3)$ , conforme a equação (3.70).

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos \phi + \sigma_3 (1 + \sin \phi)}{1 - \sin \phi} \quad (3.70)$$

Se  $(\sigma_3)=0$  então a equação (3.64) é reduzida para a equação (3.71), a qual determina a resistência à compressão do maciço  $(\sigma_{cm})$ . Se  $(\sigma_1)=0$  a equação (3.70) é reduzida para a equação (3.72), a qual determina a resistência à tração  $(\sigma_{tm})$ .

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.71)$$

$$\sigma_{tm} = -\frac{2c \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (3.72)$$

Os parâmetros do critério podem ser determinados por meio de gráficos, conhecidos pelos círculos de Mohr (Figura 3.55), onde no eixo  $(x)$  são plotados as tensões normais e no eixo  $(y)$  as tensões de cisalhamento. A reta tangente sobre os círculos é utilizada para determinar a coesão  $(c)$  e ângulo de atrito interno  $(\phi)$ .

A reta tangente aos círculos de Mohr representa o que é conhecido de envoltória de Mohr. Os pontos abaixo da linha da envoltória representam as condições estáveis, sobre a linha tem-se o equilíbrio e as coordenadas acima da linha envelope representa condições que não são obtidas em

carregamento estático.

Esse critério é de difícil aplicação, pois é mais adequado em tensões de confinamento mais elevadas, quando a rocha rompe por meio de um plano de cisalhamento. Rochas brandas rompem por esmagamento ou fraturas paralelas ao eixo de compressão. Em condições de pouco confinamento lateral, a ruptura se desenvolve com o aumento da quantidade de microfaturas semiparalelas ao eixo da tensão principal. Apesar das dificuldades de aplicação, o critério de Mohr-Coulomb é muito utilizado pela facilidade de determinação dos parâmetros para modelos geomecânicos práticos, especialmente em casos com discontinuidades e maciços rochosos fraturados (Hudson e Harrison, 1997). Nesses casos o critério de Hoek-Brown foi o que melhor se ajustou, sendo que os parâmetros de Mohr-Coulomb podem ser calculados a partir do critério de Hoek-Brown.

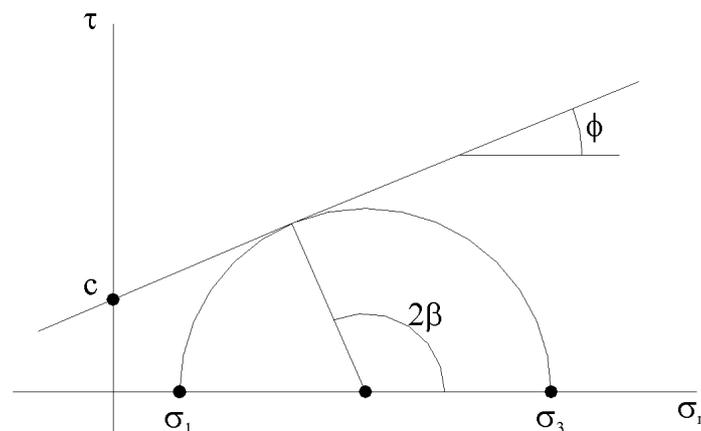


Figura 3.55 – Círculo de Mohr para o critério de Mohr-Coulomb (Hudson e Harrison, 1997)

### 3.5.2. Critério de Hoek-Brown

Hoek e Brown (1980) e Hoek (1983), baseados em informações da resistência de vários tipos de rochas, propuseram um critério de ruptura empírico para rochas intactas. Esses autores ajustaram essas informações de forma a obter uma curva que se ajusta à teoria original de Griffith (1921 e 1924; In: Brady e Bray, 1993 e Hoek et al., 1995). Griffith concebeu sua teoria na propagação da fratura em corpo-de-prova de vidro, baseado em ensaios de tração, enquanto que Hoek e Brown ajustaram seu critério em função de ensaios triaxiais em rochas intactas.

O critério de Hoek-Brown para rocha intacta é apresentado pela equação (3.73), onde ( $m_i$ ) e ( $s$ ) são constantes que dependem do tipo de rocha (Hoek e Brown, 1980; Hoek e Brown, 1997). Para rochas intactas assume o valor unitário. O valor de ( $m_i$ ) é determinado dependendo do tipo de rocha proposto por Hoek e Brown (1997). Para o carvão o valor de ( $m_i$ ) tem valor entre 8 e 21.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left( m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^{0.5} \quad (3.73)$$

Para rochas fraturadas e maciços rochosos, a equação (3.74) representa o critério de Hoek-Brown (Hoek e Brown, 1997; Hoek, Torres e Corkun, 2002), onde ( $m_b$ ), ( $s$ ) e ( $a$ ) são constantes

dependente do tipo de material, as quais devem ser calculados pelas equações (3.75), (3.76) e (3.77), respectivamente.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left( m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (3.74)$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI-100}{28}\right) \quad (3.75)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right) \quad (3.76)$$

$$a = 0.5 + 0.167(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (3.77)$$

O valor do GSI é calculado com base no RMR (Equação 3.53), o qual é utilizado para a resistência do maciço rochoso. Pode-se observar nessa metodologia a importância de cada etapa do processo de classificação do maciço rochoso, pois o erro gerado em uma das etapas é progressivo.

Hoek, Torres e Corkum (2002) acrescentam um fator de desmonte as fórmulas do critério de ruptura de Hoek-Brown, no qual a qualidade do desmonte é considerada por valores que variam de 0 (zero) para desmonte cuidadoso até 1 (um) para desmonte que afetam ao máximo a qualidade do maciço rochoso ao redor da escavação.

Para o sistema piso-pilar-teto da camada Bonito, o efeito do desmonte já foi considerado no momento da classificação RMR, segundo a tabela 3.26, baseado em Laubscher (1977). Logo, não se pode considerar o mesmo parâmetro duas vezes na estimativa da resistência do maciço, levando o risco de subestimar o valor da resistência e projetando suportes mais robustos que o necessário. Portanto, o fator desmonte não é considerado para a determinação da resistência do maciço rochoso.

A maioria dos softwares de modelamento numérico e geomecânico utilizam o critério de Mohr-Coulomb para estimar a resistência do maciço rochoso que é definida por meio da coesão e ângulo de fricção (Abaqus<sup>®</sup> e Flac<sup>®</sup>). A determinação desses parâmetros pode ser por intermédio da relação entre a menor tensão principal ( $\sigma_3$ ) e a maior tensão principal ( $\sigma_1$ ), conforme a figura 3.56 (Hoek, 1983; Ucar, 1986). Os parâmetros de Mohr-Coulomb podem ser determinados utilizando o critério de Hoek-Brown para rochas fraturadas, conforme as correlações entre ( $\sigma_3$ ) e ( $\sigma_1$ ) apresentadas a seguir, os quais são determinados por Hoek-Brown.

A reta de correlação entre ( $\sigma_3$ ) e ( $\sigma_1$ ) para o critério de Mohr-Coulomb é definida pela equação (3.78), onde ( $\sigma_{cm}$ ) é a resistência do maciço rochoso e (k) é uma constante, definida em função do ângulo de atrito interno (Equação 3.79) e pela inclinação da reta do gráfico da figura 3.55.

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + k\sigma_3 \quad (3.78)$$

$$\tan k = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.79)$$

O valor de  $k$  também pode ser estimado pela equação (3.80), onde  $\mu_i = \tan \phi$  (Colmenares e Zoback, 2001).

$$k = [(\mu_i^2 + 1)^{1/2} + \mu_i]^2 \quad (3.80)$$

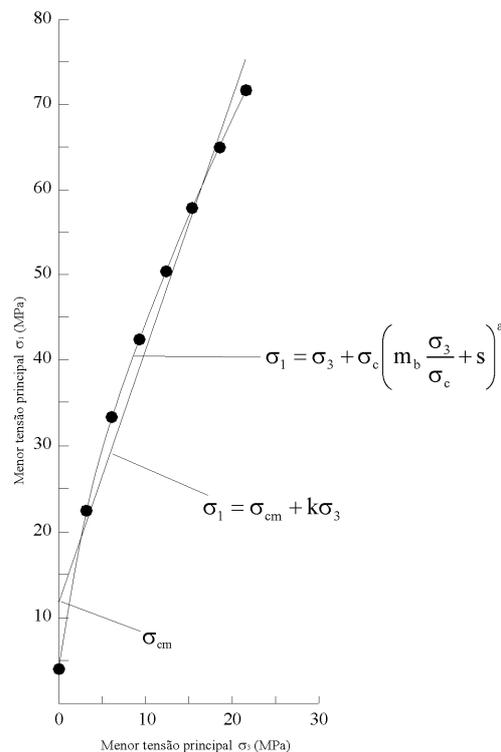


Figura 3.56 – Gráfico de correlação entre ( $\sigma_3$ ) e ( $\sigma_1$ ) (Hoek e Brown, 1997).

Os parâmetros do critério de Mohr-Coulomb utilizados em modelamentos geomecânicos são a coesão e o ângulo de atrito interno. Para estimar os valores de ( $c$ ) e ( $\phi$ ) deve-se utilizar as equações (3.81) e (3.82), a partir do gráfico da figura 5.55.

$$\sin \phi = \frac{k - 1}{k + 1} \quad (3.81)$$

$$c = \frac{\sigma_{cm}}{2\sqrt{k}} \quad (3.82)$$

---

Portanto, a resistência do maciço rochoso pode ser estimada rearranjando a equação (3.78), ficando a equação (3.83). A resistência do maciço ( $\sigma_{cm}$ ) também pode ser calculada em função da coesão e do ângulo de atrito interno, por meio da equação (3.71).

$$\sigma_{cm} = \sigma_1 - k\sigma_3 \quad (3.83)$$

Os parâmetros geomecânicos dos maciços rochosos que formam o sistema piso-pilar-teto da camada Bonito foram calculados utilizando o critério de ruptura de Hoek-Brown (Hoek e Brown, 1980), baseado nas informações geradas nos ensaios em laboratório e mapeamento geomecânico.

Nos ensaios em laboratório foram, determinados a resistência à compressão uniaxial e os ensaios triaxiais, correlacionando a tensão de ruptura com a tensão de confinamento. No mapeamento geomecânico, foi determinado o espaçamento médio entre as fraturas, o histograma de distribuição dos espaçamentos e a equação do RQD\* que melhor se ajusta ao histograma, juntamente com a qualidade das descontinuidades.

Todos os procedimentos propostos até o momento são importantes, pois os parâmetros e informações geradas nos ensaios em laboratório e no mapeamento geomecânico em campo serão compilados para determinar os parâmetros que serão inseridos para a geração e simulação de modelos geomecânicos.

#### **3.5.4. Caracterização geomecânica da camada Bonito**

Baseada nas informações dos ensaios em laboratório e mapeamento geomecânico, foi feita a classificação geomecânica dos maciços rochosos que formam o sistema piso-pilar-teto da camada Bonito. Posteriormente, todos esses parâmetros foram utilizados no cálculo da resistência por meio dos critérios de ruptura. Aplicações dos critérios de ruptura para a determinação da resistência *in-situ* de carvão são apresentadas por Duncan, Trueman e Craig (1995), Hoek e Brown (1997), Medhurst e Brown (1998) e Mohan, Sheorey e Kushwaha (2001).

Para a realização desse cálculo, foi montada planilha, baseada na metodologia proposta por Hoek e Brown (1997) e Hoek, Torres e Corkum (2002). As planilhas para cada rocha que forma o sistema piso-pilar-teto são apresentadas no anexo III e a tabela 3.27 apresenta os parâmetros geomecânicos utilizados para o modelamento geomecânico de pilares na camada Bonito, onde os valores entre parênteses foram determinados por meio dos ensaios em laboratório.

Pode-se observar que o resultado dos parâmetros geomecânicos está coerente com o que é observado em campo. O comportamento do maciço mostra o argilito como a camada mais fraca que o carvão e o arenito laminado, mais competente. O siltito do piso e o carvão se equivalem em relação aos parâmetros geomecânicos.

A razão entre a resistência da rocha intacta ( $\sigma_c$ ) e do maciço rochoso ( $\sigma_{cm}$ ) varia para cada rocha do sistema piso-pilar-teto: 3,7 para o siltito do piso, 4,9 para o arenito laminado do teto, 8,7 para o argilito da camada e 7,2 para o carvão. Com exceção do siltito do piso, todas as demais razões são acima de quatro. Portanto, a utilização de uma razão única para todas as rochas do sistema piso-pilar-teto pode ocasionar em erro e superestimar a resistência do maciço, o que é contra a segurança.

Tabela 3.27 – Parâmetros geomecânicos para as rochas do sistema piso-pilar-teto.

Rocha	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_{cm}$ (MPa)	$c$ (MPa)	$\phi$ (graus)	$\sigma_n$ (MPa)	$\nu$	$E$ (GPa)	$m_i$	GSI
Carvão	1900	(22.72) 28.61	(5.68) 4.06	1.39	21.33	9.00	0.25	(4.33) 3.57	6.63	43
Arenito	2700	(77.90) 92.50	(19.48) 18.92	5.96	25.56	30.00	0.18	(17.44) 14.39	7.28	70
Argilito	2300	(26.28) 24.32	(6.57) 2.79	1.02	17.59	7.00	0.30	(1.77) 3.69	3.68	45
Siltito	2500	(37.99) 23.01	(9.50) 6.12	1.70	31.82	9.00	0.22	(7.37) 3.60	23.98	45

Como os dados de entrada são necessários os resultados dos ensaios de laboratório, e o valor do GSI (*Geological Strength Index*). Outra informação importante é a tensão normal ( $\sigma_n$ ) que deve ser informada para o cálculo da coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito interno ( $\phi$ ).

A coesão e ângulo de atrito interno do maciço rochoso estimados pela tangente aos círculos de Mohr (Hoek e Brown, 1997) é função da tensão de normal ao plano ou do campo de tensões no maciço em uma certa profundidade, pois o maciço rochoso apresenta comportamento geomecânico diferenciado em função da espessura de cobertura (H). Para a média de H=60 m a tensão normal na camada Bonito é de 1,62 MPa. O gráfico da figura 3.57 mostra a influência da profundidade no resultado da coesão e ângulo de atrito interno.

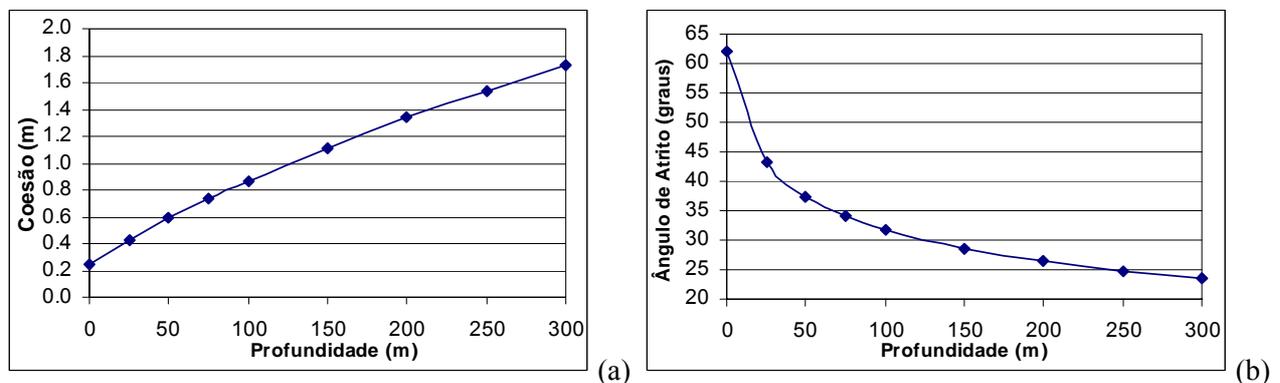


Figura 3.57 – Coesão (a) e ângulo de atrito interno (b) em função da profundidade.

Hoek e Brown (1997) sugerem que a reta de ajuste das duas metodologias de estimativa da coesão e ângulo de atrito fiquem paralelas de forma a fornecer valores próximos, como mostram as planilhas no anexo III. Para que isso aconteça não se pode aplicar a proposição do parágrafo anterior. Portanto, o valor da tensão normal é ajustado para que as duas retas de estimativa da coesão e ângulo de atrito estejam paralela.

A coesão e ângulo de atrito interno são ajustados por meio da tangente aos círculos de Mohr. A aplicação da tensão normal em função da tensão vertical provoca desvio da reta tangente,

---

tornando a coesão baixa e o ângulo de atrito interno elevado, alterando o verdadeiro comportamento geomecânico do maciço.

A resistência do carvão da camada Bonito calculada pela metodologia acima é de 4.06MPa. Esse valor é menor que o valor utilizado nas fórmulas empíricas de Salamon e Munro (1963) e menor que a resistência da camada Barro Branco (Zorzi, et al., 1991; Agostini, et al., 2002). Os valores utilizados mundialmente em modelamentos de pilares de carvão ficam entre 5,4 MPa e 7,4 MPa (Duncan, Trueman e Craig, 1995; Medhurst e Brown, 1998). Os mesmos autores estimaram o valor da resistência do carvão *in-situ* em 4,8 MPa para o carvão australiano, utilizando o critério de Hoek-Brown para estimar esse valor. O valor calculado para a camada Bonito fica um pouco abaixo desse intervalo.

Os parâmetros geomecânicos estimados na tabela 3.27 foram utilizados nos modelamentos geomecânicos de pilares para a camada Bonito. Essa mesma metodologia pode ser empregada nas demais camadas da bacia carbonífera de Criciúma, desde que os parâmetros sejam estimados e calculados utilizando as metodologias apresentadas nesse trabalho.

As rochas após a ruptura apresentam comportamento elasto-plástico, com diminuição da resistência pós-ruptura, conforme a figura 3.58 e o item 3.2. O modelamento geomecânico dos pilares deve levar em consideração esse comportamento. Baseados nos resultados dos ensaios de compressão uniaxial foram determinados os parâmetros geomecânicos pós-ruptura para as rochas do sistema piso-pilar-teto.

Quando é utilizado modelamento numérico para estudo do comportamento geomecânico de maciços rochosos, é necessário o conhecimento da rocha após a ruptura. Isso porque o maciço apresenta resistência residual após a ruptura, sendo que a resistência residual aumenta com o confinamento lateral. Se transportar essa afirmação para o pilar de carvão, a resistência do núcleo do pilar é alta devido ao confinamento lateral. Cada tipo de rocha apresenta comportamento pós-ruptura e resistência residual diferenciado, dependendo do comportamento geomecânico da rocha (se plástico ou elástico) e do confinamento lateral ( $\sigma_3$ ). As rochas podem apresentar quatro tipos de comportamento pós-ruptura: (i) frágil, sem resistência residual, (ii) elasto-plástico com amolecimento, com resistência residual menor que a resistência de pico, (iii) elasto-plástico com encroamento, com resistência residual maior que a resistência de pico e (iv) elasto-plástico perfeito, com resistência residual constante e igual a resistência de pico. Esses tipos de comportamento são apresentados na figura 3.58. Os maciços rochosos que formam o sistema piso-pilar-teto da camada Bonito apresentam comportamento elástico-plástico fraco, resistência residual menor que a resistência de pico.

Nos modelos numéricos são informadas as resistências residuais do maciço rochoso. Portanto, a resistência residual determinada em laboratório também deve ser reduzida, semelhante à resistência do maciço rochoso. Para o caso das rochas do sistema piso-pilar-teto da camada Bonito, foram utilizados os mesmos fatores da resistência de pico para a redução da resistência residual. A tabela 3.28 mostra os valores da resistência residual para cada rocha do sistema piso-pilar-teto. Para estimar a coesão pós-ruptura foi utilizada a equação 3.71, admitindo o mesmo ângulo de atrito interno.

Quando o maciço é afetado pelo desmonte com explosivos, a resistência diminui

consideravelmente e estruturas (fraturas e falhas) podem ser reativadas pela onda de choque. Ocorrendo o colapso de blocos ou aparecimentos de aberturas nas descontinuidades e maior deformação do maciço.

A qualidade do maciço afetado pelo desmorte deve ser menor que a qualidade do maciço sem ser afetado por desmorte por explosivos, como mostra a tabela 3.29. Para estimar a resistência das rochas afetadas pelo desmorte com explosivos, o GSI foi calculado aplicando a equação (3.53) sobre o  $RMR_D$  na tabela 3.26. Nesse caso, apenas as rochas que formam o pilar sofreram redução da qualidade devido ao desmorte com explosivos, porque em observações em campo pode-se notar esse efeito. Apenas quando o desmorte é mal executado o teto é afetado.

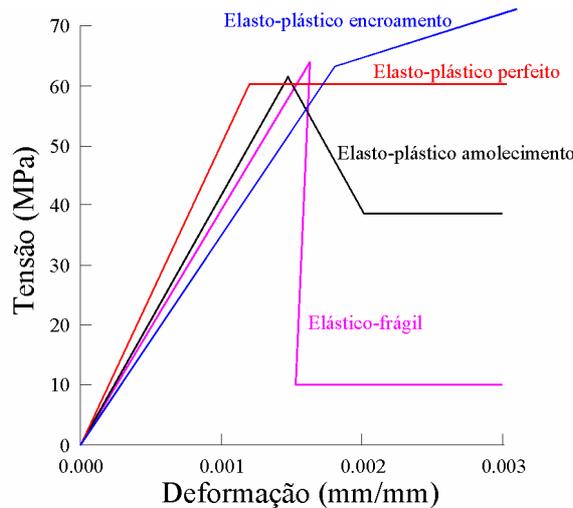


Figura 3.58 – Tipos de comportamento geomecânico pós-ruptura. (a) frágil, (b) elasto-plástico amolecimento, (c) elasto-plástico encroamento (d) elasto-plástico perfeito.

Tabela 3.28 – Resistência residual dos maciços rochosos que formam o sistema piso-pilar-teto.

Rocha	Resistência residual (MPa)	Coesão (MPa)	Deformação específica
Carvão	0,63	0,21	0,0135
Argilito	0,25	0,09	0,0285
Siltito (piso)	0,75	0,21	0,0210
Arenito laminado (teto)	1,38	0,43	0,0014

Tabela 3.29 – Parâmetros geomecânicos para as rochas do sistema piso-pilar-teto que são afetadas pelo desmorte com explosivos.

Rocha	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_{cm}$ (MPa)	$c$ (MPa)	$\phi$ (graus)	$\sigma_n$ (MPa)	$\nu$	$E$ (GPa)	$m_i$	GSI
Carvão	1900	(22.72) 28.61	(5.68) 2.27	0.84	17.23	9.00	0.25	(4.33) 1.27	6.63	25
Argilito	2300	(26.28) 24.32	(6.57) 1.87	0.73	14.33	7.00	0.30	(1.77) 1.39	3.68	28

---

Os valores entre parênteses foram estimados a partir dos ensaios em laboratório, os quais foram realizados em amostras intactas. A resistência do maciço rochoso ( $\sigma_{cm}$ ) foi estimado por meio de uma redução de escala direta, onde ( $\sigma_{cm}$ ) é quatro vezes menor que ( $\sigma_c$ ).

Pode-se observar que apenas os parâmetros que são influenciados pela diminuição da qualidade do maciço rochoso sofrem diminuição de valores. A diminuição dos parâmetros está diretamente relacionada com a alteração da qualidade das descontinuidades.

---

## **Capítulo 4 – Modelamento geomecânico do sistema piso-pilar-teto**

### **4.1. Introdução**

Projetos de dimensionamento de aberturas subterrâneas em minas de carvão, que adotam o método de câmaras-e-pilares, têm como principal objetivo a determinação das dimensões dos pilares, os quais são a base da sustentação do teto. Dois parâmetros básicos são necessários para o projeto de dimensionamento de pilares: (i) o campo de tensões no maciço rochoso e (ii) a resistência do pilar.

O campo de tensões no maciço rochoso (ou na camada de carvão, ou no entorno da camada) é representado pela tensão horizontal ( $\sigma_h$ ) e pela tensão vertical ( $\sigma_v$ ). Nos métodos empíricos para dimensionamento de pilares apenas a tensão vertical é considerada no carregamento sobre o pilar (Salamon e Munro, 1967). Entretanto, a tensão horizontal tem importância principalmente na borda do pilar, a qual é afetada pelo desmonte e por ser uma zona onde não existe confinamento lateral.

De um modo geral, existem três métodos para a estimativa das dimensões dos pilares: (i) métodos empíricos; (ii) métodos analíticos e (iii) métodos numéricos. Os métodos empíricos consideram a resistência do pilar de maneira uniforme, onde a resistência da borda do pilar tem a mesma resistência do centro do pilar (Salamon e Munro, 1967; Bieniawski, 1984). Esse caso simples de estimar a resistência não considera a variação do confinamento do pilar, máximo no centro e nenhum na borda do pilar, e a interação do pilar com o teto e o piso. Os métodos analíticos consideram o efeito do confinamento e a influência do teto e piso (Peng, 1986), onde a resistência da borda é menor que no centro (Wilson, 1984; Salamon, 1992; Barron, 1982). Nesse caso, é determinado um plano de interface entre a zona de menor resistência para a zona de maior resistência e não um aumento gradual do confinamento e da resistência do maciço. Já os métodos numéricos analisam o pilar como parte de um sistema, onde as tensões do maciço são redistribuídas quando as galerias e travessas são escavadas. Os modelos numéricos podem determinar as regiões do pilar onde ocorre a ruptura da rocha e a influência do tipo de teto e piso sobre o pilar.

Esse capítulo apresenta um resumo das teorias existentes sobre o modelamento geomecânico de pilares, desde a determinação do campo de tensões no maciço rochoso até o cálculo do coeficiente de segurança do pilar, utilizando métodos numéricos. É apresentada uma nova proposição metodológica que aplica diretamente métodos numéricos para a o modelamento geomecânico de pilares e determinação do fator de segurança (FS) do pilar. Os estudos de casos utilizados para exemplificar essa metodologia foram desenvolvidos na camada Bonito.

### **4.2. Tensões**

O campo de tensões no maciço rochoso é representado por três tensões principais: tensão vertical ( $\sigma_v$ ), tensão horizontal maior ( $\sigma_H$ ) e tensão horizontal menor ( $\sigma_h$ ), sendo que essas tensões estão em equilíbrio para um elemento infinitesimal do maciço rochoso. As orientações e intensidades dessas tensões podem ser determinadas por meio de medidas *in-situ* ou por meio das estruturas

---

existentes (Peng, 1996; Hudson e Harrison, 1997). Quando medidas de tensões *in-situ* não estão disponíveis, normalmente utiliza-se a teoria da elasticidade (Brady e Bray, 1993). A teoria da elasticidade considera que os maciços rochosos são homogêneos e isotrópicos, caso dificilmente encontrado na realidade.

A tensão vertical ( $\sigma_v$ ) no maciço é proveniente da pressão que o maciço sobrejacente exerce em certa profundidade (H), conforme a equação (4.1), onde ( $\gamma$ ) é a densidade do maciço rochoso. A tensão horizontal ( $\sigma_h$ ) é função da tensão vertical e do coeficiente de Poisson do maciço rochoso, conforme a equação (4.2).

$$\sigma_v = \gamma H \quad (4.1)$$

$$\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_v \text{ (considerando o confinamento perfeito)} \quad (4.2)$$

Outros autores apresentam fórmulas relacionando a tensão horizontal com a tensão vertical (Bieniawski, 1992; Herget, 1993; Mark, 2002; Shoery, Moham e Sinha, 2001). Essas relações são baseadas em medidas do campo de tensões *in-situ* da região de pesquisa desses autores. Portanto, a aplicação direta dessas relações deve ser realizada com cuidado, observando os critérios de determinação dessas fórmulas e as atividades tectônicas da região de estudo.

Aparentemente, o modelo da teoria da elasticidade é de difícil aplicação, pois existe a possibilidade de ocorrer tensões horizontais maiores do que as esperadas no modelo teórico, tendo em vista a evolução geológica da Bacia do Paraná e a presença dos derrames de basalto sobre ela. O estudo dessas hipóteses deve ser efetivado a luz da evolução geológica e estrutural da Bacia do Paraná juntamente com a influência dos derrames de basalto e sua posterior erosão. Além disso, devem-se realizar medidas de tensões *in-situ*.

Salamon e Oravec (1976) afirmam que para profundidades pequenas (até 150 m), na África do Sul, a relação anteriormente referida pode ser considerada e que a tensão principal é a tensão vertical. Entretanto, a ação da erosão e formação de vales altera a relação da tensão horizontal com a tensão vertical, devido ao alívio de tensões e presença de estruturas como falhas e diques (Zingano, et al., 2002).

O maciço rochoso não pode ser considerado como homogêneo e isotrópico, devido à ação de forças tectônicas que são formadoras de falhas e fraturas, camadas de rochas sedimentares diferentes que possuem diferenças nas suas resistências mecânicas (Cornet, 1993). O maciço rochoso sedimentar em jazidas de carvão na região de Criciúma é muito anisotrópico e heterogêneo, devido ao derrame basáltico sobre as formações horizontais, pressões tectônicas e erosão diferenciada da cobertura. Esses fatores contribuem consideravelmente para a variação do campo de tensões na região (Zingano, et al., 2002). Portanto, a aplicação direta da teoria da elasticidade para estimar a tensão horizontal em função do coeficiente de Poisson não é recomendada. Como não existem medidas do campo de tensões na região, assumiu-se que a razão  $\sigma_h/\sigma_v$  é igual a 1 (um). A orientação das tensões podem ser facilmente determinada por meio de correlação com a orientação de estruturas

(falhas) e da evolução geológica regional (Mark e Mucho, 1994; Nemcik e Gale, 1992).

#### 4.2.1. Área tributária

As tensões sobre pilares de carvão têm sido objeto de estudos ao longo dos anos (Salamon e Oravecz, 1976; Salamon, 1986; Salamon, 1992; Peng, 1986; Zorzi, et al., 1991; Mark, 1999; Mark e Chase, 1993). As tensões sobre pilares podem ser agrupadas em tensões verticais e tensões horizontais. A tensão vertical é função do peso do maciço rochoso de cobertura sobre o pilar (área tributária), determinado pela sua espessura e pela densidade do material. A tensão horizontal é resultado da coesão e resistência ao atrito do teto e piso contra o pilar e, também, da tensão induzida pela tensão vertical (Brady e Brown, 1985). Alguns autores (Salamon, 1992; Mark e Chase, 1997) atribuem uma distribuição das tensões no pilar, função da própria resistência do pilar, i.e, as tensões irão se redistribuir caso as bordas do pilar estejam mais afetadas que o centro intacto do pilar.

Considerando a carga em uma área que será minerada ao redor do pilar e a área plana do pilar de sustentação, pode-se estimar a tensão vertical sobre o pilar ( $\sigma_v$ ), que será a pressão da cobertura sobre a área minerada distribuída pela área do pilar ( $A_p$ ), conforme a equação (4.3). Onde a área ( $A$ ) é área de abrangência da pressão sobre o pilar, calculado pela soma do lado do pilar ( $w$ ) com a largura da galeria ( $B$ ). A área do pilar é o produto dos lados do pilar ( $w$ ). Como uma parte do minério dessa área será extraída, toda a carga da área ( $A$ ) será transferida aos pilares de sustentação (Figura 4.1). Portanto, a tensão sobre os pilares será maior que a tensão primitiva (Salamon e Oravecz, 1976).

$$\sigma_v = \frac{\gamma HA}{A_p} \text{ (em kPa)} \quad (4.3)$$

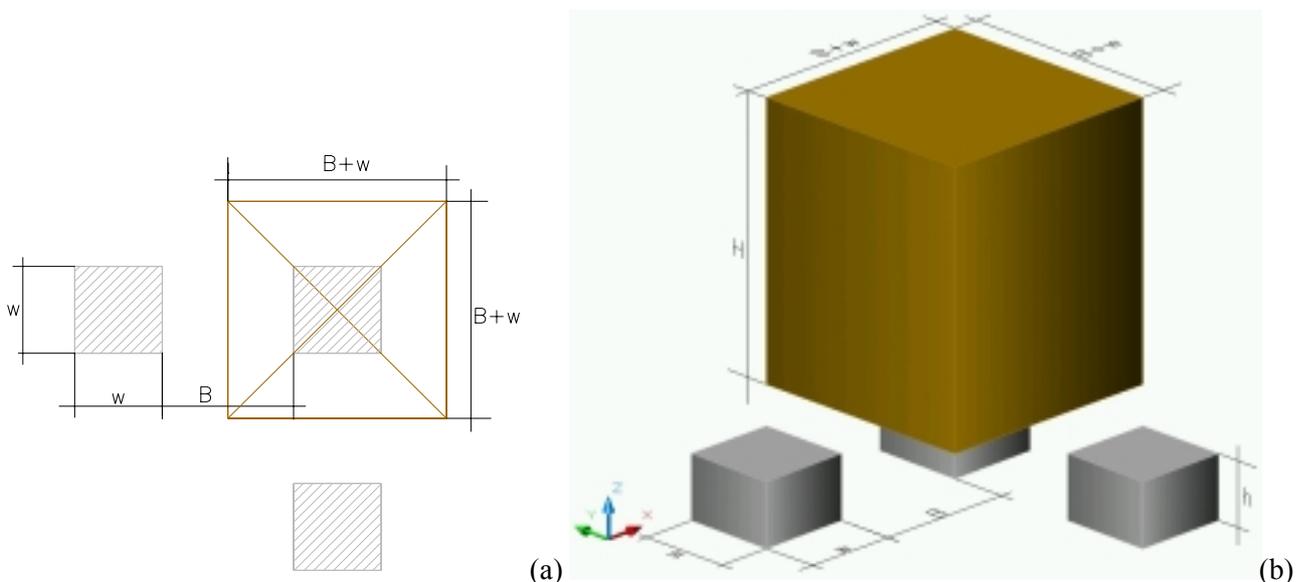


Figura 4.1 – Carregamento de um pilar considerando a teoria da área tributária. Vistas em 2D (a) e 3D (b).

Relacionando as dimensões do pilar e da galeria com a espessura de cobertura, são

montados diagramas que determinam a tensão de carregamento de um pilar, sendo o pilar quadrado ou retangular (Salamon e Oravec, 1976), conforme a figura 4.2. Considerando a curva do gráfico para galerias com largura de 5,0m, pode ser determinada a equação da curva ( $y = ax^b$ ), onde  $a=0,223$  e  $b=-0,566$ , com coeficiente de ajuste de 0,98.

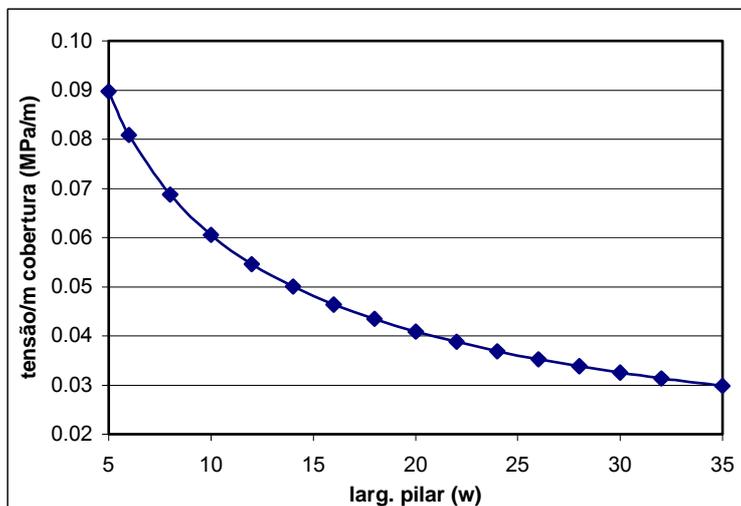


Figura 4.2 – Fator de carregamento para pilares quadrados, considerando a largura da galeria de 5m.

Diversos autores já estudaram a verdadeira pressão vertical sobre os pilares de carvão (Van der Merwe, 2002; Peng, 1986; Mark, 1999; Bieniawski, 1992). Salamon et al. (1996) afirmam que para que um pilar esteja sujeito ao carregamento que possa ser estimado pela teoria da área tributária as dimensões do painel devem ser maiores que 5 ou 6 pilares de largura ou a largura do painel seja igual a altura de cobertura sobre o painel (Salamon e Oravec, 1976; Peng, 1986). Além disso, o carregamento vertical máximo de um pilar é estimado pela teoria da área tributária (Van der Merwe, 2002), sendo que os pilares no centro do painel estarão submetidos à pressão máxima, diminuindo em direção a borda do painel.

Então, considerando-se que o pilar está sujeito apenas a tensão vertical, deve-se sempre considerar que a pressão máxima de um pilar é a pressão calculada pela área tributária. Desse modo sempre estar-se-á a favor da segurança.

As tensões sobre os pilares são provocadas pela carga do maciço sobrejacente, entretanto, a distribuição das tensões no pilar não é uniforme. Trabalhos de monitoramento demonstram que as tensões em pilares não são uniformes (Singh et al., 1996 e Mark, 1999). Mark e Iannacchione (1992), Mark e Chase (1997) e Mark (1999) sugerem uma maneira empírica de calcular o carregamento não uniforme em pilares, o qual estima um gradiente de carregamento sobre o pilar e que é baseado na fórmula da resistência do pilar de Bieniawski  $\sigma_p = \sigma_{cm} (0.64 + 0.36(w/h))$ . O gradiente de carregamento sobre o pilar pode ser determinado pela equação (4.4), onde ( $\sigma_p$ ) é a resistência do pilar; ( $\sigma_{cm}$ ) é a resistência do maciço rochoso; ( $\sigma_v$ ) é a tensão vertical; (h) é a altura do pilar e (x) é a distância a partir da borda do pilar.

$$\sigma_v = \sigma_{cm}(0.64 + 2.16x/h) \quad (4.4)$$

Wilson (1973 e 1983) sugere um modelo para o mecanismo de ruptura do pilar. Nesse modelo, Wilson mostra que a distribuição das tensões no pilar é crescente a partir da borda do pilar, que ele chama de zona afetada, a qual é determinada pela equação (4.5), onde: ( $\sigma_v$ ) é a tensão vertical na zona afetada; ( $p$ ) é a resistência à compressão uniaxial do carvão fragmentado na borda do pilar; ( $k$ ) é o fator de tensão do ângulo interno de atrito ( $\phi$ ), determinado por  $(1 + \text{sen } \phi)/(1 - \text{sen } \phi)$ , ( $F$ ) calculado pela equação (4.6) e ( $x_b$ ) é a distância a partir da borda do pilar.

$$\sigma_v = pk \exp(Fx_b / h) \quad (4.5)$$

$$F = \frac{k-1}{\sqrt{k}} + \frac{(k-1)^2}{k} \tan^{-1}(\sqrt{k}) \quad (4.6)$$

Wagner (1974) demonstra que a distribuição das tensões em um pilar é extremamente variável e dependente da capacidade de carga do pilar e do grau de comprometimento do pilar (o quanto ele está afetado). A figura 4.3 mostra o comportamento das tensões em função da capacidade de carga do pilar e que a concentração de tensões no centro do pilar aumenta à medida que a capacidade de carga das bordas diminui (Salamon, 1992).

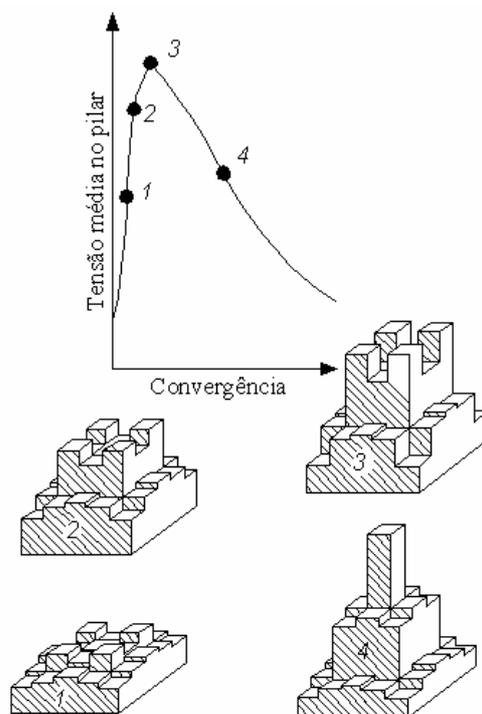


Figura 4.3 – Distribuição das tensões no pilar (Wagner, 1974).

Modelos numéricos simples mostram que a distribuição de tensões (verticais e horizontais) no pilar não é uniforme, mesmo quando submetidos apenas a pressão vertical estimada pela teoria da área tributária (Shoerey et al., 2001; Zingano, 2001).

Medições *in-situ* de tensões realizadas recentemente em Santa Catarina demonstram que as tensões atuantes nos pilares de carvão não são uniformes e os valores são menores que as tensões calculadas pelo método da área tributária. A figura 4.4 mostra o resultado de uma medição realizada na Carbonífera Metropolitana em pilares com 12 m de largura, na Camada Barro Branco. Esse monitoramento assemelha-se com as medidas realizadas por Wagner (1974), onde o pilar monitorado apresenta distribuição da tensão vertical semelhante à posição três da figura 4.3. A pequena tensão sobre o pilar pode ser provocada pela presença de uma camada espessa de arenito maciço acima que estaria funcionando como uma laje, a qual transferiria certa porção da carga da cobertura para as laterais do painel.

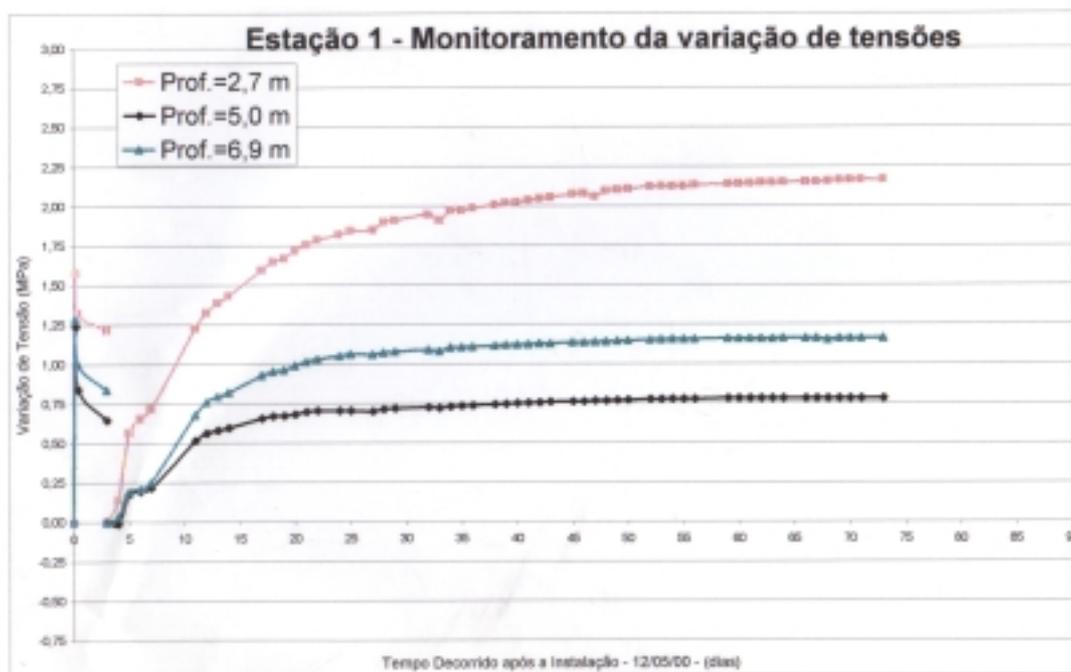


Figura 4.4 – Medidas de pressões verticais em pilares de carvão em Santa Catarina (Fonte: Carbonífera Metropolitana).

Algumas formulações e modelamento numérico partem do princípio que o carregamento dos pilares são função do peso do maciço ( $\gamma H$ ). Mas a figura acima e as formulações de cálculo do gradiente de tensões demonstram que as cargas e tensões sobre pilares devem ser objeto de medição *in-situ*, quando possível. Zingano, et al. (2002) promovem uma análise da evolução do campo de tensões na região de Siderópolis – SC, para explicar problemas de ruptura de piso.

A alimentação de modelos com informações do campo de tensões precisas baseadas em medidas *in-situ* tornarão o resultado do modelo ajustado para cada situação e ambiente geológico e dimensionando os pilares de maneira mais adequada. Portanto, cabem estudos referentes a esse problema levando em consideração principalmente a variação local do campo de tensões, relacionado a presença de estruturas (diques, falhas, etc) e ao derrame de basalto e posterior erosão.

---

### **4.3. Resistência do pilar**

Os métodos empíricos consideram que o pilar irá romper quando a carga aplicada sobre ele ultrapassar a resistência mecânica do pilar e que a capacidade de carga do pilar reduz para zero quando a resistência máxima é ultrapassada. Em outras palavras, um pilar tem analogia a um corpo de prova que é carregado por tensões verticais, irá romper quando a tensão de carregamento ultrapassar a resistência à compressão uniaxial do pilar. Nos métodos analíticos e numéricos o pilar possui resistência residual, mesmo após sua ruptura, logo o pilar não irá romper assim que a tensão atingir a resistência máxima do pilar (Salamon, 1992; Barron, 1994).

A resistência e o dimensionamento de pilares de carvão têm sido discutidos por vários autores, como Obert e Duvall (1967), Salamon e Munro (1967), Salamon e Oravec (1976), Bieniawski (1984), Holland (1964 e 1973), Hustrulied (1976), Peng e Dutta (1992), Whittaker (1993), Peng (1986), Zorzi, et al. (1991), Salamon (1996), Mark (1999), Van der Merwe (1999 e 2002). Com relação à resistência dos pilares, os autores consideram três parâmetros essenciais, que são: a resistência mecânica da rocha que constitui o pilar ( $\sigma_{cm}$ ), a largura do pilar ( $w$ ) e a altura do pilar ( $h$ ). Esses parâmetros são correlacionados diferentemente por cada autor, em fórmulas empíricas, conforme as observações de campo em minas de carvão por todo mundo, principalmente na África do Sul e Estados Unidos. Os métodos para dimensionamento de pilares aplicados em minas de carvão no sul do Brasil são: o método Sul Africano (Salamon e Munro, 1967) e o método da CIENTEC (Zorzi, et al., 1991). Existem poucas referências sobre dimensionamento de pilares em mineração em câmaras-e-pilares no Brasil, dentre elas pode-se destacar Zorzi, et al. (1991), Silva e Stellin Jr. (1989) e Anon. (1998)

Fórmulas empíricas têm ajudado na estimativa do carregamento sobre o pilar, da resistência do pilar e do coeficiente de segurança. Esses métodos, segundo Mark e Iannacchione (1992), não levam em conta o aparente carregamento não uniforme do pilar devido ao efeito da razão  $w/h$  (largura/altura do pilar). Outros estudos de medição de tensão residual em pilares de carvão (Singh et al., 1996 e Mark, 1999) mostram que a distribuição das tensões em pilares de carvão não é uniforme e a sua distribuição depende da qualidade do teto e do piso.

Os métodos empíricos consideram somente resistência à tensão vertical sobre o pilar, sendo a sua distribuição uniforme. Também, não consideram a interação entre as rochas encaixantes e o pilar e que tipo de rocha se encontra próximo ao pilar (teto imediato). Existe uma relação entre a distribuição de tensões e o tipo de rocha encaixante (Peng, 1986; Singh et al., 1996) que interfere no confinamento lateral do pilar. A figura 4.5 mostra as deformações provocadas pelas tensões verticais e horizontais nos pilares.

A resistência da rocha que forma o pilar é função da resistência do material e das dimensões do pilar (largura e altura). A resistência da rocha pode aumentar devido ao confinamento lateral no interior do pilar (Wilson, 1973). Já nas bordas do pilar, a tensão lateral, o desmonte com explosivos e a ruptura do pilar de forma gradual da parede para o interior do pilar podem ser as causas de deslocamento das paredes do pilar (Brady e Brown, 1993; Salamon, 1992) e surgimento de fraturas paralelas à face do pilar.

---

A resistência do pilar depende de dois parâmetros relativos a sua geometria: o efeito relativo ao tamanho e a forma. Várias fórmulas e equações têm sido aplicadas e sugeridas pela literatura com relação a esses dois efeitos (Peng, 1986).

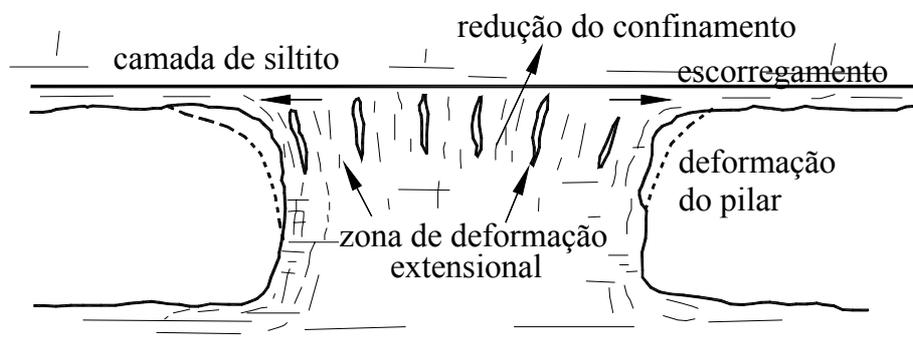


Figura 4.5 – Deslocamento do pilar devido ao desconfinamento do maciço após a escavação da galeria e deformação lateral do pilar devido à tensão vertical.

Ensaio de resistência *in-situ* possuem custo elevado e são demorados. Em Santa Catarina a CIENTEC executou ensaios *in-situ* para estimar a resistência do maciço para a camada Barro Branco (Agostini, et al., 2002). Existe um esforço para tentar relacionar e prever a resistência mecânica do maciço rochoso por meio de critérios de ruptura, a partir de ensaios de resistência realizados em laboratório (Peng, 1986; Hoek e Brown, 1997).

Amostras de rocha maiores têm maior probabilidade de apresentar defeitos que um fragmento menor, ou seja, a probabilidade de ocorrer defeitos na amostra de rocha é maior à medida que a amostra aumenta de tamanho. As descontinuidades não têm a capacidade de acumular energia, logo a amostra romperá com maior facilidade nesses planos de descontinuidades. Isso explica, em parte, porque a resistência de um corpo de prova submetido à compressão uniaxial é maior que a resistência a compressão de um maciço rochoso. Resultados experimentais a partir de testes em rocha e carvão mostram que existe um efeito de redução da resistência com o aumento do tamanho do corpo de prova (Figura 4.6). Bieniawski (1968), determinou o conceito de tamanho crítico para resistência. Por meio de uma série de ensaios em amostras cúbicas, ele observou que a resistência decrescia com o aumento do tamanho do corpo de prova até chegar a um tamanho crítico de aproximadamente 150 cm de lado do cubo.

Existem várias fórmulas de estimativa da resistência do maciço rochoso, por meio da redução da resistência à compressão uniaxial (Hustrulid, 1976; Barron e Yang, 1992; Bieniawski, 1976; Salamon e Ozarevsc, 1976; Zorzi, et al., 1992), que consideram apenas o efeito escala. A resistência do maciço rochoso é função principal da presença de descontinuidades que influenciam diretamente na qualidade do maciço rochoso. Esse tipo de parâmetro é considerado apenas nos critérios de ruptura proposto por Hoek e Brown (1997).

Zingano, et al. (1998) utilizaram uma metodologia para rochas duras de determinação de resistência à compressão do maciço baseado em critérios de ruptura como os descritos em Hoek e Brown (1997). A resistência do maciço rochoso é determinada por meio de critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Hoek e Brown 1997).

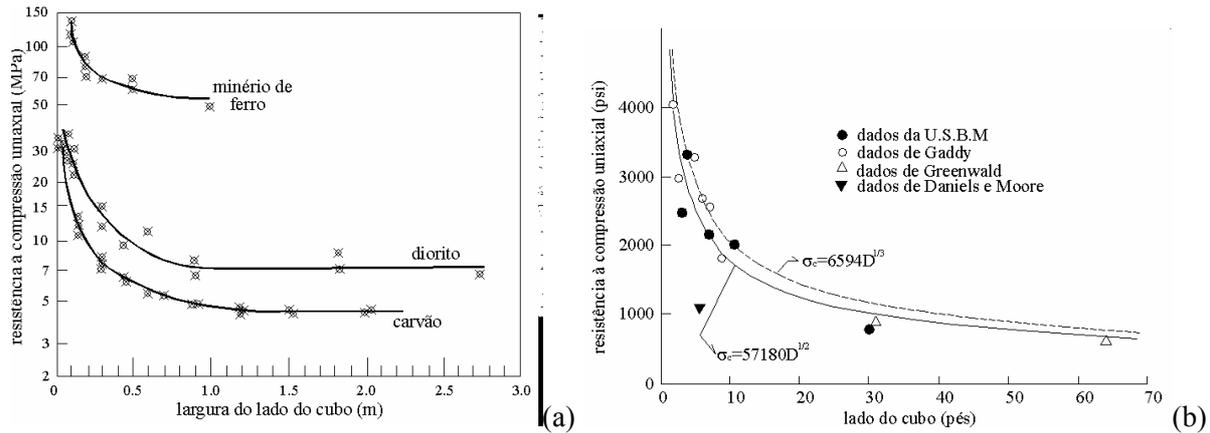


Figura 4.6 – Redução da resistência de corpos de prova de carvão em função do seu tamanho (Bieniawski, 1967 e Hustrulid, 1976).

Quaisquer dos critérios descritos acima podem ser aplicados desde que tenham representatividade sobre toda a jazida e a camada que está sendo alvo de estudo. Os resultados de resistência do maciço ( $\sigma_{cm}$ ) serão utilizados para a determinação da resistência do pilar, que também é função da geometria do pilar, i.e., função da largura e altura do pilar.

A resistência do pilar pode ser determinada por duas fórmulas básicas (Peng, 1986), representadas pelas equações (4.7) e (4.8), onde ( $\sigma_p$ ) é a resistência do pilar; ( $\sigma_{cm}$ ) é a resistência do maciço rochoso; ( $w$ ) é a largura do pilar; ( $h$ ) é a altura do pilar e ( $A$ ), ( $B$ ), ( $\alpha$ ) e ( $\beta$ ) = parâmetros que dependem das características do maciço rochoso formador do pilar.

$$\sigma_p = \sigma_{cm} \left( A + B \frac{w}{h} \right) \quad (4.7)$$

$$\sigma_p = \sigma_{cm} \frac{w^\alpha}{h^\beta} \quad (4.8)$$

Vários autores apresentam diferentes soluções para as equações acima, baseadas em observações de campo do comportamento de pilares em minas de carvão e determinando valores para as constantes ( $A$ ,  $B$ ,  $\alpha$  e  $\beta$ ) (Salamon e Munro, 1967; Bieniawski, 1984; Holland, 1963 e 1973; Obert e Duvall, 1967; Zorzi, et al., 1991; Salamon, 1996; Van der Merwe, 1999; Mark, 1999). A Figura 4.7 mostra um gráfico onde pode ser comparada a maioria das fórmulas empíricas utilizadas para estimar a resistência do pilar.

Como pode ser observado na figura 4.7, cada uma das fórmulas oferece uma resistência do pilar diferente para a mesma dimensão do pilar. Considerando-se que a pressão vertical sobre o pilar é constante, concluiu-se que cada uma das fórmulas oferecerá um fator de segurança para o mesmo pilar. A questão é: ‘Qual o fator de segurança mais adequado?’ A resposta mais apropriada é: ‘A única maneira de saber qual o verdadeiro fator de segurança do pilar é por meio de monitoramento

da deformação e da tensão (vertical ou horizontal) do pilar.’

Mas antes do pilar ser formado é necessário estimar a distribuição das tensões e o fator de segurança do pilar. Essas informações são melhores adquiridas por meio de modelamento numérico de pilares, onde devem ser inseridos a geometria do pilar e todos os parâmetros geomecânicos do maciço.

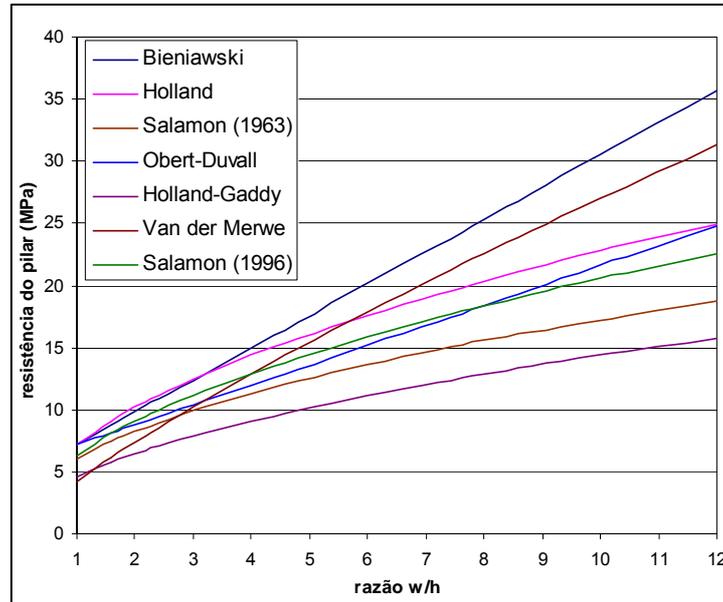


Figura 4.7 – Gráfico comparando a resistência do pilar para diversas fórmulas empíricas (Peng, 1986).

Salamon e Munro (1967) apresentaram a fórmula empírica (Equação 4.9) mais utilizada para o cálculo da resistência de um pilar ( $\sigma_p$ ). A fórmula é expressa no sistema internacional de unidades (SI), onde o valor 7176 é a resistência do carvão (kPa) para um corpo de prova cúbico com 1 pé (30,48 cm) de aresta. O valor da resistência mecânica utilizada na equação (4.9) foi determinado pela média das resistências dos carvões da África do Sul, nas observações de Salamon e Munro (1967), onde ( $K_2$ ) é a resistência de um bloco com dimensões ( $w_0$ ) e ( $h_0$ ).

$$\sigma_p = K_2 \left( \frac{w}{w_0} \right)^{0,46} \left( \frac{h}{h_0} \right)^{-0,66} \quad (4.9)$$

$$\sigma_p = 7176 \frac{w^{0,46}}{h^{0,66}}$$

A fórmula exponencial pode variar os expoentes, dependendo do autor. Como pode ser observado na figura 4.7 existem várias fórmulas da resistência do pilar que variam os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  e dependem das características do maciço rochoso. Holland (1973) apresenta uma fórmula considerada genérica (Van der Merwe, 2002), quando é conhecida a resistência do maciço rochoso,

mas, não é possível determinar os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  por meio de ensaios de compressão, onde  $\alpha$  e  $\beta$  têm valor igual a 0,5 (Equação 4.10).

Portanto, para o caso da camada Bonito que possui resistência do carvão de 4,06 MPa é aconselhado utilizar a fórmula empírica da equação (4.10) e não utilizar a fórmula de Salamon-Munro, tradicionalmente utilizada pelas mineradoras de carvão de Santa Catarina, independente da camada que está sendo minerada (Barro Branco ou Bonito).

$$\sigma_p = \sigma_{cm} \left( \frac{w}{h} \right)^{0.5} \quad (4.10)$$

Os métodos analíticos foram propostos por Wilson (1972), Barron (1984), Salamon (1992) e Mark e Iannachinne (1992), que explicam com mais detalhes os procedimentos de cálculo da capacidade de carga do pilar. A idéia básica é que o pilar possui duas zonas distintas: a borda com menor capacidade de carga devido ao baixo (ou nenhum) confinamento lateral; e o núcleo intacto com alto confinamento lateral (Figura 4.8). O método analítico aplica a idéia de capacidade de carga do pilar, que significa a tensão máxima que o pilar pode suportar em função dos parâmetros geomecânicos do maciço rochoso, o qual possui resistência residual após a ruptura.

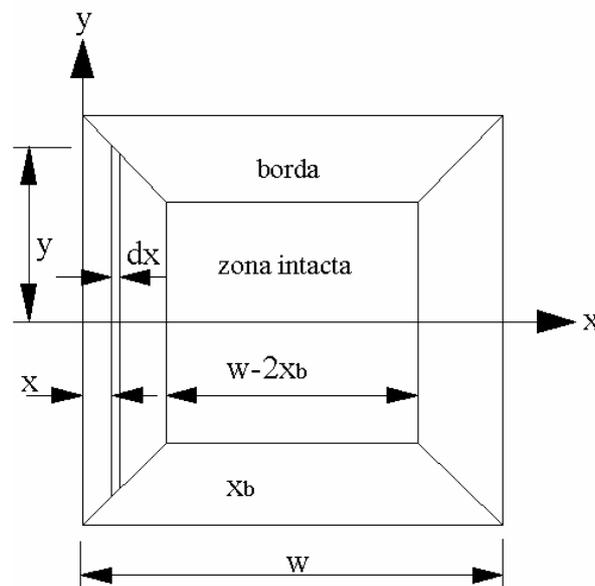


Figura 4.8 - Seção plana de um pilar mostrando a zona fragmentada e a zona intacta (Salamon, 1992).

Os métodos analíticos devem assumir alguns princípios, em termos de distribuição de tensões e taxa de crescimento:

- A distribuição de tensões na zona fragmentada de um pilar é crescente e contínua, sendo função da distância da borda do pilar, da altura do pilar e independente da largura do pilar;
- O gradiente de tensões na zona fragmentada não altera com o tempo.

No pilar, logo que é carregado e antes de começar a ruptura, as tensões são distribuídas de

maneira quase uniforme com pequena concentração nas paredes do pilar, porque elas não estão confinadas. Devido a essa concentração a ruptura do pilar começa nas paredes. Após a ruptura começar, i.e., a tensão de carregamento atingir a resistência do pilar, ele começa a romper a partir da parede. Esse comportamento pode ser explicado pela curva tensão/deformação de um corpo de prova submetido a compressão (Figura 4.9). A medida que a resistência da borda vai diminuindo, parte das tensões são transferidas para o interior do pilar que ainda está intacto. Como a porção intacta está confinada pela borda, ela pode suportar as tensões transferidas da zona fragmentada. Se a resistência for maior as tensões no pilar entrarão em equilíbrio e a ruptura irá cessar. Se a resistência máxima da rocha na zona intacta é menor que as tensões de carregamento, a zona fragmentada irá progredir, transferindo as tensões mais para o interior do pilar, até que ocorra a ruptura completa do pilar.

Conforme a descrição acima, observa-se que o confinamento será maior a medida que a razão  $w/h$  aumenta. Isto significa que em pilares achatados a zona intacta é maior e de grande contribuição para a resistência do pilar.

As formulações dos métodos analíticos não são aplicadas hoje em dia pela sua complexidade e dificuldade de adquirir certos parâmetros como o confinamento lateral e a resistência ao cisalhamento entre as camadas. Além disso, os resultados apresentados são muito semelhantes aos obtidos pelas fórmulas empíricas (Mark, 1999).

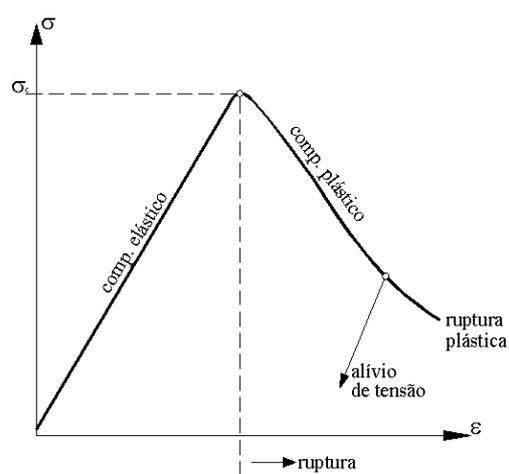


Figura 4.9 - Curva tensão/deformação mostrando que a rocha apresenta uma resistência residual após a ruptura.

#### 4.4. Métodos numéricos

Vários autores têm aplicado métodos numéricos em dimensionamento de pilares de carvão (Biswas e Peng, 1999; Tang e Peng, 1988; Bauer e Bise, 2000; Su e Hasenfus, 1996, 1997 e 1999; Pariseau, 1993; Heasley e Zelanko, 1992; Murali Mohan et al, 2001; Zhang e Peng, 2001; Peng e Thill, 1982; Tang e Peng, 1987; Ash e Park, 1987; Chandrashekhar, et al., 1987; Fama, 1993; Cividini, 1993). Sua aplicação em projetos de mineração é basicamente uma análise que conduz à estimativa de alterações na tensão, deformação e deslocamentos induzidos pelo processo de escavação. Tal informação determina um guia para a avaliação da estabilidade, segurança e economia de projetos e planejamento de escavações subterrâneas ou a céu-aberto. Pariseau (1993),

---

Brady e Brown (1985) e Jing e Hudson (2002) apresentam os princípios básicos de aplicações de elementos finitos em análise de tensões e deformações em aberturas subterrâneas.

Existem vários métodos numéricos para modelamentos geomecânicos. Cada método tem sua característica específica e é aplicado em função do tipo de problema apresentado. Podem-se resumir os problemas em mecânica de rochas em dois tipos (Hudson e Harrison, 1997; Mackerle, 2001; Jing e Hudson, 2002): contínuos e descontínuos. Para cada um desses problemas existem métodos numéricos específicos que simulam o ambiente geomecânico apresentado pelo problema. Portanto, podem-se classificar os métodos numéricos em dois tipos: métodos contínuos e descontínuos. Fama (1993), Cividini (1993) e Jing e Hudson (2002) apresentam os diferentes métodos numéricos e suas aplicações em cada caso de mecânica de rochas.

Esse trabalho não tem o objetivo de discutir os tipos de métodos numéricos e suas metodologias e algoritmos de solução dos problemas geomecânicos. Para isso se pode consultar qualquer manual dos programas comerciais. Os métodos numéricos são apenas uma ferramenta para a simulação e solução de modelos geomecânicos. Portanto, antes de selecionar o tipo de método numérico que será utilizado é necessário entender o tipo de problema que está sendo enfrentado.

Assumindo que o maciço rochoso é fraturado, constituído por camadas de rochas diferentes e blocos limitados pelas fraturas, pode-se deduzir que o maciço é heterogêneo e descontínuo. Quando esses elementos são de pequeno tamanho, comparados com as características e tamanho da escavação e do modelo geomecânico, os blocos não serão a causa de rupturas ou planos preferenciais de deformações. Então, o maciço rochoso pode ser tratado como um meio contínuo e homogêneo, dentro do mesmo tipo de rocha, aplicando o comportamento elasto-plástico (Bensehamdi, 1992; Zhu e Wang, 1993; Morsey e Peng, 2001; Hoek e Brown, 1997; Sitharam e Madhavi Latha, 2002). Portanto, para maciços rochosos que possuam descontinuidades com persistência muito baixa e espaçamento médio ( $\bar{x}$ ) pequeno, podem-se assumir que o maciço é contínuo e homogêneo, dentro de uma camada com a mesma rocha. O efeito das descontinuidades é inserido na classificação geomecânica que é parâmetro para o cálculo da resistência mecânica do maciço.

Uma vantagem importante dos métodos numéricos é a sua capacidade de incluir informações geológicas, para conservar a heterogeneidade do maciço no modelo. Várias unidades litológicas, propriedades da rocha e geometrias complexas associadas com a topografia da superfície, zonas de falha, intrusões ígneas e escavações existentes (as quais podem estar preenchidas ou não) podem ser incluídas na análise. O uso de relações de tensão/deformação envolvendo a dependência do tempo, também pode ser incluído (Biswas e Peng, 1999). Todavia, os projetos de engenharia assumem simplificações como o comportamento elástico de materiais limitado pela sua resistência mecânica. Dependendo do ambiente rochoso que o estudo está sendo realizado essa simplificação pode mascarar o resultado e o método ser inviabilizado, devido à anisotropia inerente aos maciços rochosos.

Os principais parâmetros utilizados para a análise de tensões e resistência de pilares com métodos numéricos são os seguintes:

- Geometria da escavação;
- Campo de tensões antes da escavação;
- Descrição das espessuras das camadas e suas localizações em relação à posição da

abertura subterrânea;

- Parâmetros geomecânicos do maciço rochoso (equação constitutiva);
- Elementos estruturais, como fraturas;
- Condições de fronteira e pressões atuantes sobre o modelo.

Independente do método numérico, as características acima podem ser aplicadas. A primeira etapa é a definição de um domínio ao redor de uma escavação e a divisão desse domínio em elementos que estão encaixados um no outro e que interagem entre si. A figura 4.10 mostra uma seção transversal a uma escavação que está localizada dentro de um domínio infinito, sujeito a um campo de tensões conhecido. Um modelamento numérico divide o modelo geométrico em elementos, aos quais são atribuídas as características geomecânicas da rocha em função da posição do elemento dentro do modelo geométrico (Figura 4.10). Esses elementos serão submetidos aos campos de tensões iniciais do modelo e sofrerão as alterações das tensões em função das pressões e alterações da geometria impostas ao modelo.

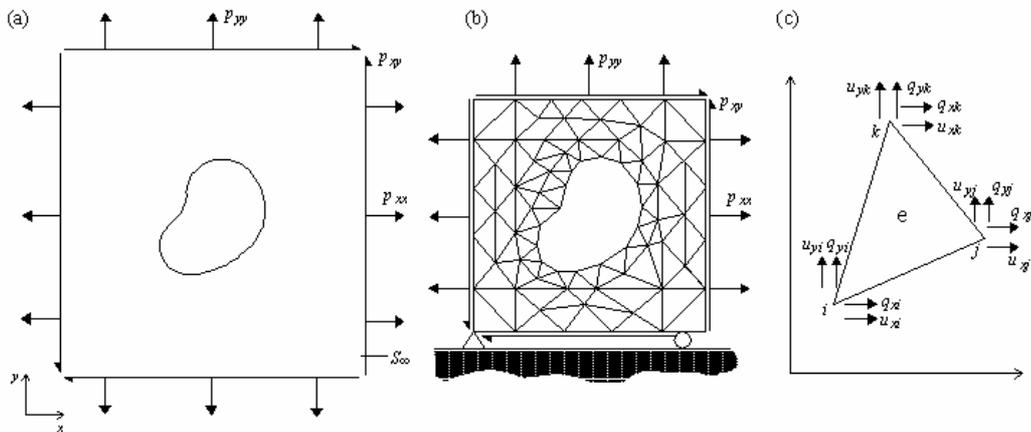


Figura 4.10 – Desenvolvimento do método de elementos finitos de um modelo genérico. (a) modelo geométrico; (b) condições de contorno e elementos; (c) deslocamentos e tensões em um elemento (Brady e Brown, 1985).

O método por elementos finitos utiliza a solução do modelo por meio de matrizes de tensões e deformações, conforme a fórmula geral apresentada na equação (4.11), onde (K) é a rigidez do material, (u) é a deformação e (F) é a força. O método de elementos finitos pode ser encontrado em vários livros texto (Mori, 1986; Brauer, 1985).

$$[K]\{u\} = \{F\} \quad (4.11)$$

O método por diferenças finitas foi criado na década de 70 (Desai e Christian, 1977). Ele utiliza um conjunto de equações diferenciais para a solução do problema numérico, onde são inseridas as condições de contorno e iniciais do modelo. No método de diferenças finitas as equações derivadas são diretamente substituídas por uma expressão algébrica escrita em função das variáveis do modelo geomecânico e das condições de contorno (tensões e deformações do modelo) em pontos

discretos no espaço, sendo que essas variáveis não são definidas dentro dos elementos.

Ao contrário do método por elementos finitos, que utiliza a solução das equações por meio de sistema de matrizes, o método por diferenças finitas pode utilizar equações de Lagrange em cada etapa da solução do problema. Outra diferença é que o método por diferenças finitas pode utilizar a solução por tempo sem a necessidade de ocorrer o equilíbrio de forças no modelo. O método por elementos finitos necessita do equilíbrio de forças para atingir a solução do problema. Por isso, o método de diferenças finitas permite deformações elevadas do modelo.

O principal programa que utiliza esse método é o FLAC (*Fast Lagrangean Analysis of Continua*) que utiliza a análise de um modelo contínuo por meio de sistemas de equações. O esquema de solução do FLAC é apresentado na figura 4.11. Esse processo utiliza equações de movimento e equilíbrio para gerar deformações (ou velocidades) a partir de campos de tensões (ou forças). Então, taxas de deformações são derivadas da aplicação das velocidades e a geração de novo campo de tensões e deformações. Cada etapa da solução percorre esse ciclo.

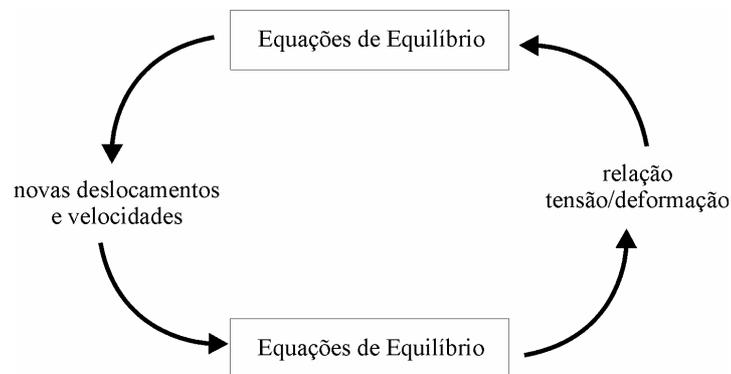


Figura 4.11 – Esquema para solução de modelos numéricos utilizando FLAC.

O módulo é dividido em uma malha composta por tetraedros, sendo subdivididos em dois elementos triangulares de deformação constante, conforme a figura 4.12. Detalhes do desenvolvimento do modelo numérico são encontrados no manual do FLAC (2001).

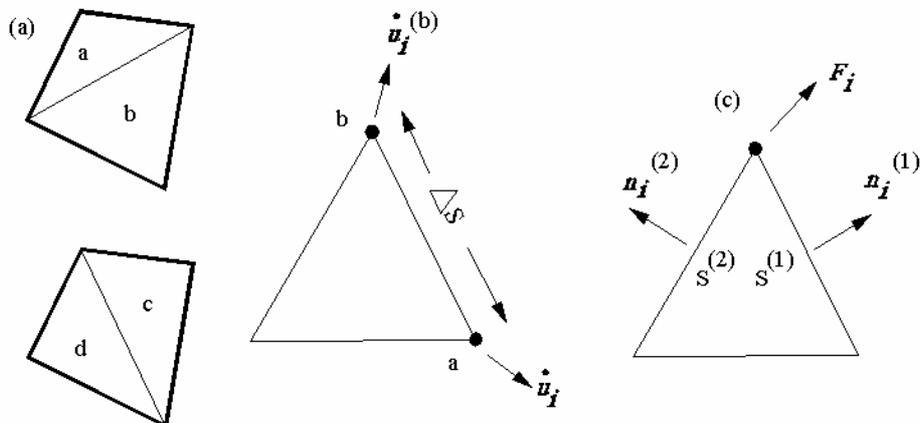
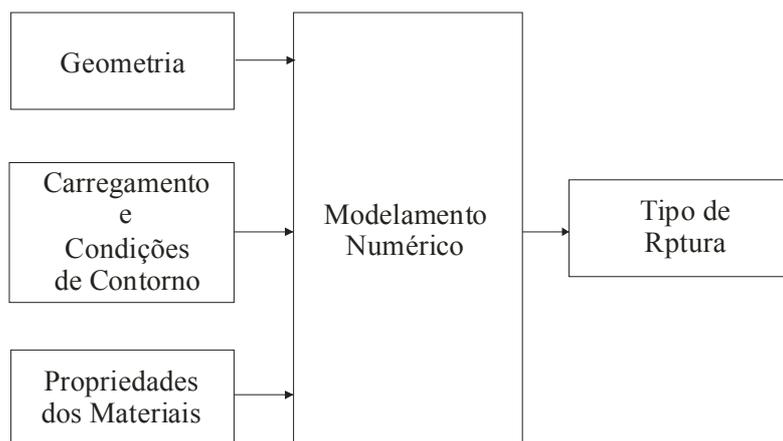


Figura 4.12 – Esquema de solução do modelo numérico por meio de diferenças finitas; (a) divisão do tetraedro em triângulos; (b) e (c) deslocamentos e forças normais às arestas e nos vértices dos triângulos (FLAC, 2001).

---

Os métodos numéricos podem ter vários objetivos dentre os fatores que interferem no projeto de escavação subterrânea e dimensionamento de estruturas de sustentação (pilares). Esses objetivos são: (i) definir a capacidade de carga da estrutura ou carregamento máximo admissível, (ii) determinar o tipo de ruptura do modelo, (iii) estabelecer a configuração geométrica mais apropriada e (iv) determinar as propriedades do material. Para atingir um dos objetivos é necessário o conhecimento dos demais, portanto pode-se alternar a posição dos quatro objetivos anteriores dentro da figura 4.13 para determinar qual o tipo de modelamento numérico que será realizado.



*Figura 4.13 – Fluxograma para concepção de modelo numérico.*

Em estudos de dimensionamento de pilares são conhecidas as propriedades dos materiais, a geometria do modelo e as tensões que o modelo é submetido. O principal objetivo, então, é determinar o fator de segurança do pilar e o tipo de ruptura que irá sofrer.

A aquisição dos parâmetros geomecânicos e campo de tensões são realizados em laboratório e em campo. As informações sobre o campo de tensões podem ser estimadas por meio da espessura de cobertura e correlações entre tensão vertical e horizontal ou medidas em campo por meio de monitoramento de tensões. Em análise por métodos numéricos em pilares de carvão devem ser consideradas as propriedades mecânicas da rocha que forma o pilar e as rochas encaixantes, como teto e piso imediatos e camadas rígidas presentes na cobertura que influenciam no campo de tensões.

O modelamento numérico (ou geomecânico) de pilares tem como principal objetivo determinar as tensões no pilar e seu fator de segurança (ou ruptura) em função do condicionamento geológico e geomecânico do local de estudo. As aplicações de métodos numéricos em modelos de pilares de carvão têm como objetivo principal analisar a distribuição de tensões no pilar e determinar as zonas de maior possibilidade de ruptura do pilar (Tang e Peng, 1988; Iannacchione, 1989; Gale, 1992; Fama, Truman e Craig, 1995; Singh et al., 1996; Yavuz e Fowell, 2001; Shoerey et al., 2001). Tang e Peng (1988) e Peng (1986) comparam a utilização de elementos finitos com as fórmulas empíricas tradicionais que estão descritas acima (Equações 4.7 e 4.8). Uma vantagem dos métodos numéricos sobre os métodos tradicionais é que os métodos numéricos oferecem a oportunidade de incluir a influência das rochas encaixantes sobre o comportamento do pilar e na distribuição de tensões no pilar e incluir camadas de diferentes materiais dentro do pilar. Su e Hasenfus (1996, 1997 e 1999) fazem um estudo por meio de elementos finitos variando parâmetros de qualidade das

---

diferentes camadas que formam o pilar e das rochas encaixantes, juntamente com a variação da razão (w/h). Nesses trabalhos, eles mostram que o efeito do confinamento do pilar, que é mostrado nos métodos analíticos, ocorre na análise com elementos finitos. Outras análises realizadas pelos autores mostram o efeito de diferentes tipos de camadas intercaladas no pilar de carvão sobre a resistência do pilar. Biswas e Peng (1999) utilizaram a análise de elementos finitos para determinação da variação da resistência de pilares em função do tempo. Se a rocha já está fragmentada pela ação das tensões ou pelo desmonte por explosivo, haverá maior facilidade de alteração das rochas e a velocidade da diminuição da resistência do pilar será maior. Os autores constataram que a presença maior de camadas de argilitos e siltitos intercalados com o carvão aumentava a velocidade de intemperismo e a conseqüente diminuição da resistência do pilar. Outra vantagem é a possibilidade de simular a interferência do avanço da lavra e da posição do pilar dentro painel e a interação entre duas camadas que estão lavradas (Park, 1992; Vandergrift, et al., 2000; Zingano, et al., 2002). Isto significa que em cada local, ou melhor, cada pilar pode ter sua capacidade de carga específica, se considerar a posição do pilar dentro do painel (Hock, Karabin e Kramer, 1992; Vandergrift, et al., 1996). Zingano, et al. (2002) mostraram a influência da seqüência de lavra na distribuição de tensões ao redor das galerias.

Uma análise numérica tem como principais parâmetros: o modelo ou geometria da escavação, as propriedades geomecânicas dos materiais, as condições de contorno do modelo e o carregamento que o modelo está sendo submetido. Uma vez determinadas essas condições pode-se estimar o fator de segurança dos pilares em função da capacidade de carga de cada elemento do modelo e um fator médio para o pilar em geral.

#### ***4.5. Aplicação de métodos numéricos para o modelamento geomecânico do sistema piso-pilar-teto na camada Bonito***

O modelamento geomecânico do sistema piso-pilar-teto da camada Bonito tem como principal objetivo determinar se o pilar tem condições de exercer sua função de suportar a cobertura sobre ele, levando em consideração os parâmetros geomecânicos dos materiais e geométricos que formam o pilar, o teto e o piso.

Nesse trabalho, foi utilizado o método de elementos finitos por meio do software ABAQUS, versão 6.2 (ABAQUS, 2001). Esse aplicativo está licenciado para UFRGS e instalado no CESUP (Centro de Supercomputação da UFRGS). Também foi utilizado o software FLAC-2D versão 4, educacional (Itasca, 2001). Esses aplicativos utilizam métodos contínuos (Fama, 1993; Cividini, 1993). Entretanto, a heterogeneidade de materiais que são encontrados é preservada. Apenas estruturas maiores são representadas (falhas e fraturas). Dois tipos de modelos são mostrados nesse item objetivando demonstrar as conveniências na utilização de modelamento numérico no projeto de pilares e simulação do ambiente de tensões em mineração subterrânea de carvão.

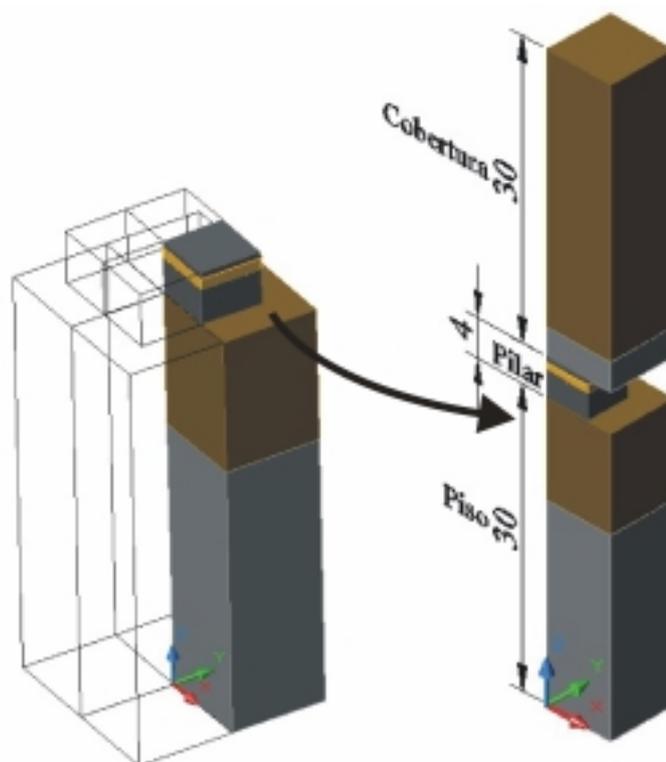
Primeiro foram montados modelos tridimensionais de pilares de carvão na camada Bonito, com o objetivo de determinar o fator de segurança dos pilares, levando-se em consideração as dimensões dos pilares e a espessura de cobertura sobre eles. Também são considerados o efeito do desmonte com explosivo sobre a distribuição de tensões no pilar e a função que a zona afetada pelo desmonte tem na estabilidade do pilar. Nesses modelos é utilizado o método de elementos finitos.

O segundo foi a simulação à aplicação de tirantes para o suporte de blocos formados pelas fraturas com mergulho médio de  $50^\circ$ , apresentado no capítulo 2. Nesse estudo de caso, foi aplicado suporte lateral no pilar para determinar o efeito do suporte sobre a sustentação desses blocos e a influência na resistência do pilar. Nesse modelo, foi utilizado o método de elementos finitos modelo bidimensional.

Nos estudos de caso apresentados aqui a geologia e características geomecânicas dos materiais foram obtidos seguindo os procedimentos de coleta de informações e estimativa dos parâmetros geomecânicos propostos no capítulo 3. Os parâmetros geomecânicos de cada material estão apresentados nas tabelas 3.27, 3.28 e 3.29. Apenas a geometria e as condições de contorno dos modelos foram modificadas, conforme o tipo de problema e o programa utilizado.

#### ***4.5.1. Modelo tridimensional utilizando elementos finitos***

Com os objetivos e condicionantes do modelamento geomecânico citados anteriormente foram montados vários modelos para análise de estabilidade de pilares. Esses modelos foram construídos de forma a garantir a boa representatividade da realidade do local, em termos de geometria e geologia, levando em consideração a simetria do modelo. Considerando que a tensão máxima exercida sobre o pilar é a pressão calculada pela teoria da área tributária, os modelos tridimensionais dos pilares e escavações ao redor estão representados em apenas  $\frac{1}{4}$  das dimensões originais, conforme a figura 4.14. Dois tamanhos de pilares foram considerados para estudo: pilares de 9 m e pilares de 8 m de lado. Esses dois tamanhos são os tamanhos utilizados atualmente na Mina do Barro Branco. No modelo numérico, esses pilares terão metade de seu lado e as escavações em volta, também, terão a metade de sua largura (Figura 4.15).



*Figura 4.14 – Modelo geométrico de um pilar.*



Figura 4.15 – Detalhe das dimensões do modelo na camada de carvão, incluindo a geologia.

A espessura de cobertura e do piso, abaixo da camada de carvão, é de 30 m, para evitar a influência das bordas superiores do modelo geométrico sobre os resultados do modelo e a distribuição das tensões no pilar. Esse valor é baseado na teoria da elasticidade onde a distância de influência de uma abertura subterrânea está em torno de cinco vezes o diâmetro ou a maior diagonal da escavação (Brady e Brown, 1993). A altura do pilar é de 4 m, baseado na média da espessura da camada Bonito e na altura das galerias na Mina Barro Branco. Nos modelos com pilares com largura de 8 m, a única diferença é a largura do pilar, a qual de 4,5 m passa a ser de 4,0 metros. A largura da galeria mantém-se a mesma.

Quando o efeito do desmonte na borda do pilar é considerado, os parâmetros geomecânicos dos materiais na borda do pilar devem ser diferentes dos materiais intactos. A espessura do pilar que é afetada pelo desmonte é no máximo de 1 metro. Portanto, os modelos numéricos consideram essa a pior situação.

A geologia do modelo é baseada nas descrições dos furos de sondagem na área da Mina do Barro Branco e as espessuras são determinadas a partir das espessuras médias para cada uma das camadas. Dentro da camada Bonito, a intercalação de camadas finas de siltito e carvão foram substituídos por carvão apenas, porque as características geomecânicas desses dois materiais são muito parecidas (Capítulo 3). Portanto, pode-se assumir que quase toda a camada Bonito é formada por carvão, com exceção da camada de argilito.

O modelo numérico deve representar o melhor possível a realidade, em termos de geometria inicial do modelo, propriedades dos materiais, seqüência das modificações da geometria do modelo (escavações) e as deformações do modelo. Nos modelos tridimensionais montados nesse trabalho, foi aplicada a mesma seqüência de lavra utilizada no método de câmaras-e-pilares, onde primeiro é

escavada a galeria e posteriormente a travessa, conforme a figura 4.16.

Outros fatores importantes para uma adequada simulação da realidade são as condições de contorno e iniciais do modelo. As condições de contorno referem-se à restrição dos movimentos e rotações do modelo, objetivando a deformação correta do modelo e as pressões e forças que atuam sobre o mesmo. As condições iniciais são relativas às tensões existentes no maciço antes de ocorrer a lavra e a formação do pilar. As restrições ao movimento são determinadas adicionando elementos de restrição do movimento na borda do modelo, conforme a figura 4.17. As bordas que não fazem limites de simetria devem estar distantes o suficiente para não influenciar no resultado do modelo, como foi explicado anteriormente.

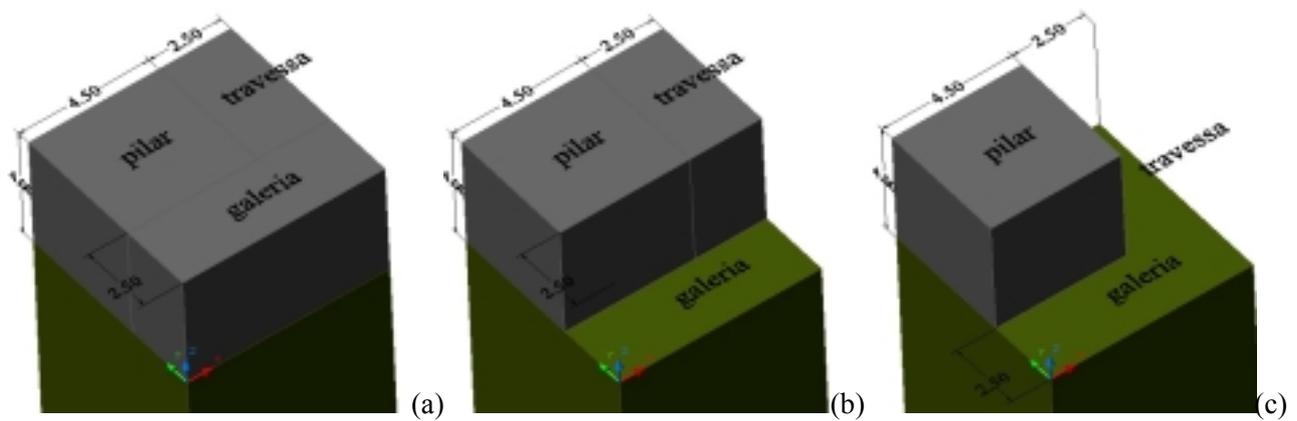


Figura 4.16 – Sequência de lavra ao redor do pilar.

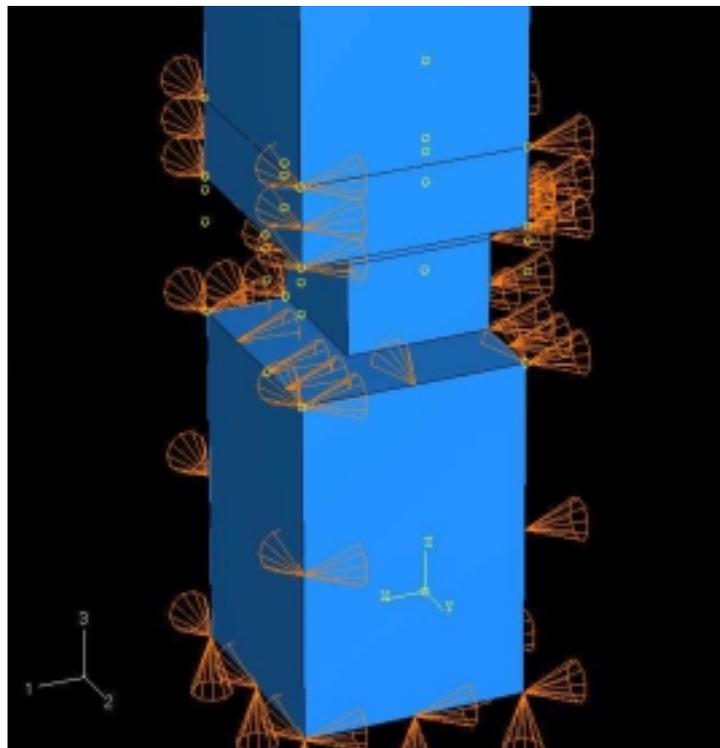


Figura 4.17 – Condições de fronteira do modelo.

---

Com relação às tensões iniciais, como não existem medidas de tensões virgens na região de Criciúma, considerou-se o princípio de que as tensões horizontais são iguais a tensão vertical e que a tensão máxima aplicada sobre o pilar é a pressão vertical exercida pela cobertura.

O carregamento do modelo é realizado pela ação da gravidade, a qual provoca pressão da cobertura sobre a camada de carvão (ou pilar). Como o modelo geométrico possui apenas 30 m de cobertura, foram aplicadas pressões diferenciadas na borda superior do modelo com o objetivo de simular coberturas maiores que 30 metros. Nesse estudo de caso quatro espessuras de cobertura diferentes foram consideradas: 30, 50, 60 e 80 metros. Como comentado anteriormente, a pressão vertical sobre o pilar é estimada pela teoria da área tributária, porque é a maior pressão admissível sobre o pilar.

O contato entre o piso e o pilar e o pilar e o teto devem ser considerados no modelamento geomecânico (Wilson, 1974 e 1982; Peng, 1986; Salamon, 1986). Nos modelos numéricos podem ser consideradas as interações entre camadas por meio de superfícies de contato, onde a resistência ao cisalhamento é informada ao sistema por meio do coeficiente de fricção, determinado pela tangente do ângulo de atrito interno no contato. Não existem medidas de cisalhamento nos contatos do sistema piso-pilar-teto. Considerando-se que o contato entre o piso e o pilar é gradual e formado pela interface entre siltito e carvão; e que o contato entre o teto e o pilar é por intermédio do arenito e o carvão, o ângulo de atrito interno adotado foi do carvão afetado pelo desmonte ( $17,23^\circ$ ) que resulta em um coeficiente de fricção de 0,31.

O modelo foi dividido em elementos que formam a malha dos métodos numéricos. O elemento considerado no modelo tridimensional é o tetraedro com oito vértices, o qual apresenta no máximo 48 graus de liberdade, considerando as cargas, deslocamentos e rotações em cada um dos vértices. O tamanho dos elementos é função da escala do modelo e proximidade da camada de carvão. A figura 4.18 mostra o modelo geométrico com os elementos nas proximidades da camada de carvão.

A base de todos os elementos tem a mesma dimensão de 0,5 metro. A altura irá depender da posição do elemento dentro do modelo e da rocha. Para o piso e teto imediato os elementos possuem 0,5m de altura. À medida que se afastam da camada de carvão, os elementos aumentam de altura com uma taxa de 1,3. Dentro do pilar a altura dos elementos varia entre 0,2 e 0,4 metro.

### ***Análise dos resultados e coeficiente de segurança***

Os modelos numéricos, nesse estudo de caso, têm como objetivos determinar a distribuição das tensões no sistema piso-pilar-teto e no interior do pilar. As tensões que interessam nesse caso são as tensões que irão influenciar na possível ruptura dos elementos do modelo e a possível ruptura do pilar. Com o modelo numérico pode-se determinar qual (ou quais) a região do pilar que está além da tensão admissível para o modelo, em função do tipo de rocha encontrada na região (pilar, piso ou teto). São comparadas as simulações numéricas para o caso de desmonte mecânico e por meio de desmonte com explosivos.

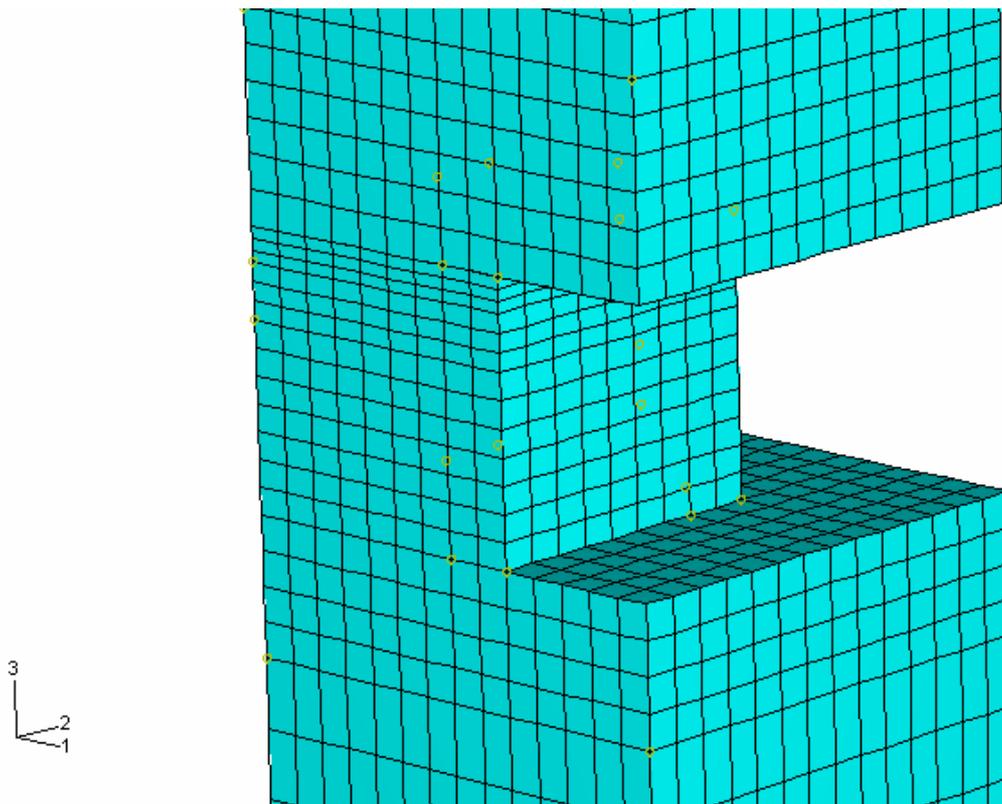


Figura 4.18 – Malha no modelo numérico.

A figura 4.19 mostra a distribuição da tensão horizontal (S11) para pilares de 9x9 m considerando o tipo de desmonte: (a) desmonte mecânico e (b) desmonte com explosivo. A tensão horizontal na direção (S22) é igual devido à simetria do modelo e ao condicionamento inicial das tensões, o qual considera as tensões horizontais iniciais iguais nas duas direções horizontais. Não é observada uma quebra (ou interface) nítida na distribuição da tensão horizontal entre a região afetada pelo desmonte com explosivo e a região intacta do pilar. Pode-se notar que parte da borda afetada exerce compressão (tensão negativa) sobre o núcleo do pilar. Situação que favorece a segurança do pilar.

A zona de tensão horizontal perto de zero (Figura 4.20) aumenta com o aumento da cobertura. Isso significa que a zona de tração na borda do pilar aumenta e aprofunda para o interior do pilar, aumentando a probabilidade de caimento de blocos soltos encontrados na parede. Quando fraturas oblíquas cortam o pilar, essa zona de tração contribui com o deslizamento desses blocos. Há, então, a necessidade de reforço do pilar, devendo-se observar que os tirantes devem ser instalados na região de tensões de tração na borda do pilar e devem estar ancorados na região atrás de zona de tração, garantindo a função do reforço.

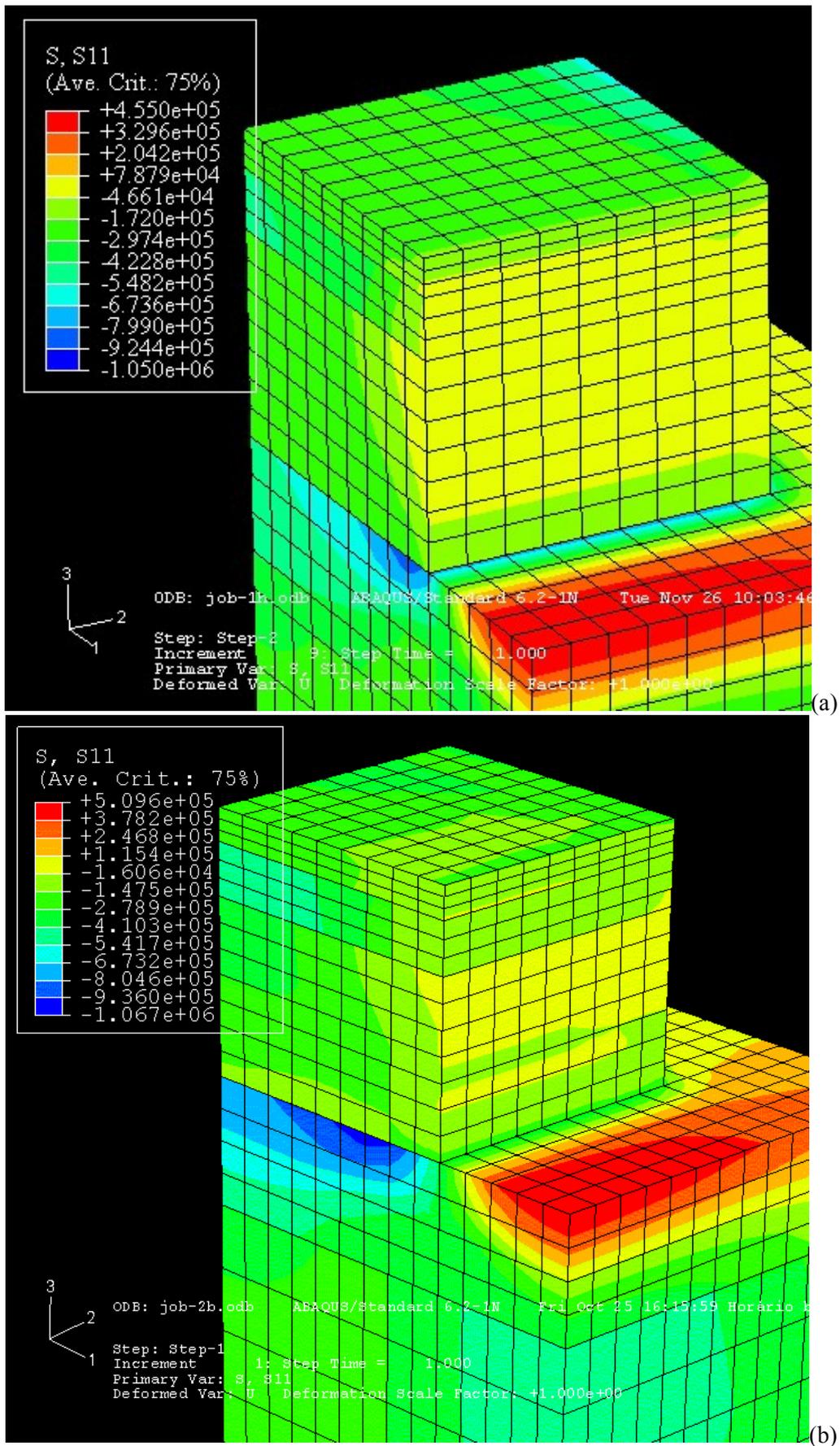


Figura 4.19 – Distribuição de tensões horizontais (S11) para pilares de 9x9 m com profundidade de 60 metros. (a) desmonte mecânico; (b) desmonte com explosivo.

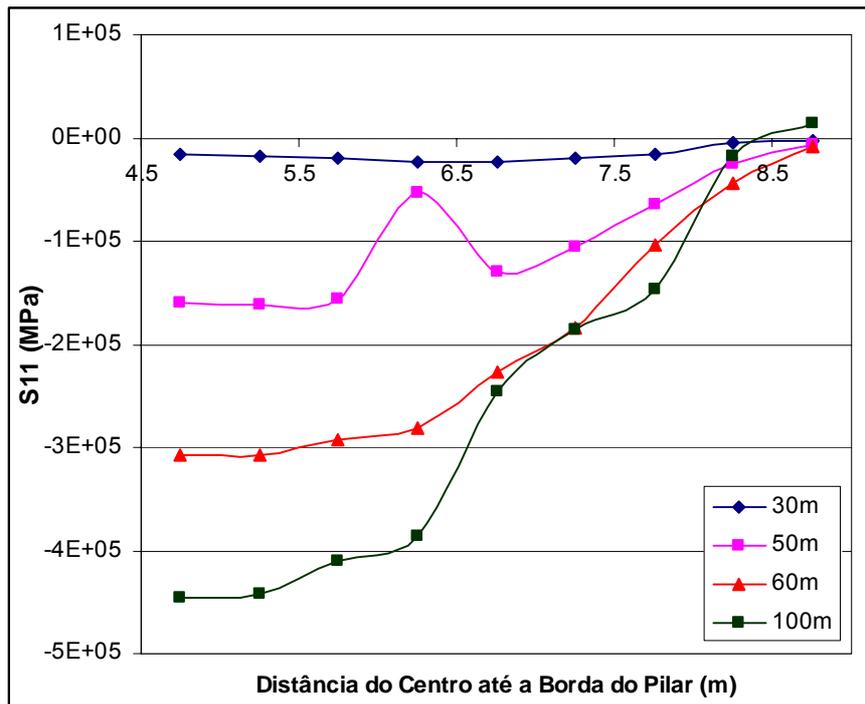
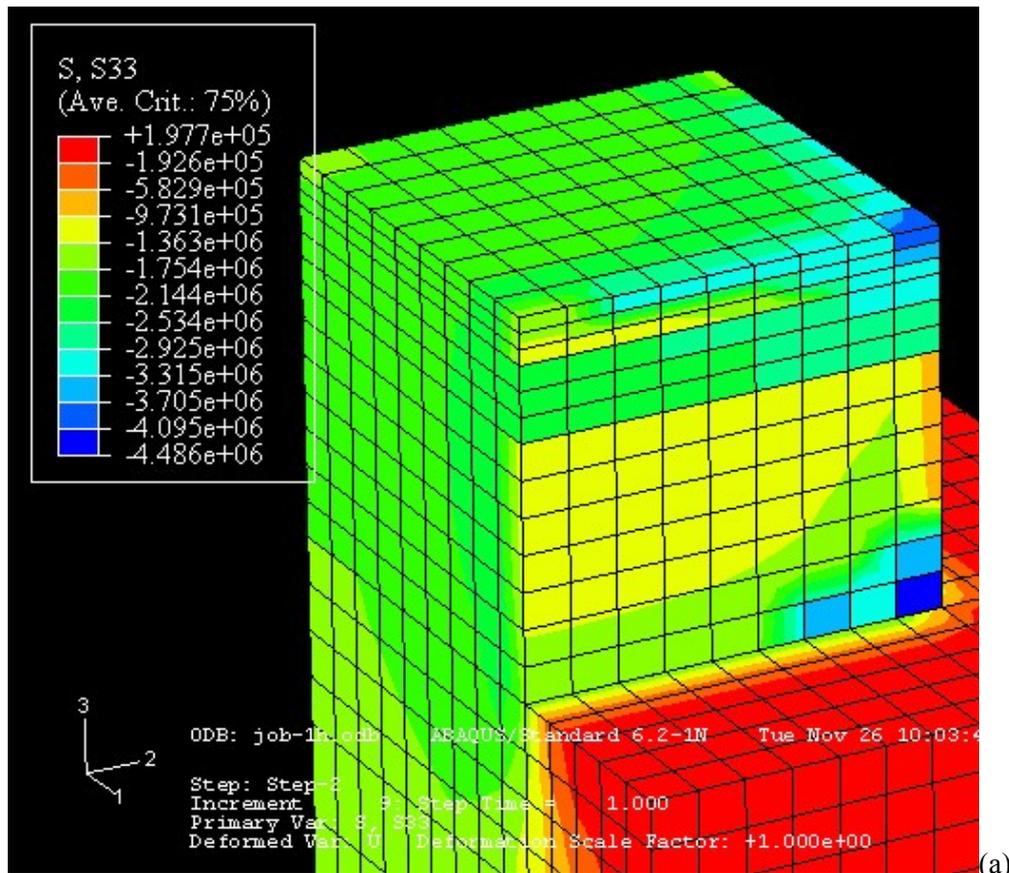
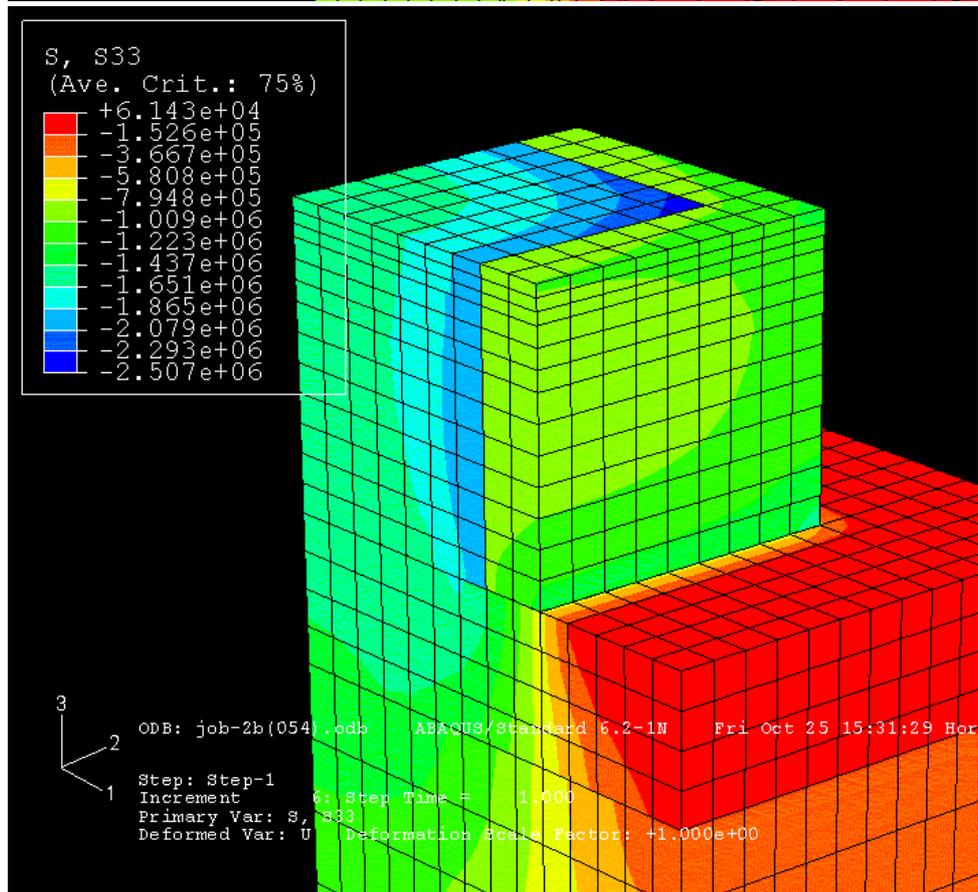


Figura 4.20 – Tensão horizontal (S11) do centro até a borda do pilar em função da espessura de cobertura.

A figura 4.21 mostra que a distribuição da tensão vertical sofre influência forte da região afetada pelo desmonte com explosivo. A capacidade de carga dessa região é reduzida drasticamente pelo efeito desmonte, mas ainda suporta certa carga, em torno de 1,7 MPa, o que é a resistência estimada para esse material. Como a rocha afetada pelo desmonte com explosivo tem baixa capacidade de suporte, as tensões são transferidas para o interior do pilar que está intacto e tem maior capacidade de carga. Essa capacidade aumenta devido ao confinamento lateral exercido pela região externa do pilar.



(a)



(b)

Figura 4.21 – Distribuição de tensões verticais ( $S_{33}$ ) para pilares de  $9 \times 9 \text{m}$  para profundidade de  $60 \text{m}$ . (a) desmonte mecânico, (b) desmonte com explosivo.

A figura 4.22 mostra a situação dos elementos que sofrem deformação plástica. O contorno do pilar afetado pelo desmante não aparece como plástico no modelo numérico porque a capacidade de carga desse material é muito baixa, transferindo parte da carga para o interior do pilar que possui maior capacidade de carga e que é ajudado pelo confinamento lateral.

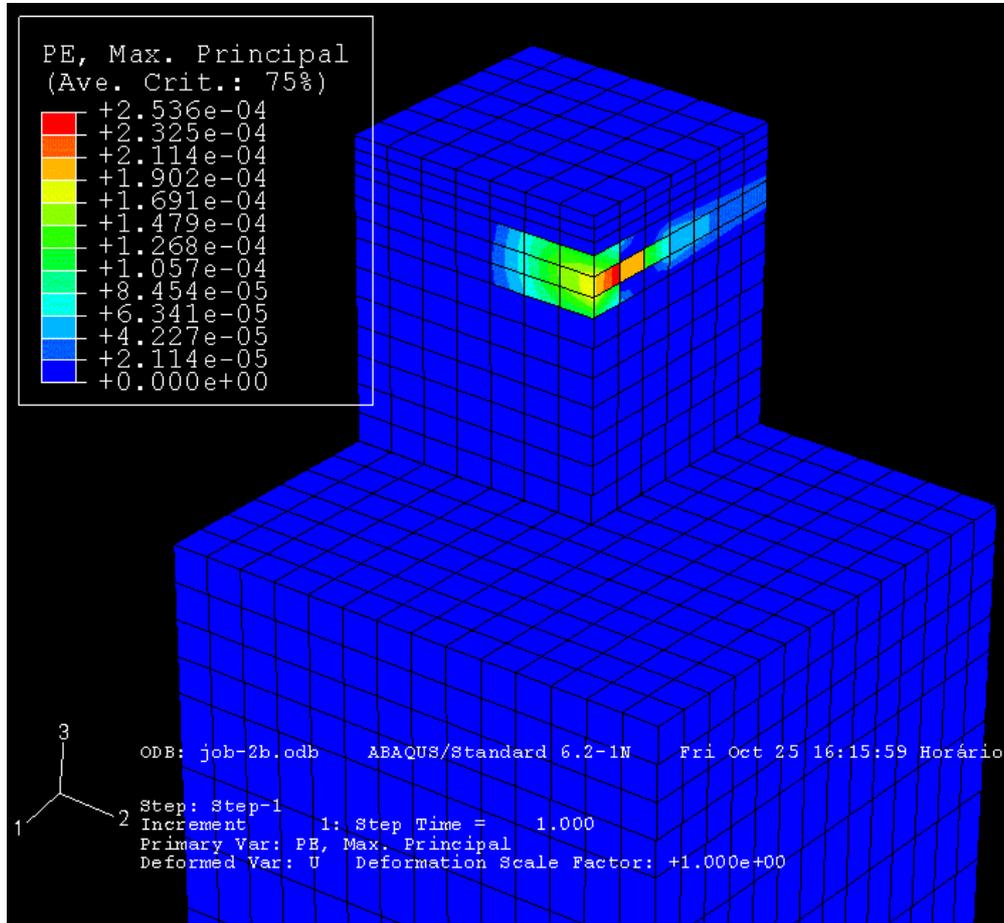


Figura 4.22 – Zonas de deformação plástica atrás da borda do pilar.

O que realmente irá aumentar a resistência do pilar é a mudança do tipo de desmante e escavação das galerias e travessas. Nesse caso, o melhor método de desmante é o desmante mecânico, executado por meio de mineradores contínuos. A figura 4.23 mostra que a distribuição da tensão vertical é diferente em um pilar formado por meio de desmante mecânico contra um pilar formado por meio de desmante com explosivo. Nesse caso, todo o pilar possui material rochoso quase homogêneo, apenas alterando o confinamento lateral, desde zero na borda até o máximo no núcleo do pilar.

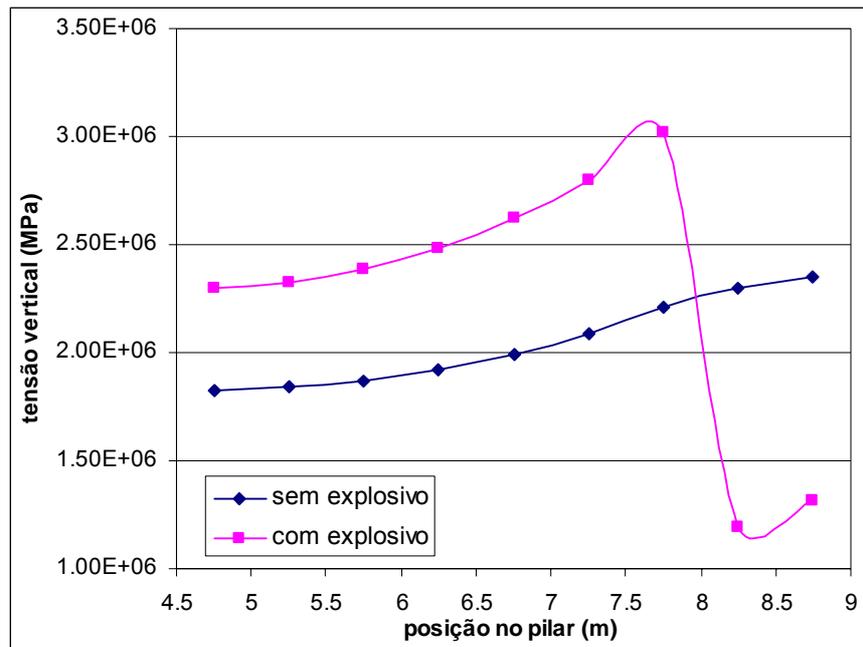


Figura 4.23 – Perfil da tensão vertical no centro do pilar de 9x9 m para a borda a uma espessura de 60 m, mostrando o aumento da tensão no pilar afetado pelo desmonte.

Como a zona afetada pelo desmonte não está confinada e possui uma face livre, ela pode sofrer deformações maiores na direção da abertura subterrânea, podendo ocorrer o caimento de blocos soltos na borda do pilar. A ação do reforço nesse caso seria apenas evitar a deformação excessiva de parede do pilar, a qual provoca a queda dos blocos soltos.

Para confrontar os resultados dos modelos com o comportamento do pilar *in-situ* foram realizados monitoramentos da deformação horizontal do pilar por meio de extensômetro de fio. A figura 4.24 apresenta gráficos de deformações horizontais das paredes do pilar que foram monitoradas por meio de extensômetros de hastes ancorados a 2,0 m para dentro do pilar e a figura 4.25 apresenta a deformação horizontal do pilar. A haste é ancorada apenas na ponta para garantir que as deformações da borda sejam relativas a uma parte quase sem deformação do pilar.

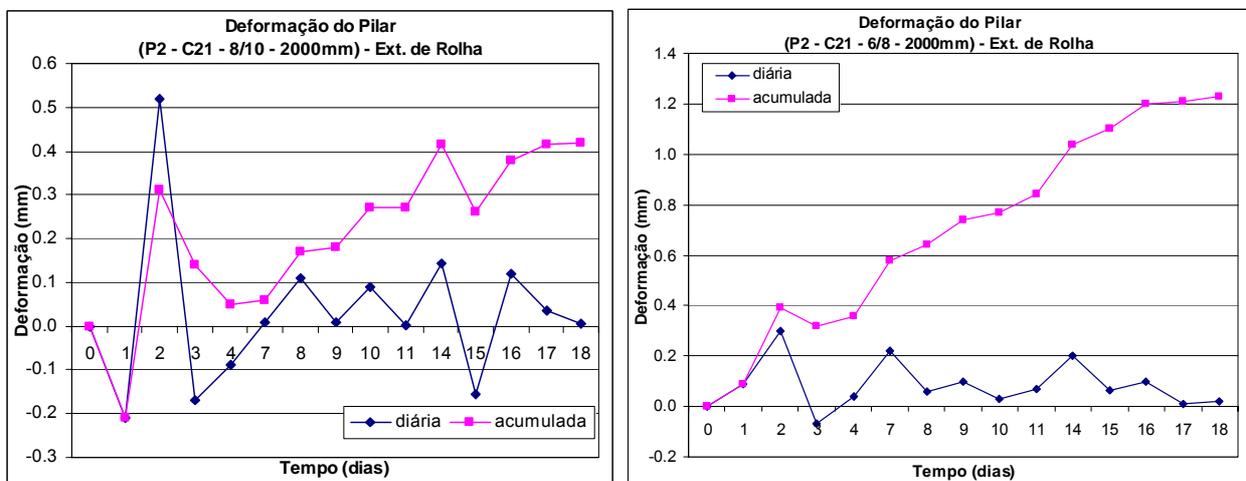


Figura 4.24 – Monitoramento da deformação lateral do pilar.

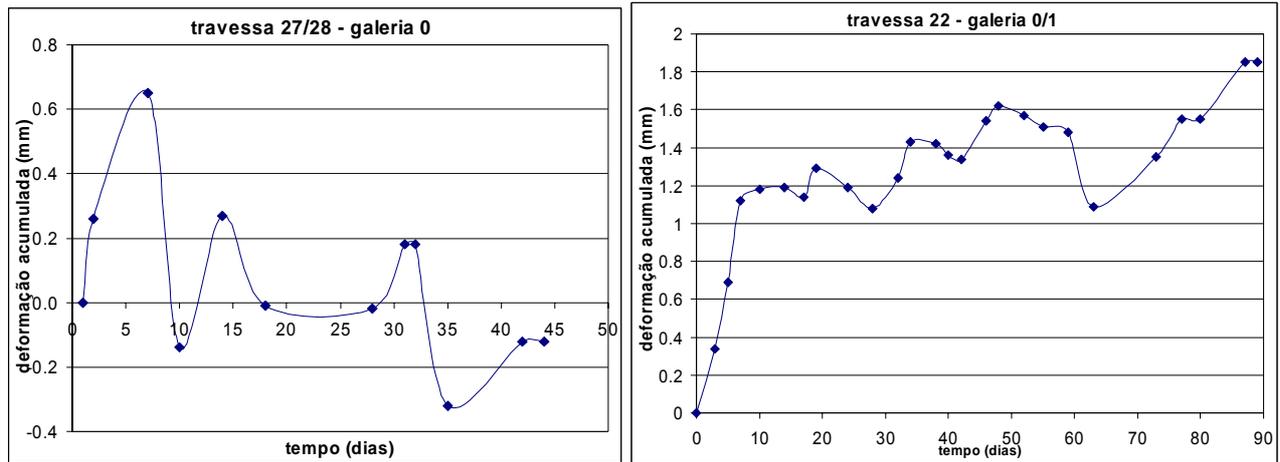


Figura 4.24 – Monitoramento da deformação lateral do pilar (continuação).

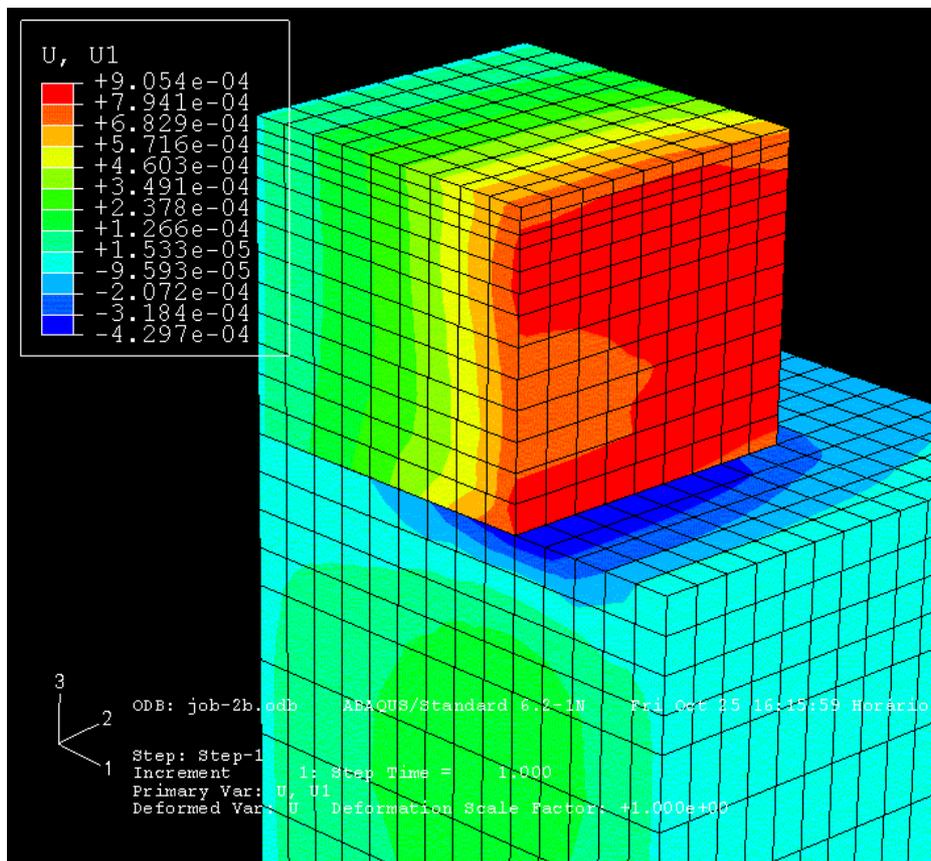


Figura 4.25 – Deformação horizontal do pilar (U1).

Pode-se observar que as deformações máximas, tanto no modelo numérico quanto no monitoramento, são muito semelhantes. As deformações são baixas, em torno de 1,0 mm, apesar da expectativa de deformações maiores devido ao tipo de rocha encontrado. Isso prova que os parâmetros geomecânicos estimados para a simulação numérica estão corretos e, por conseqüência, a metodologia de aquisição dos parâmetros também estão corretos.

### Fator de segurança

A tensão máxima admissível para um elemento no modelo é calculada pelo critério de Mohr-Coulomb (Brady e Brown, 1993). A equação 4.12 mostra o critério de ruptura do elemento, onde ( $\sigma_y$ ) é a tensão admissível da rocha no ponto que está sendo medido (MPa), ( $\sigma_{cm}$ ) é a resistência a compressão do maciço em (MPa), ( $k$ ) é uma constante que depende do ângulo de atrito interno  $(1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)$  e ( $\sigma_{min}$ ) é a menor tensão simulada pela análise por elementos finitos.

$$\sigma_y = \sigma_{cm} + k\sigma_{min} \quad (4.12)$$

O fator de segurança é a razão entre a tensão admissível da rocha e a tensão máxima determinada pela análise por elementos finitos. Para verificar se o pilar possui segurança apropriada, foi calculado o fator de segurança em todos os elementos do pilar. O fator de segurança do pilar é a média dos fatores de segurança de todos os elementos do pilar.

A figura 4.26 mostra a curva de fator de segurança para pilares de 9x9 m em função da profundidade e em função do tipo de desmonte para a abertura das galerias. Pode-se notar que existe uma pequena diminuição do fator de segurança quando é utilizado desmonte por explosivo. A razão de redução é de 20% em relação ao fator de segurança quando o desmonte é mecânico. A taxa de redução irá diminuir quando o desmonte por explosivos for cuidadoso.

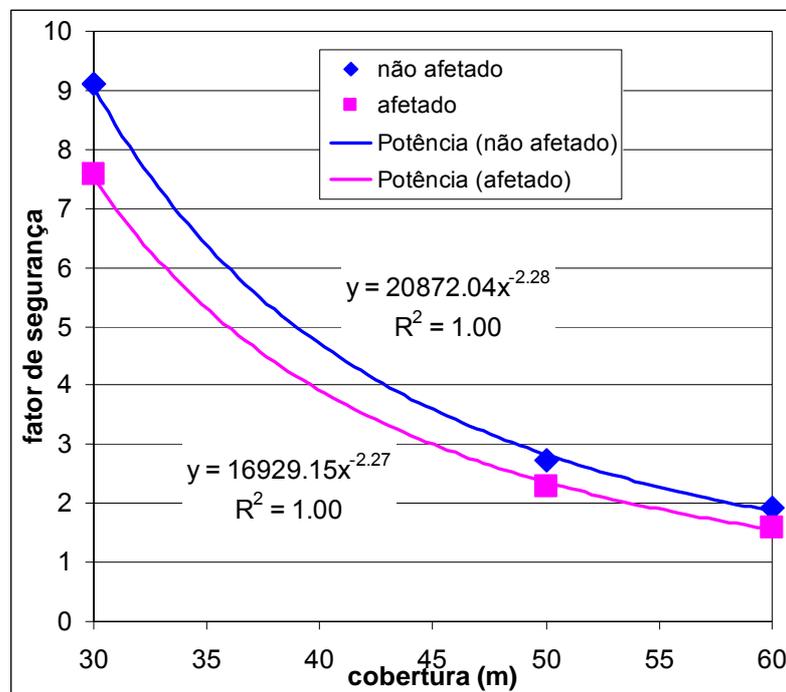


Figura 4.26 – Curvas de fator de segurança para pilares de 9x9 metros.

Os valores do fator de segurança estimados para o pilar por meio da equação (4.12) podem ser comparados com os valores estimados pela fórmula empírica (Equação 4.10), conforme a figura

4.27, serão comparados a seguir com os resultados obtidos pelos modelamentos numérico dos pilares da camada Bonito.

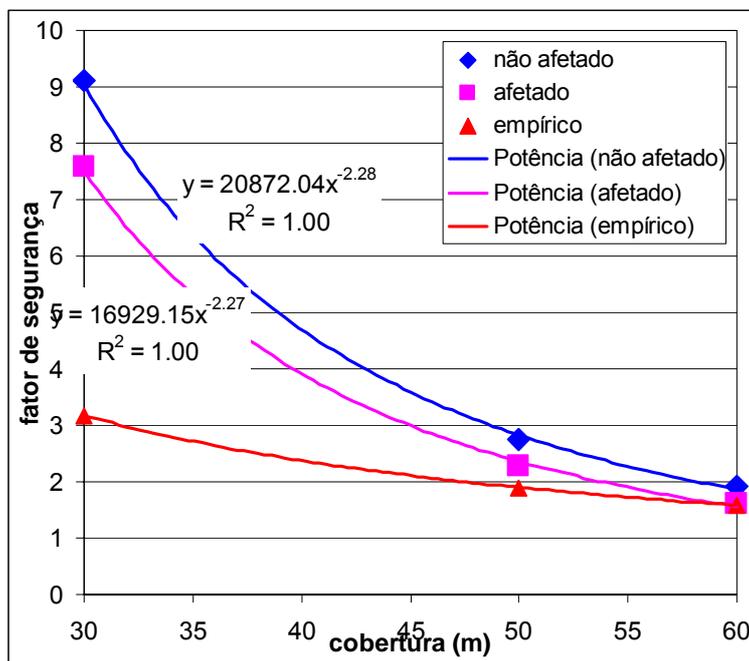


Figura 4.27 – Fator de segurança para pilar de 9x9 m, comparando os FS obtidos por meio de método numérico e por meio de método empírico (Equação 4.10).

#### 4.5.2. Modelamento de reforço de pilares utilizando diferenças finitas

O reforço das paredes do pilar por meio de tirantes tem vários objetivos:

- Suporte de blocos isolados e formados por fraturas e falhas;
- Aumentar o confinamento lateral do pilar;
- Suporte da borda afetada pelo desmonte com explosivo.

A primeira opção é fator importante para a camada Bonito, pois ela apresenta sistema de falhas e fraturas com mergulho médio de 50°, conforme apresentado no capítulo 2.

A segunda e terceira opções possuem relação com as juntas verticais presentes nas camadas de carvão, as quais influenciam na deformação do pilar, já que diminuem consideravelmente a resistência do maciço. Além disso, o desmonte por explosivo re-ativa essas estruturas, tornando-as abertas e diminuindo ainda a resistência do maciço. Os tirantes, também, aumentam o confinamento lateral do pilar e, por consequência, o aumento da capacidade de carga do núcleo intacto do pilar. Wilson (1974) e Salamon (1992) incluem o confinamento lateral do pilar em sua metodologia para dimensionamento de pilares. Essas metodologias foram utilizadas para análise dos pilares nas Minas do Barro Branco e Trevo (Zingano et al., 2001).

O reforço de pilares tem várias tentativas e experiências em laboratório e em campo (Wykoff, 1950; Weakly, 1982; Weakly et al., 1984; Zelanko, 1992; Dolinar e Tadolini, 1991; Ringwald e Brawner, 1989), sendo que nenhuma delas apresenta resultados satisfatórios e modelamento numérico sobre a ação do reforço sobre o pilar. Nesses casos houve tentativas de

---

reforço de pilares em galerias de acesso a painéis de *longwall* que são pilares que sofrem intensa deformação e ruptura total ou parcial.

A utilização de modelamento numérico de suporte com tirantes e resina ainda não reflete completamente a realidade, pois no método de elementos finitos existe dificuldade de modelamento da interface rocha/resina e resina/tirante, principalmente em tirantes ancorados com coluna total (Yassien, et al., 2002; Zhang e Peng, 2001 e 2002). Apenas com o programa FLAC (ITASCA Inc.), o modelamento numérico de suporte tornou-se prático e compatível com a realidade da seqüência de operação de lavra (FLAC, 2001).

Existem experiências práticas de reforço de pilares realizados em minerações de carvão de Santa Catarina com reforço de pilares permanentes. O reforço de pilares em Santa Catarina começou na Mina Esperança da Carbonífera Metropolitana, em trabalho conjunto com a CIENTEC (Anon., 1998). Esse trabalho utilizou modelamento numérico por meio de elementos finitos e apresentou bom resultado com relação ao aumento aparente da resistência do pilar e possível diminuição das suas dimensões. Posteriormente, foi utilizado o mesmo procedimento para reforço de pilares na região inclinada na Mina do Barro Branco da Carbonífera Rio Deserto. A figura 4.28 mostra pilares reforçados na Mina Esperança e na Mina do Barro Branco.

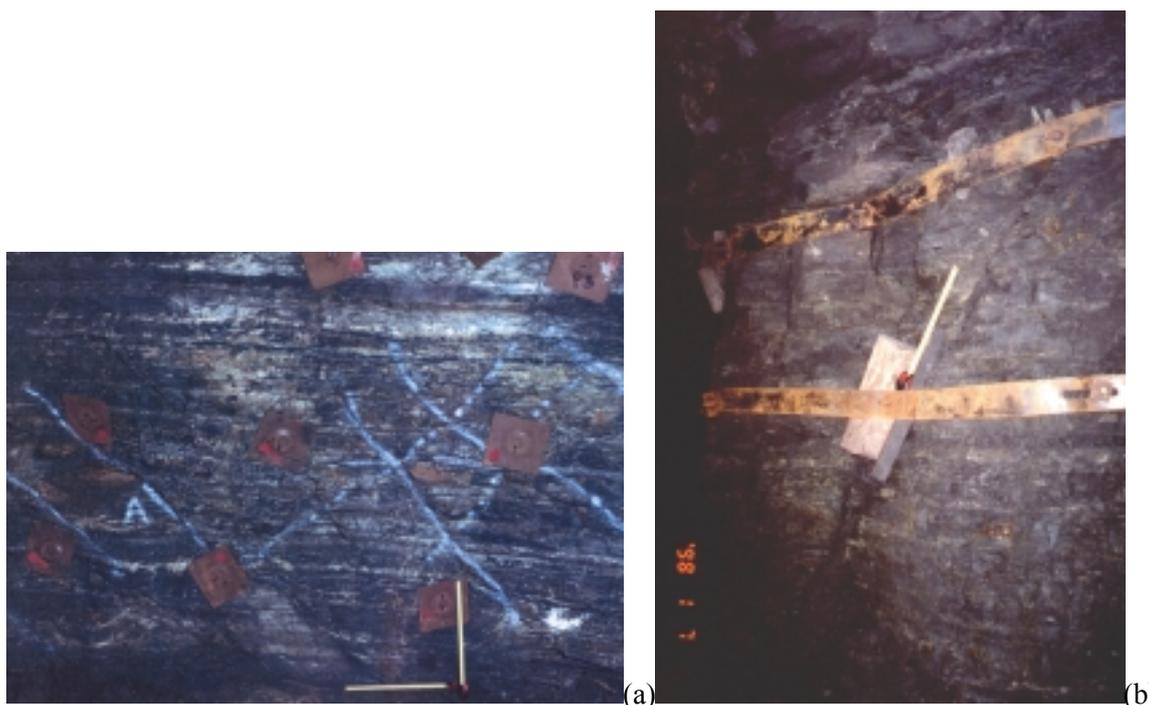


Figura 4.28 – Pilares reforçados na (a) Mina Fontanela e (b) Mina do Barro Branco (Cortesia: Carbonífera Metropolitana e Carbonífera Rio Deserto).

As questões ainda permanecem: a resistência do pilar realmente aumenta significativamente? ou se o reforço lateral apenas contribui para a preservação das dimensões do pilar, evitando o caimento de blocos e de placas da borda do pilar afetada pelo desmonte com explosivo? O objetivo do modelamento é entender o mecanismo de reforço do pilar e verificar sua contribuição para o aumento da resistência do pilar. Estes modelos simulam o reforço de pilares com

duas funções específicas: suporte de blocos formados pela presença de fraturas e reforço do pilar por meio de aumento do confinamento lateral.

Dois estudos de casos são apresentados para verificar esses objetivos. O primeiro apresenta o reforço de um bloco formado por uma fratura com mergulho de  $50^\circ$  e o segundo estuda o reforço de pilar quando em camada inclinada com mergulho de  $10^\circ$ . Modelos numéricos de duas dimensões foram obtidos o programa FLAC versão 4.0.

### ***Suporte de blocos***

Esse estudo de caso tem como principal objetivo determinar o comportamento geomecânico do pilar quando ocorre a formação de blocos devido ao fraturamento com mergulho médio de  $50^\circ$ . A figura 4.29 apresenta uma foto da formação do bloco no pilar na Mina do Barro Branco e o modelo geométrico representativo do problema.

O modelo geométrico montado para esse estudo de caso segue os mesmos parâmetros utilizados no modelo tridimensional do estudo de caso anterior, conforme a figura 4.15, onde o pilar tem altura de 4,0 m e as espessuras seguem as mesmas dimensões e a galeria é de 2,5 metros. As propriedades das rochas seguem os mesmos parâmetros apresentados nas tabelas 3.27, 3.28 e 3.29. A fratura é uma interface plana com mergulho de  $50^\circ$ , cortando a parede do pilar com altura de 1 metro.

Um modelo bidimensional utilizando o programa *FLAC* (versão 4.0) foi criado para representar o problema acima e o reforço de pilares. O modelo foi solucionado em dois estágios, da mesma maneira que o modelo tridimensional. As condições iniciais foram carregadas no primeiro estágio, onde as tensões horizontais e verticais são iguais. No segundo estágio, a escavação da galeria é realizada, juntamente com a instalação do reforço. Nesse caso é assumido que o reforço é instalado no mesmo momento que a escavação.

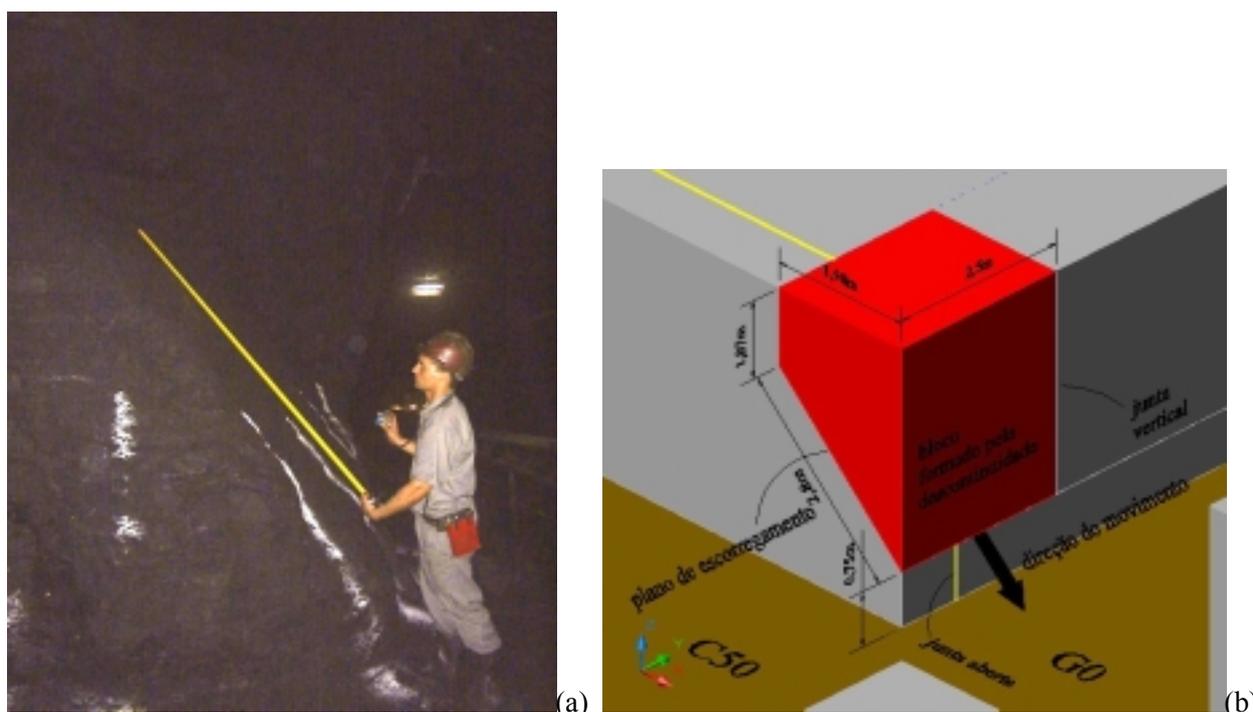


Figura 4.29 – Caimento de blocos devido a ocorrência de fraturamento oblíquo.

Foi utilizada uma malha de 14x14 elementos, devido ao limite do programa educacional. Foi realizado um modelo simétrico e com número limitado de elementos. Da mesma maneira que o modelo tridimensional, o modelo simétrico apresenta metade das dimensões do pilar e da galeria. A figura 4.30 mostra o modelo geométrico bidimensional montado pelo FLAC. O modelo de duas dimensões assume que as deformações estão sempre no plano do modelo e não existem deformações perpendiculares.

Nas interfaces pilar/piso e pilar/teto são permitidos separação e cisalhamento, onde as propriedades são apresentadas na tabela 4.1. A fratura tem mergulho 50° e direção perpendicular ao plano do modelo, na qual não são conhecidas suas propriedades geomecânicas. Para determinar essas propriedades foram rodados modelos alterando as propriedades da fratura até que ocorra a ruptura do bloco. O critério para que ocorra a ruptura do bloco deve considerar se:

- Ocorrer a separação entre o bloco e o pilar no plano da fratura;
- A tensão vertical sobre o plano da fratura é pequena ou quase zero;
- Permitido o escorregamento do bloco no plano da fratura.

Os parâmetros geomecânicos para a fratura estão na tabela 4.2.

Tabela 4.1 – Propriedades das interfaces pilar/piso e pilar/teto

Rigidez normal ao plano (GPa)	100
Rigidez ao cisalhamento (GPa)	100
Coesão (MPa)	0.1
Ângulo de atrito interno (graus)	10

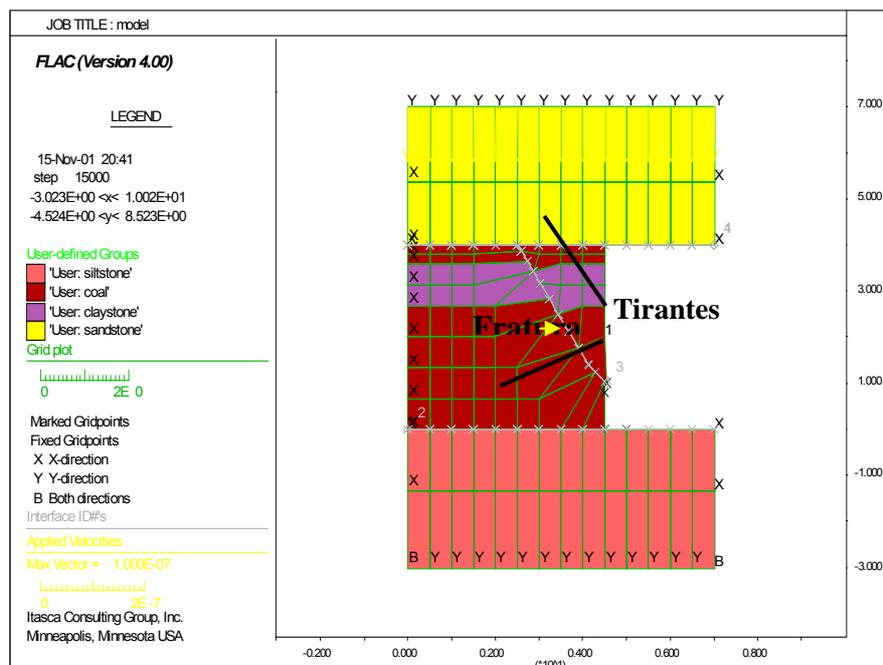


Figura 4.30 – Modelo geométrico e condições de contorno do reforço de pilares.

A figura 4.31 mostra um diagrama dos possíveis movimentos do bloco formado pela fratura, os quais são a translação (sobre o plano da fratura) e a rotação em um eixo. O movimento de translação é considerado pelo modelo uma vez que ocorre a ruptura do bloco e a rotação do bloco ocorre quando o bloco está totalmente livre do pilar.

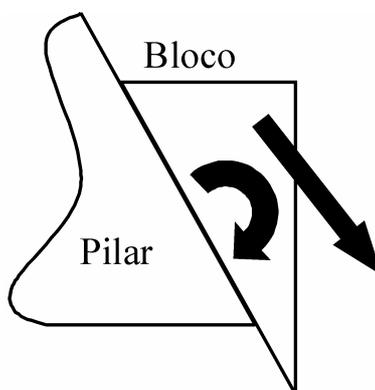


Figura 4.31 – Rotação e translação do bloco.

Tabela 4.2 – Propriedades geomecânicas para o plano da fratura

Rigidez normal ao plano (GPa)	15.6
Rigidez ao cisalhamento (GPa)	5.9
Coesão (MPa)	0,01
Ângulo de atrito interno (graus)	5

Para que esses movimentos dos blocos não ocorram, pode ser necessária a aplicação de suportes que atuem de forma apropriada para conter o bloco. Foram aplicados dois tipos de tirantes. O primeiro é um tirante com ancoragem pontual, com aplicação de pré-tensão, o qual evita o movimento de translação do bloco. Esse tirante é ancorado no teto imediato, acima do pilar. O outro tirante é instalado no pilar perpendicular ao plano da fratura, o qual evita o movimento de rotação do bloco. Esse tirante é instalado com resina em coluna total. A figura 4.30 mostra a localização de instalação dos tirantes.

O FLAC tem uma vantagem em relação aos programas de elementos finitos que é a definição prévia dos tipos de estruturas de contenção das paredes de uma escavação. Nesse estudo de caso foram aplicados dois tipos de estruturas: (i) estrutura *cable* para simular o tirante ancorado com carga pontual e (ii) estrutura *pile* para simular o tirante ancorado em coluna total. A tabela 4.3 apresenta as propriedades dos dois tipos de tirantes empregados nesse caso. Essas propriedades são recomendadas pelo manual do FLAC (2001).

Dois tipos de modelos foram utilizados para análise desse tipo de problema. Primeiro, no modelo I foi simulado o comportamento do pilar sem a instalação de suportes e determinou-se o tipo de ruptura e queda do bloco. No modelo II foi simulado o comportamento do pilar quando instalado o suporte e a estabilidade do bloco. O FLAC executa o modelo em ciclos, os quais simulam a solução do modelo por tempo, sendo utilizado 5000 ciclos para o primeiro modelo e 10000 ciclos

---

para o segundo modelo.

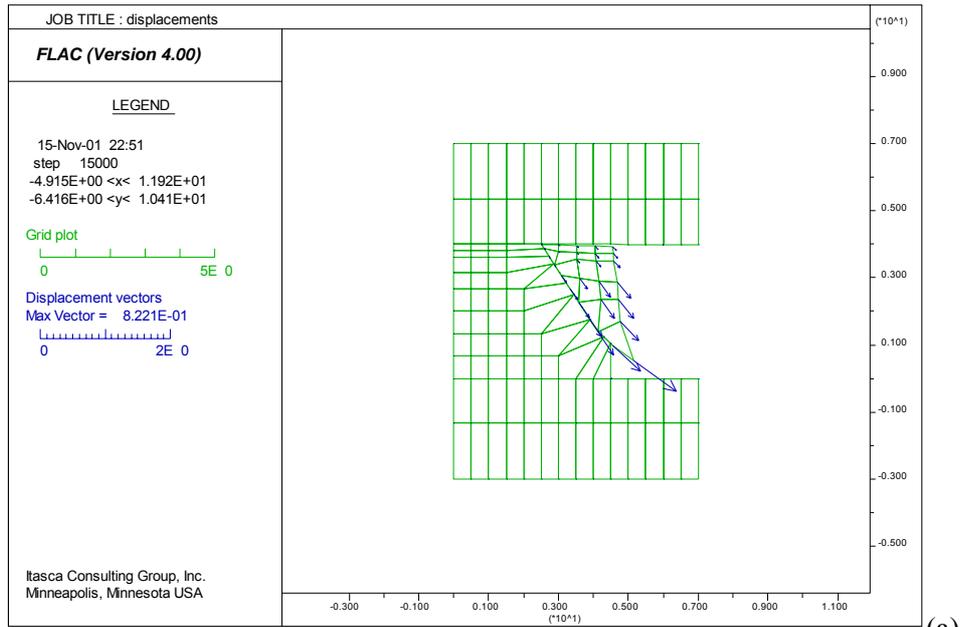
A figura 4.32 mostra o modelo com a ruptura do bloco e os vetores de deslocamento do modelo I e modelo II. Pode-se observar que o bloco apresenta maior deslocamento com movimento de translação paralelo ao plano da fratura. Também, apresenta separação do bloco com o teto. O deslocamento máximo dessa simulação é de 0,82 metro. Na realidade, ocorre o caimento do bloco. O bloco não caiu porque o modelo foi interrompido.

O movimento de translação e rotação do bloco foi interrompido quando da instalação do suporte com tirantes, onde a deformação máxima é de 0,062 m (6,2 cm) concentrado no extremo inferior do bloco.

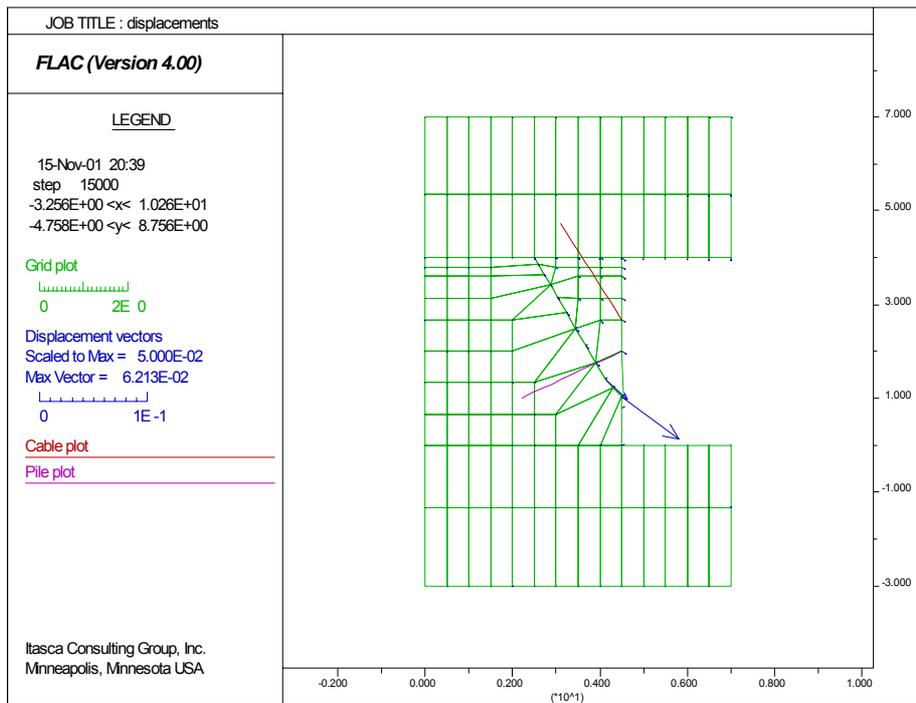
Entretanto, não foi observada modificações significativas na distribuição de tensões verticais (Figura 4.33), após a instalação dos tirantes. Isso confirma os resultados obtidos por Zhang e Peng (2001 e 2002), os quais, também, não observaram modificações significativas no campo de tensões do maciço rochoso. Essas modificações são apenas localizadas ao redor dos tirantes. Fica evidente que a tensão vertical no bloco é zero, pois não existe contato com o teto para ocorrer pressão sobre o mesmo (Figura 4.33). Ao mesmo tempo ocorre a transferência da tensão vertical para o núcleo intacto do pilar, aumentando a tensão no pilar ainda intacto. Dependendo do tamanho do pilar e do bloco essa transferência pode causar danos sérios ao pilar, provocando sua ruptura, que não é o caso deste exemplo. O aumento da espessura de cobertura e a inclinação da camada do pilar contribuem para a modificação do estado de tensões no pilar.

*Tabela 4.3 – Propriedades dos tirantes*

<b>Parâmetros</b>	<b>Ancoragem pontual</b>
Diâmetro do tirante (mm)	24.5
Diâmetro do furo (mm)	38
Módulo de Young do tirante (GPa)	40
Resistência do tirante (kN)	220
Rigidez da resina (GN/m/m)	6
Resistência da resina (KN/m)	320
Ângulo de fricção (graus)	25
Pré-tensão (KN)	110
<b>Parâmetros</b>	<b>Ancoragem em coluna total</b>
Diâmetro do tirante (mm)	24.5
Diâmetro do furo (mm)	38
Módulo de Young do tirante (GPa)	40
Coesão normal e de cisalhamento (KN/m)	320
Rigidez normal e de cisalhamento (KN/m)	600
Ângulo de fricção (graus)	25



(a)



(b)

Figura 4.32 – Deslocamento do bloco (a) modelo I (b) modelo II.

A figura 4.34 mostra os elementos que sofreram deformação plástica no plano do modelo. Na figura 4.34a mostra que no modelo I apenas os elementos que formam o bloco estão com deformação plástica, indicando a provável ruptura total do bloco. Alguns elementos junto ao plano da fratura dentro do pilar também apresentam deformações plásticas, indicando a diminuição do confinamento do pilar.

Na figura 4.34b, após a instalação dos tirantes, o bloco apresentou elementos com deformação plástica, indicando que as deformações são muito baixas. Esse processo é causado pela

pré-tensão imposta ao tirante ancorado no teto. O tirante ancorado no pilar, também contribui para a baixa deformação. As deformações plásticas junto aos tirantes são consequência da ação da ancoragem no maciço, não significando a ruptura no local.

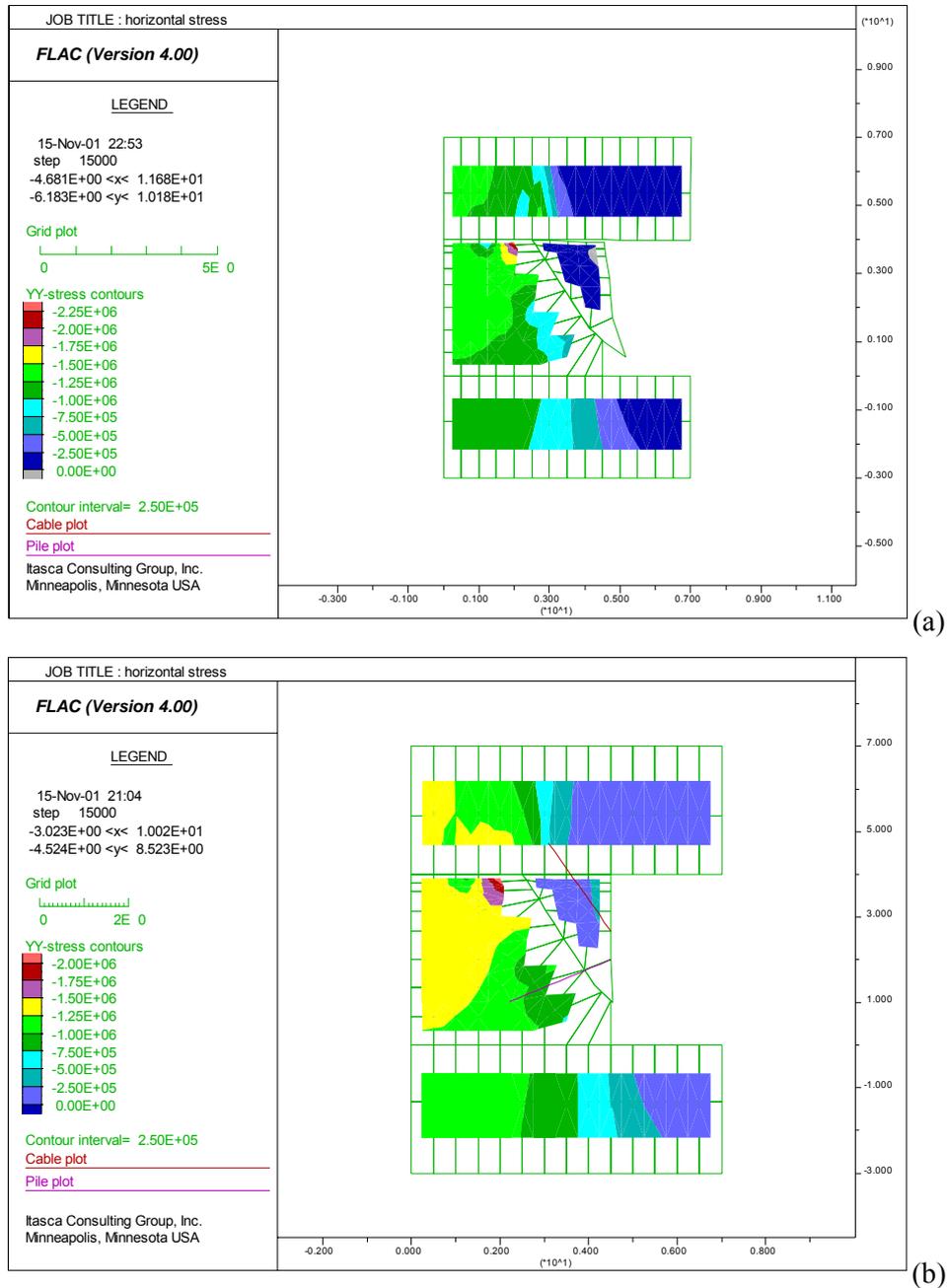


Figura 4.33 – Distribuição da tensão vertical no pilar (a) modelo I (b) modelo II.

Com relação às tensões de cisalhamento, esta sofre alteração na sua distribuição, principalmente na posição na zona de maior concentração (Figura 4.35). A concentração de tensões de cisalhamento ocorre normalmente no canto formado pela parede do pilar e pelo teto imediato, o qual é um dos causadores de rupturas do teto imediato (Zhang e Peng, 2001). Quando ocorre a queda do bloco, essa concentração se desloca para o canto formado entre a parede do plano de fratura e o teto imediato. A pequena área de contato entre o pilar e o teto imediato diminui o confinamento

lateral do pilar, o qual irá diminuir a capacidade de carga do núcleo do pilar que, por consequência, não terá capacidade de suportar a transferências das pressões vindas da borda. Após a instalação dos tirantes não ocorre a alteração da zona de concentração, indicando que o contato entre o bloco e o teto praticamente não existe.

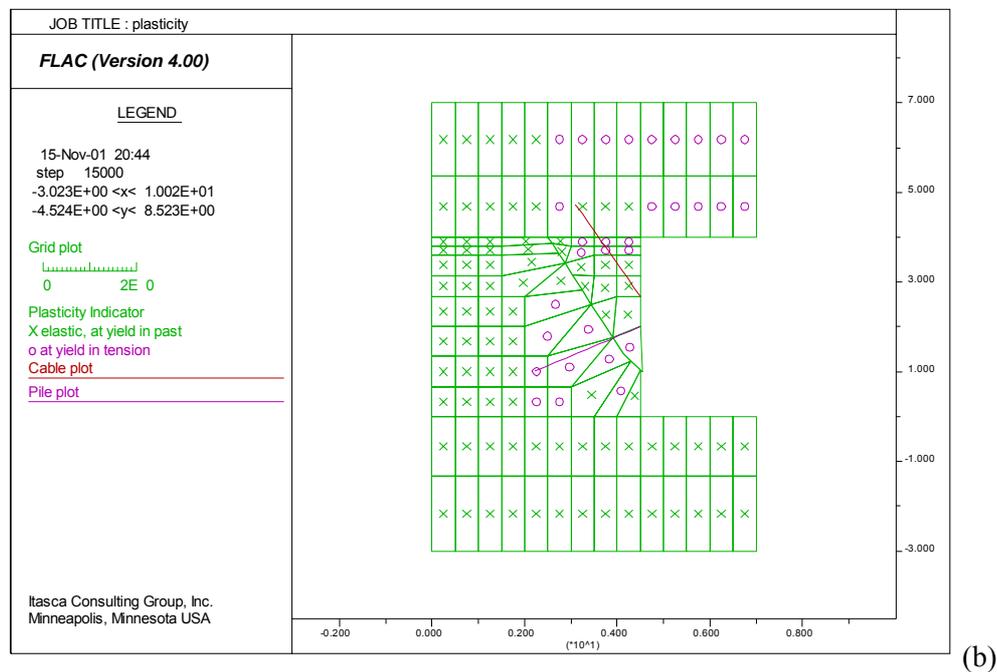
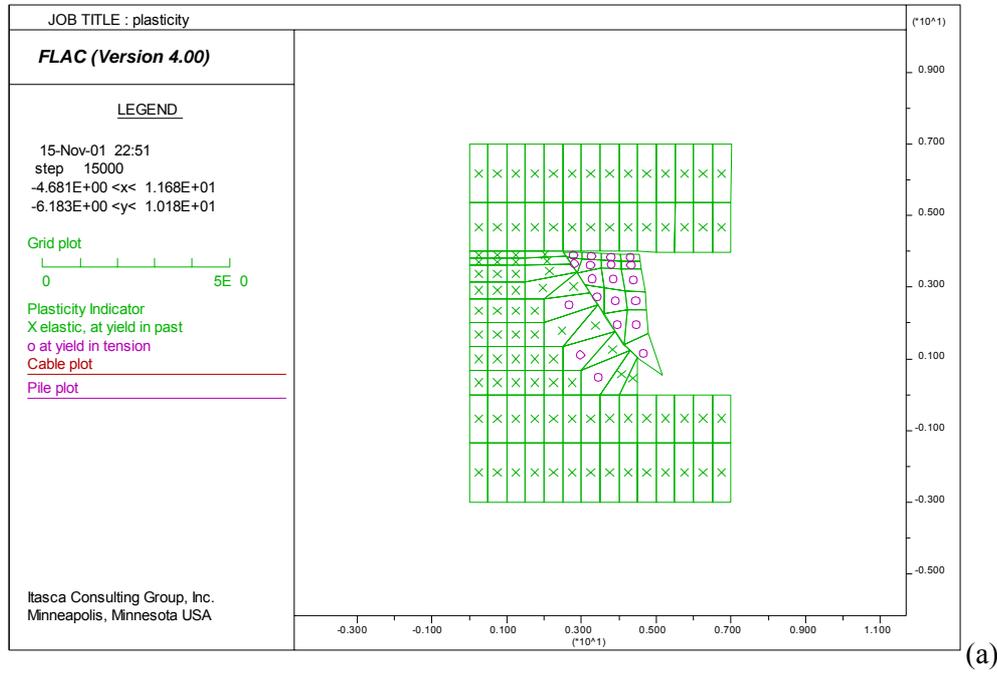


Figura 4.34 – Indicação de ruptura dos elementos (a) modelo I (b) modelo II.

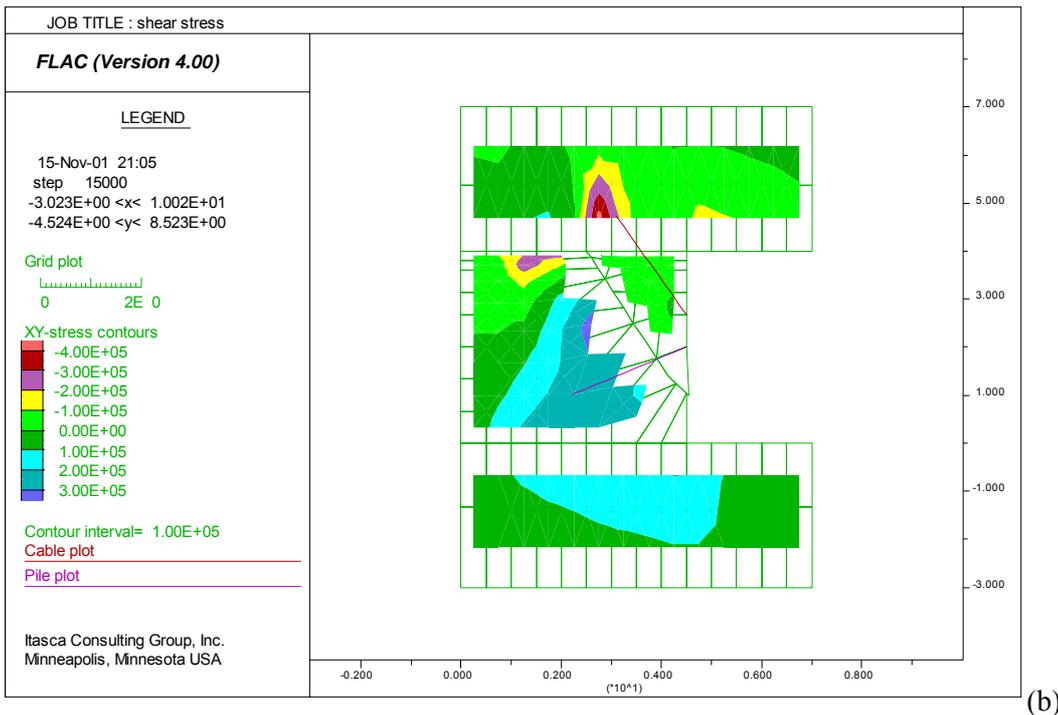
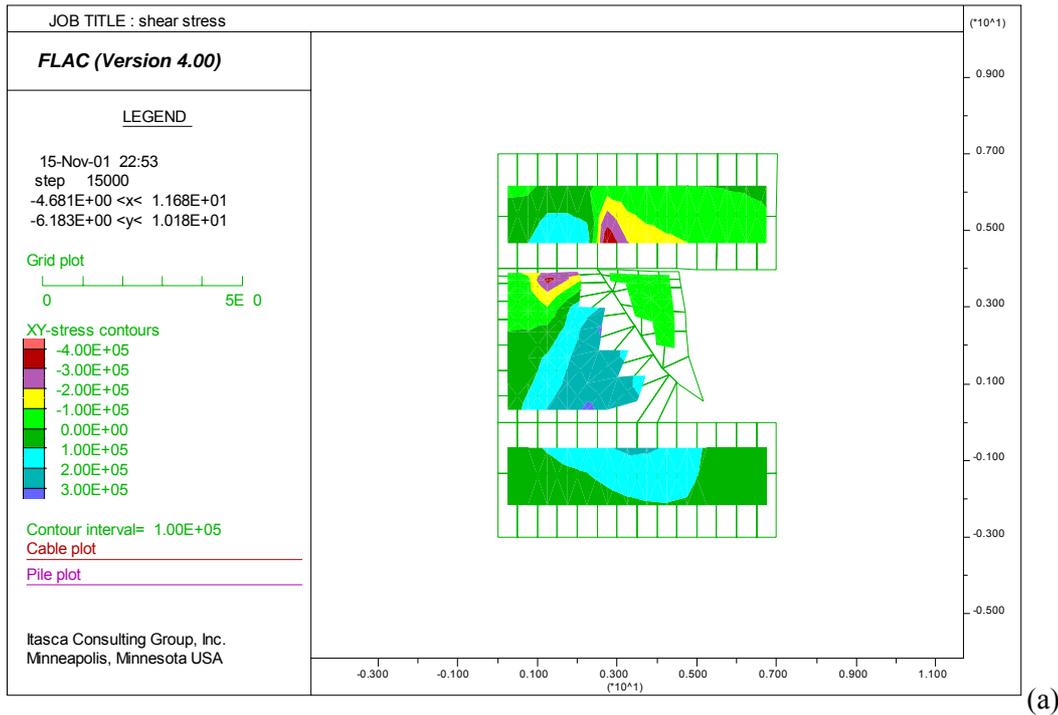


Figura 4.35 – Tensões de cisalhamento (a) modelo I (b) modelo II.

A ação do suporte executado pelos tirantes é evidenciada nas tensões normal e de cisalhamento no plano da fratura, como mostra a figura 4.36. Quando não existe suporte, praticamente não existe resistência ao cisalhamento no plano da fratura, deixando o bloco livre para escorregar. Com a instalação dos tirantes e a aplicação de pré-tensão, ocorre o aumento da pressão normal sobre o plano, i.e., ocorre o aperto do bloco sobre o plano da fratura e, por consequência, o aumento da resistência ao cisalhamento suficiente para estabilizar o bloco e manter as dimensões de

planejamento do pilar.

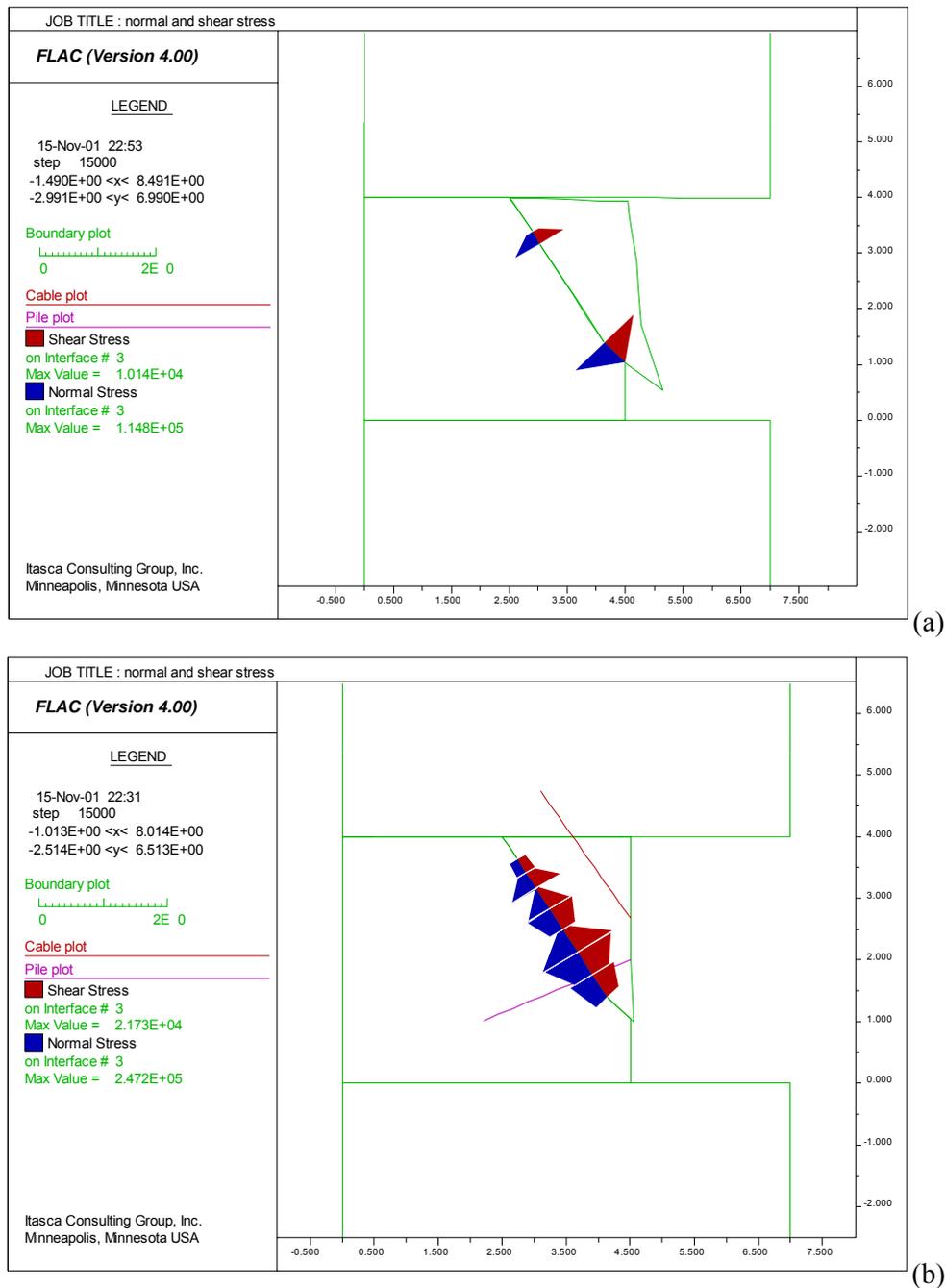


Figura 4.36 – Tensão normal (azul) e de cisalhamento (vermelho) na fratura (a) modelo I (b) modelo II.

Como foi comentado anteriormente, praticamente não existem modificações no campo de tensões do sistema piso-pilar-teto após a instalação do suporte. Apenas o aumento das tensões normal e de cisalhamento no plano da fratura. Logo, não é esperado o aumento da resistência do pilar.

A figura 4.37 mostra a curva tensão deformação do pilar antes e depois da instalação dos tirantes. Pode-se observar que existe um pequeno aumento na resistência de pico do pilar de apenas 0,5 MPa. Isso mostra que a ação dos tirantes tem função principal de suporte do bloco e pequena

influência na resistência do pilar.

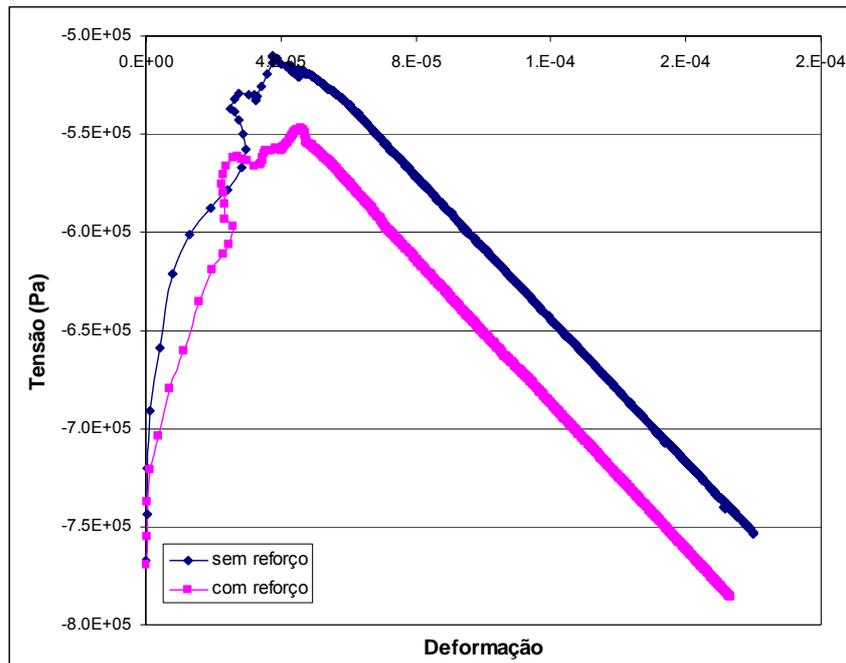


Figura 4.37 – Curva tensão/deformação do pilar.

A questão agora fica: os tirantes instalados nas paredes do pilar, sem a presença de bloco, aumentam a resistência do pilar significativamente? Para responder esse questionamento foi montado o modelo da figura 4.38, apresentando o modelo geométrico do pilar reforçado com tirantes sem a presença de fratura oblíqua.

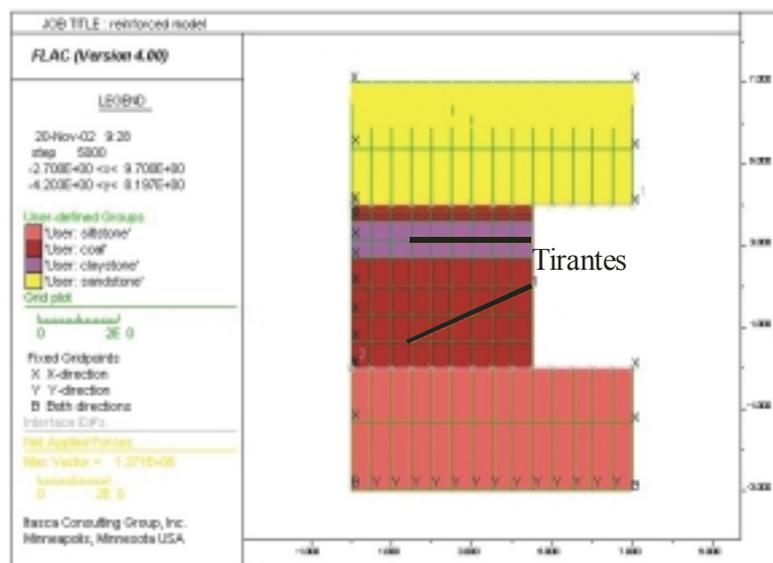


Figura 4.38 – Modelo geométrico do pilar reforçado e sem fratura oblíqua.

A figura 4.39 apresenta a curva tensão/deformação do pilar reforçado quando não existe

fratura oblíqua. Pode-se observar que a tensão de pico é menor que a tensão de pico da figura 4.37, indicando que há uma melhor distribuição das tensões no pilar e, conseqüentemente, a maior capacidade de carga do pilar.

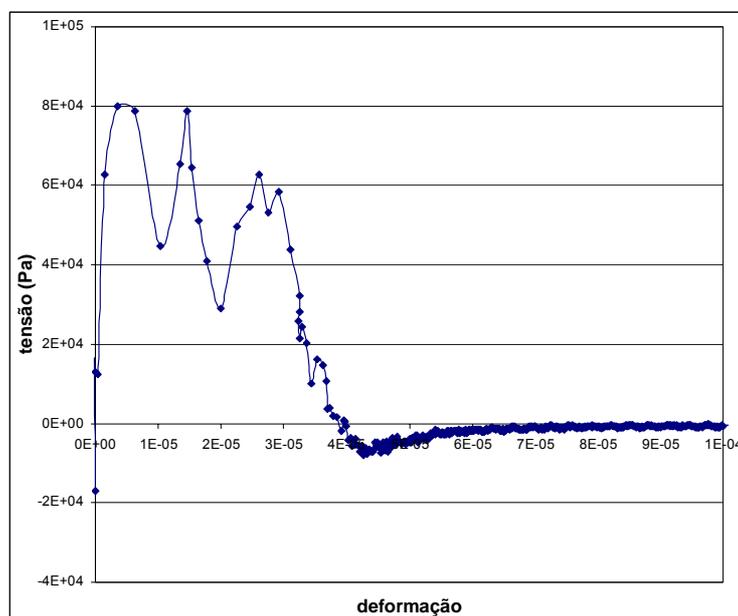


Figura 4.39 – Curva tensão/deformação do pilar sem fratura oblíqua e com reforço lateral.

A figura 4.40 mostra as tensões verticais distribuídas no sistema piso-pilar-teto antes e depois da instalação do reforço. A alteração do campo de tensões, quando o tirante é instalado na parede do pilar ou no teto, é apenas local, ao redor do tirante (Zhang e Peng, 2001 e 2002). Portanto, o reforço não aumenta significativamente a resistência do pilar, apenas diminui a deformação excessiva do pilar (Zingano e Morsey, 2001). O reforço das paredes do pilar pode melhorar a qualidade do confinamento lateral do núcleo do pilar, porque não permite a deformação da borda do pilar e mantém a qualidade do confinamento, sem alterar a distribuição das tensões no pilar. A figura 4.41 apresenta a força axial aos tirantes, onde a maior carga é encontrada na extremidade externa do tirante. A carga axial distribuída ao longo do tirante é devido a pré-tensão imposta aos tirantes. Esse tipo de comportamento vem ao encontro dos modelamentos numéricos de suporte com tirantes apresentados por Zhang e Peng (2001) e Yassien, et al. (2002).

Segundo o modelo numérico, a previsão de deformação horizontal da parede do pilar é em torno de 1 mm, como mostra a figura 4.42. Foram realizados monitoramentos nas paredes dos pilares por meio de tirantes ancorados pontualmente no interior do pilar distante 2,0 m da parede. A essa distância, é assumido que a deformação horizontal é praticamente zero. A figura 4.43 apresenta o monitoramento da deformação lateral de pilares, sendo que o gráfico (a) mostra a deformação de um pilar sem reforço e o gráfico (b) mostra a deformação de um pilar com reforço. Pode-se observar que as deformações estão compatíveis com a previsão do modelo numérico.

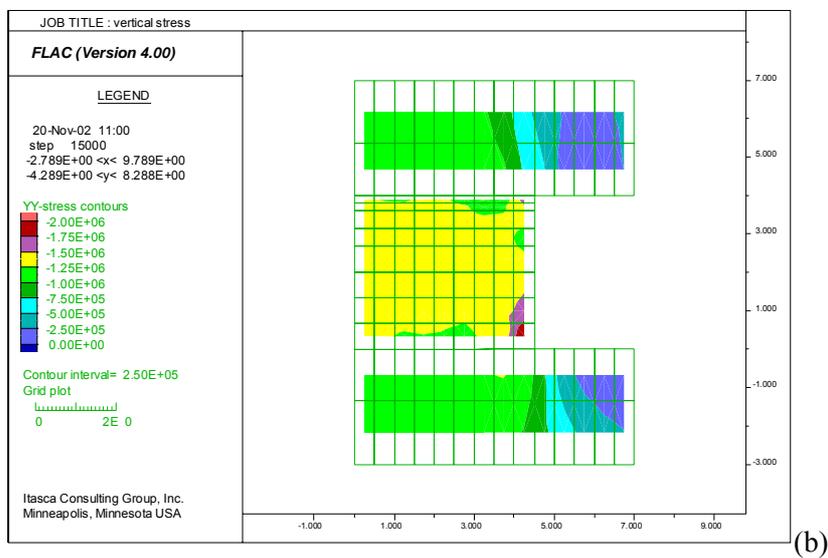
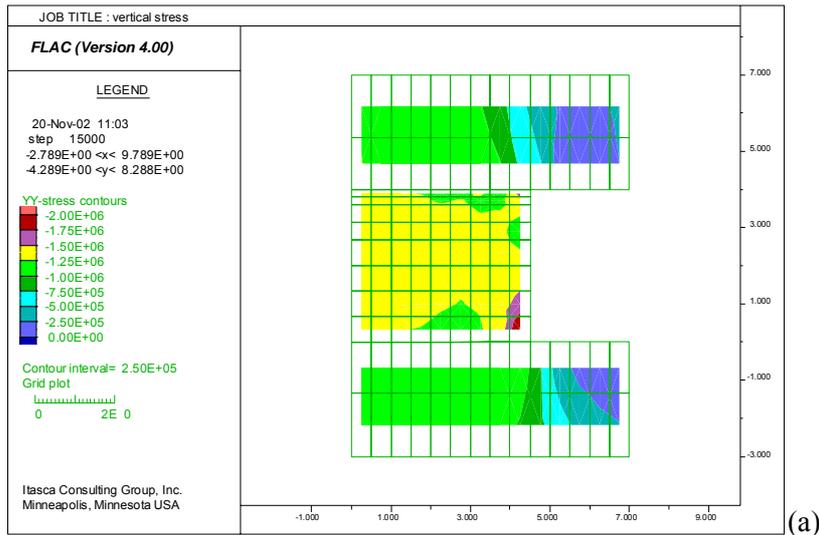


Figura 4.40 – Tensão vertical ( $S_{xx}$ ) no sistema piso-pilar-teto.

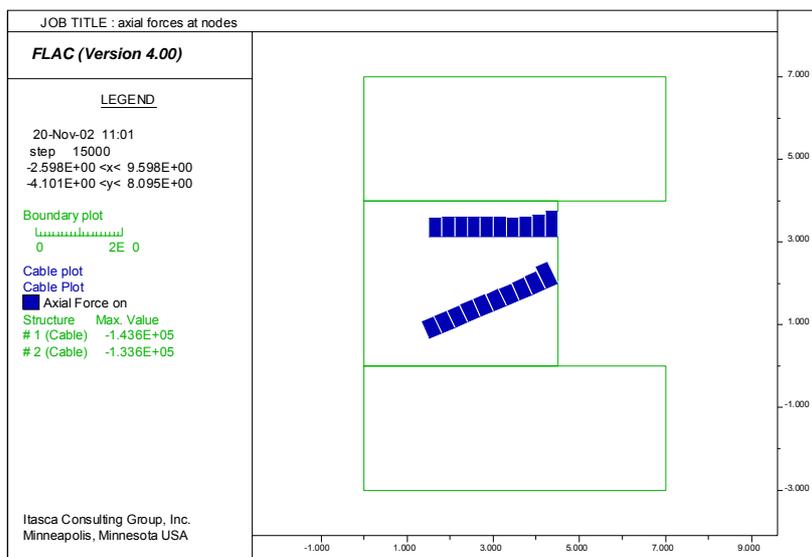


Figura 4.41 – Força axial nos tirantes.

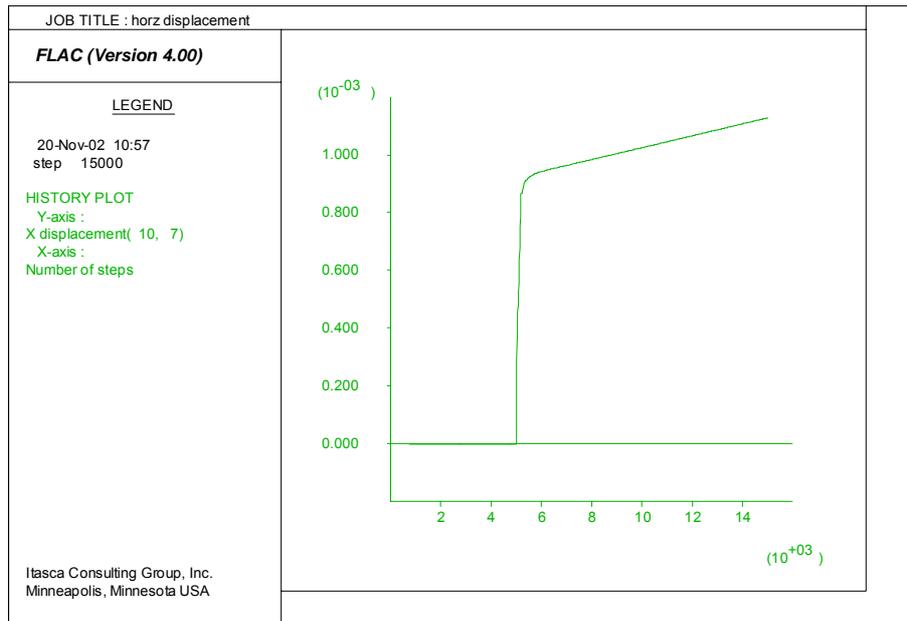


Figura 4.42 – Deformação horizontal da parede do pilar determinada pelo modelo numérico.

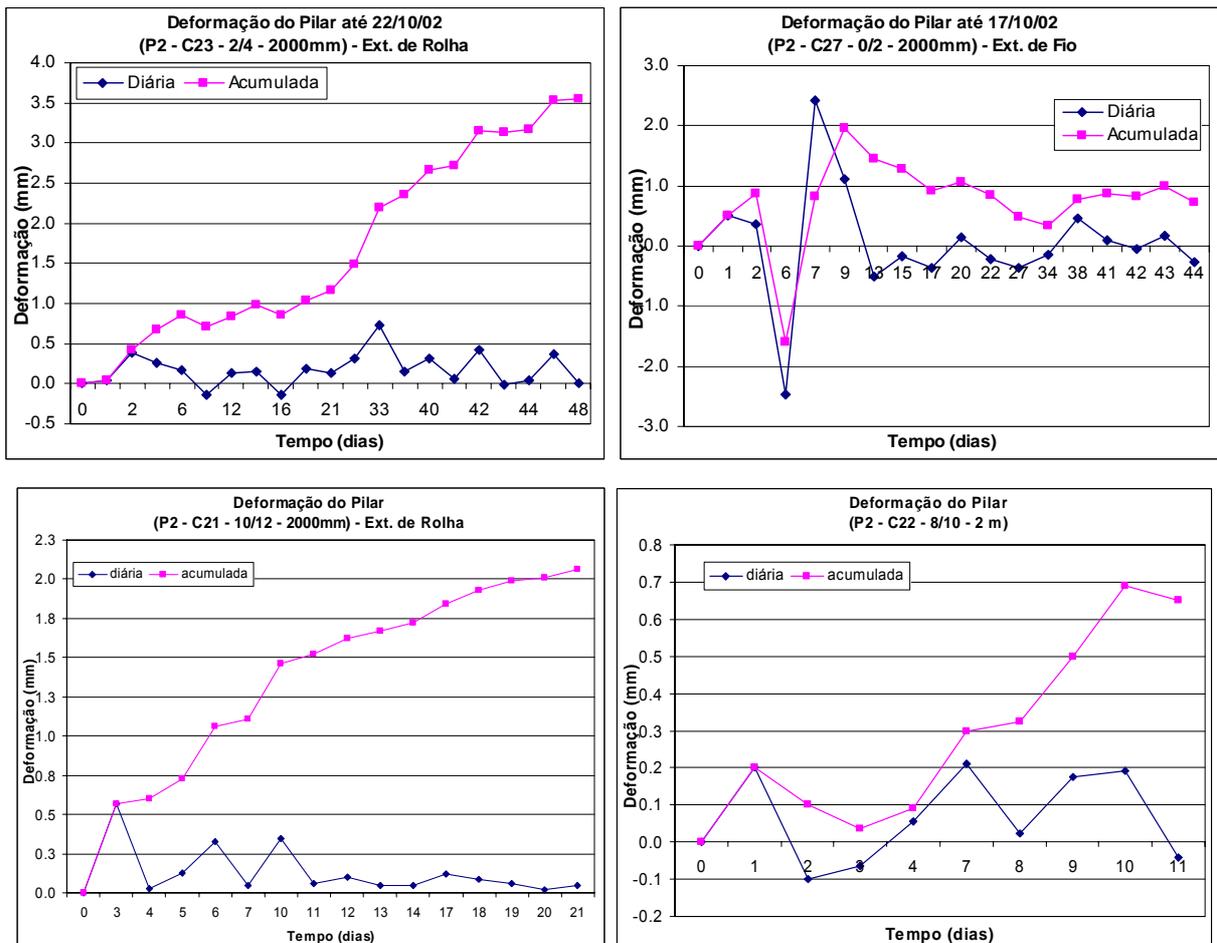


Figura 4.43 – Deformação lateral do pilar na região inclinada do painel 2.

---

A variabilidade da deformação dos pilares não foi prevista nesse trabalho, porque o número de pilares monitorados é muito pequeno. Todos os pilares monitorados estão localizados no centro (ou próximo) do painel, onde teoricamente ocorre a maior pressão sobre os pilares.

Novamente cabe salientar que uma vez conhecidos os parâmetros geomecânicos das rochas do sistema piso-pilar-teto, pode-se realizar qualquer tipo de modelamento geomecânico para a camada de carvão em questão, ou qualquer outra camada de carvão. Esses estudos de casos são apenas alguns exemplos de aplicação de métodos numéricos para análise do comportamento do sistema piso-pilar-teto. Uma vez determinados os parâmetros geomecânicos corretamente para todas as rochas que formam esse sistema, pode-se realizar qualquer tipo de modelamento para solucionar os mais diversos tipos de problemas geomecânicos para as camadas Bonito ou Barro Branco.

As metodologias propostas nesse trabalho são de simples aplicação e entendimento para os profissionais que trabalham em mecânica de rochas, pois consideram parâmetros e medições conhecidas por todos.

---

## Capítulo 5 – Conclusões

Esse trabalho mostrou que a capacidade de carga e o fator de segurança do pilar são fortemente influenciados pelo condicionamento geológico que forma o sistema piso-pilar-teto e pelas características geomecânicas das rochas que formam esse sistema.

A nova metodologia de aquisição de dados e geração de informações geomecânicas mostrou-se eficaz, porque é adequada às características das descontinuidades normalmente encontradas em camadas de carvão. Baseada nas informações geradas no mapeamento geomecânico e testes em laboratório, utilizaram-se ferramentas de estimativa da resistência do maciço rochoso baseado nos critérios de ruptura, os quais fornecem todas as informações necessárias para o modelamento geomecânico por meio de ferramentas numéricas.

Em maciços rochosos com presença de descontinuidades classificadas como de persistência baixa ou sem persistência, o mapeamento geomecânico deve ser realizado por meio de janelas amostrais e não por meio de linhas de referência. Assim há melhor representatividade das descontinuidades em termos de qualidade e quantidade de espaçamento. Também se pode concluir que o mapeamento por meio de fotografia da face exposta pode ser utilizado, quando as condições de segurança não aconselham a permanência no local por muito tempo. As correlações entre os resultados dos dois tipos de mapeamento geomecânico indicam que podem ser aplicados sem prejuízo do resultado final da classificação geomecânica.

A determinação do RQD\* depende da função de distribuição (histograma) do espaçamento entre descontinuidades e do ajuste do espaçamento mínimo ( $t^*$ ), conforme as características do maciço rochoso. Como é observado nas fórmulas do RQD\*, o valor desse índice de qualidade não reflete a realidade se não ocorrer esse ajuste. Por consequência, os parâmetros geomecânicos das rochas que serão utilizados nos modelos numéricos não refletem a realidade do maciço rochoso. As medidas do RQD, a partir de sondagem, devem ser realizadas quando o testemunho é recente. Esse índice pode ser utilizado para a geração de informações geomecânicas na fase de projeto de suporte e dimensionamento de pilares, pois as demais informações sobre as descontinuidades existentes no maciço rochoso não são disponíveis. Entretanto, as características qualitativas e quantitativas das descontinuidades são importantes para a estimativa dos parâmetros geomecânicos das rochas. Portanto, deve-se sempre fazer o mapeamento geomecânico e recalculer os parâmetros geomecânicos, quando a lavra estiver em andamento para adequar os parâmetros geomecânicos ao comportamento dos pilares local.

Essa metodologia de mapeamento e cálculo dos parâmetros geomecânicos das rochas tornou os resultados do modelamento geomecânico compatível com o comportamento dos pilares observados *in-situ*, mostrando que modelos numéricos realmente são ferramentas capazes de realizar simulações do comportamento geomecânico dos pilares. Portanto, é proposta uma mudança de paradigma na fase de projeto e dimensionamento de pilares, baseado em modelos numéricos, os quais reflete a realidade do sistema piso-pilar-teto que está sendo estudado, ao contrário das formulações empíricas que consideram apenas o comportamento geomecânico do pilar. Os métodos

---

empíricos não levam em consideração o maciço encaixante (teto ou piso) e pode provocar problemas de superdimensionamento de estruturas de suporte e pilares ou, ao contrário, o subdimensionamento das estruturas de suporte e pilares. O superdimensionamento propõe a baixa recuperação da jazida em nome do cuidado extremo, o qual muitas vezes é desnecessário. Esse tipo de procedimento deve ser empregado quando não é conhecido o comportamento geomecânico do maciço. O subdimensionamento propõe uma lavra predatória, onde a grande recuperação imediata da jazida é mais importante que a segurança das aberturas subterrâneas em longo prazo. Nesse caso, a recuperação da jazida será menor que a primeira hipótese, pois a ruptura de estruturas de contenção irá determinar o abandono de áreas de lavra e a perda de reservas que não poderão ser lavradas. Nesse tipo de procedimento, também não se conhece o comportamento geomecânico da jazida ou não existe o interesse em conhecer.

Portanto, as dimensões das estruturas de suporte devem ser adequadas ao comportamento geomecânico do maciço, sem prejuízo da recuperação da jazida e sem deixar em segundo plano a segurança do ambiente de trabalho. O conhecimento do comportamento geomecânico do maciço rochoso significa entender o que acontece quando certas condições geométricas e geomecânicas são impostas e quais as soluções que devem ser empregadas para que não ocorra a ruptura do sistema piso-pilar-teto. Para a simulação de situações e condicionamentos diferenciados apenas modelos numéricos podem representar a realidade do local, baseados em informações das características geomecânicas das rochas determinadas corretamente, em conjunto com a montagem do modelo geométrico mais fiel possível. Essa tese de doutorado propõe metodologias de aquisição de informações sobre o comportamento geomecânico do sistema piso-pilar-teto e mecanismos de determinação do comportamento geomecânico do pilar e das rochas encaixantes. Os estudos de casos mostram o comportamento geomecânico da camada Bonito, os quais comprovam a capacidade da metodologia proposta e são parâmetros para futuros projetos nessa camada. Para as demais camadas de carvão deve-se realizar o mesmo procedimento, quando não existir informações suficientes para o modelamento geomecânico.

Os fatores de segurança calculados mostram a importância da metodologia de lavra empregada, se desmonte mecânico ou por meio de explosivo. A diminuição do fator de segurança calculado em 20% para pilares com a borda afetada pelo explosivo para pilares com 9 m de lado. Para casos de pilares menores a influência do desmonte será maior, ao contrário para pilares maiores. Esse valor é calculado para as condições impostas ao modelo utilizado acima. Portanto, a influência do desmonte irá variar em função do tamanho do pilar, espessura da borda afetada e do campo de tensões.

Apesar da baixa resistência do maciço afetado pelo desmonte com explosivos, os modelos numéricos mostram a importância dessa zona para a estabilidade do pilar. Em modelos, onde foram removidas essas bordas, não apresentaram convergência, o qual significa a instabilidade do pilar de suportar as tensões impostas. A instabilidade do pilar deve passar pela estabilização dessa borda afetada por meio de reforço.

Entretanto, os modelos mostram que a utilização de desmonte mecânico garante a maior resistência do pilar e, por consequência, maior fator de segurança. Portanto, pode-se aplicar pilares menores para a mesma configuração de tensões sem prejuízo da segurança do ambiente de lavra. Para o caso do desmonte mecânico, o reforço realmente pode aumentar a resistência do pilar.

---

Em função da metodologia proposta e das informações referentes à camada Bonito, deve-se realizar vários estudos e pesquisas para maior entendimento do comportamento geomecânico de pilares para a mineração subterrânea de carvão em Santa Catarina, não apenas para o dimensionamento, mas também para outros aspectos da lavra. Alguns desses estudos são:

- Alternativa de geometria do painel de lavra, levando em consideração a variação das tensões impostas aos pilares conforme a posição dos mesmos, dentro do painel;
- Evolução da distribuição de tensões em função da geometria do painel e da seqüência de lavra;
- Alternativas de projetos de desmonte, objetivando a diminuição do dano causado a borda externa do pilar;
- Variação das condições estruturais do sistema piso-pilar-teto que afetam o comportamento geomecânico do pilar;
- Alternativas de reforço dos pilares, em função do campo de tensões e do comportamento geomecânico do sistema piso-pilar-teto;
- Utilização de métodos estocásticos para estimar a variação dos parâmetros geomecânicos em um painel de lavra e os possíveis fatores de segurança para os pilares desse painel, em função da variação dos parâmetros geomecânicos;
- Qual a melhor geometria de reforço dos pilares e o efeito do tipo de ancoragem sobre o confinamento lateral do pilar e preservação da borda afetada pelo desmonte com explosivos.
- Com a aquisição de equipamentos de desmonte mecânico (mineradores contínuos), podem-se estudar as qualidades abrasivas das rochas que formam o pilar e o melhor *layout* de lavra para maior produtividade do equipamento de escavação e maior recuperação da jazida, levando em consideração os parâmetros geomecânicos desenvolvidos nessa tese.

---

## ***Referências***

- Abad, J., B. Celada, E. Chacon, V. Gutierrez, and E. Hidalgo, 1983, ***Application of Geomechanical Classification to Predict the Convergence of Coal Mine Galleries and to Design Their Supports***. Proceedings 5th Congress of Rock Mechanics, ISRM, vol.2, pág. E15-E19, Melbourne, Austrália.
- ABAQUS, 2001, Standart User's Manual, versão 6.2.
- Agostini, I.M., Zorzi, L. e Gonzatti, C., 2002, ***Ensaio de compressão uniaxial in-situ em grandes amostras de carvão***, III SBMR – Simpósio Brasileiro de Mecânica de Rochas, pág. 125-135, São Paulo, Brasil.
- Anon., 1985. ***Principais Depósitos Mineraiis do Brasil***, Textos Básicos de Geologia e Recursos Mineraiis de Santa Catarina, MME, DNPM/Companhia Vale do Rio Doce, vol. 1, pág. 9-17.
- Anon., 1994. ***Coluna White: Estratigrafia da Bacia do Paraná no Sul do Estado de Santa Catarina***, Textos Básicos de Geologia e Recursos Mineraiis de Santa Catarina, núm. 4, pág. 11-50.
- Anon, 1994a, ***System stiffness – Part1 – Pillar Stiffness***, Strata Control Newsletter, núm. 4, April 1994.
- Anon, 1994b, ***System stiffness – Part2 – Surrounding Strata Stiffness***, Strata Control Newsletter, núm. 5, August 1994.
- Anon., 1998, ***Projeto Reforço – Relatório Análises Numéricas***, Projeto realizado pela CIENTEC em convênio com a Carbonífera Metropolitana, SC – Brasil.
- Ash, N.F, e Park, D., 1987, ***3-D finite element modeling of longwall mining using progressive failure control***, 28<sup>th</sup> US Symposium on Rock Mechanics, pág. 725-734, Tucson, Texas, EUA.
- ASTM Standard – D4435, 1989, ***Standard Method for Rock Bolt Anchor Pull Test***.
- Babcock, C., 1981, ***Review of pillar design equation including the effects of constraint***, First Conference on Ground Control in Mining, Ed. Syd Peng, pág. 23-34, Morgantown, West Virginia, EUA.
- Barron, K., 1984, ***Na analytical approach to the design of coal pillar***, CIM Bulletin, August-1984, vol.77, pág. 73-77.
- Barron, K. e Yang, T., 1992, ***Influence of size and shape on strength of coal***, Proc. of the Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design, US Bureau of Mines, IC-9315, pág. 5-24, EUA.
- Barton, N.R., Lien, R. e Lunde, J., 1974, ***Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support***, Rock Mechanics, vol. 6, pág. 189-239.

- 
- Baecher, Lanney e Einstein, 1977, *Statistical description of rock properties and sampling*, Proceedings of 18<sup>th</sup> US Symposium on Rock Mechanics, pág. 5C1-1–5C1-8.
- Bensehamdi, S., 1992, *Elasto-plastic finite element structural stability analysis of room-and-pillar mine workings*, Proc. of 11<sup>th</sup> International Conference on Ground Control in Mining, eds. Aziz e Peng, pág. 84-91, Wollongong, Australia.
- Bieniawski, Z.T., 1967, *The Mechanism of Brittle Fracture of Rock*, Int. J. of Rock Mech. and Mining Sci., Vol. 4, pág. 396–435.
- Bieniawski, Z.T., 1968, *The effect of specimen size on strength of coal*, Int. J. of Rock Mech. and Mining Sci., vol. 5, pág. 325-335.
- Bieniawski, Z.T., 1969, *In-situ large scale testing of coal*, Proceedings of Conference on In-Situ Investigations in Soil and Rocks, British Geotechnical Society, pág. 67-74, Londres.
- Bieniawski, Z.T., 1973, *Engineering classification of jointed rock masses*, Trns. S. Afr. Inst. Civ. Eng., vol. 15, pág. 335-344.
- Bieniawski, Z.T. e van Heerden, W.L., 1975, *The significance of in-situ test for large rock specimens*, Int. J. of Rock Mech. and Mining Sci., vol. 12, pág. 101-113.
- Bieniawski, Z.T., 1976, *Rock mass classification in rock engineering*, Exploration for rock engineering, ed. Z. T. Bieniawski, vol. 1, pág. 97-106, A.A. Balkema Editora, Cidade do Cabo, África do Sul.
- Bieniawski, Z.T., 1981, *Improved design of coal pillars for U.S. mining conditions*, First Conference on Ground Control in Mining, Ed. Syd Peng, pág. 13-22, Morgantown, West Virginia, EUA.
- Bieniawski, Z.T., 1984. *Rock mechanics design in mining and tunneling*, 272 pág., A.A. Balkema Editora, Rotterdam, Holanda.
- Bieniawski, Z.T., 1989, *Engineering rock mass classification*, 251 pág., Jonh Wiley and Sons, EUA.
- Bieniawski, Z.T., 1992, *Ground control*, em: SME Mining Engineering Handbook 2<sup>nd</sup> Edition, vol. 1, capítulo 10.5, Ed. Howard L. Hartman, Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc., Littleton, EUA.
- Biswas, K. e Peng, S.S., 1999, *Study of weathering action on coal pillars and its effects on long-term stability*, SME – Mining Engineering, pág. 71-76, Janeiro, 1999.
- Bogert, H; Jung, S.J. e Lim, H.W., 1997, *Room and pillar stope design in highly fractured area*, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., vol. 34, Paper n° 145.
- Brady, B.H.G. and Brown, E.T., 1985. *Rock mechanics for underground mining*, 527 pág., George Allen and Unwin editora, Londres.
- Brauer, J.R., 1985, *What every engineer should know about finite element analysis*, Ed. John R. Brauer, Marcel Dekker Inc. editora, 219 pág., NY, EUA.
- Brook, N., 1993, *The measurement and estimation of basic rock strength*, em: Comprehensive

- 
- Rock Engineering, vol. 3, capítulo 2, Ed. John Hudson, Pergamon Press, Londres, Inglaterra.
- Brown, E.T., 1970, *Strength of models of rock with intermittent joints*. Journal Soil Mechanics Foundation Div., ASCE 96, SM6, pág. 1935-1949.
- Caye, B.R., Pozza, E.V., Fabrício, J.A.C. e Süffert, B.R., 1975. *Projeto Carvão no Pré-Barro Branco*, MME, DNPM/CPRM, Supervisão do Departamento de Geologia Econômica, Superintendência Regional de Porto Alegre, 205 pág.
- Cecil, O.S., 1970, *Correlation of rockbolts – Shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels*, Tese de Ph.D, Universidade de Illinois, 414 pág, Urbana, EUA.
- Chandrashekar, K., Nath, R. e Tandon, S., 1987, *Design of coal pillars under weak floor conditions*, 28<sup>th</sup> US Symposium on Rock Mechanics, Tucson, Texas, pág. 1073-1081, EUA.
- Cividini, A., 1993, *Constitutive behavior and numerical modeling*, em: Comprehensive Rock Mechanics Engineering, Ed. John Hudson, Pergamon Press, Vol. 1, pág. 395-426, Inglaterra.
- Colmenares, L.B. e Zoback, M.D., 2001, *Statistical evaluation of six rock failure criteria constrained by polyaxial test data*, Rock Mechanics in the National Interest, Proc. of 42<sup>nd</sup> US Symposium on Rock Mechanics, Eds. Tinucci e Heasley, pág. 1251-1258, Swets & Zeitlinger Lisse Pub., Washington, USA.
- Corrêa, K., 2000, *Caracterização geomecânica das camadas de carvão da Mina do Recreio*, Dissertação de Mestrado, PPGEM – UFRGS, 100 pág.
- Costa, J.F.C.L., Pozza, E.V., Souza, L.E. e Stangler, R., 2000. *Avaliação de Reservas de Carvão – Projeto Fontanella*, Relatório Interno Carbonífera Metropolitana S.A., LPM, DEMIN/UFRGS, Porto Alegre, 76 pág.
- Costa, J.F.C.L., Koppe, J.C., Souza, L.E. e Pilger, G.G., 2001. *Predicting the Spatial Distribution of Pyrite Concretions and Its Influence in Continuous Coal Mining*, Artigo submetido à comissão editorial do Mining Resources Engineering (ainda não publicado).
- Das, M.N., 1986, *Influence of width/hieght ratio on postfailure behavior of coal*, Int. J. Min. & Geol. Eng., vol. 4, pág. 79-87.
- Deere, D.U., 1963, *Technical description of rock cores for engineering proposes*, Rock Mech. Eng. Geol., vol. 1, pág. 16-22.
- Deere, D.U., Peck, R.B., Parker, H., Monsees, J.E. e Schmidt, B., 1970, *Design of tunnel support systems*, High. Res. Rec., núm. 339, pág. 26-33.
- Deere, D.U. e Deere, D.W., 1988, *The RQD index in practice*, Proc. Symp Rock Class. Eng. Purp., ASTM Spacial Technical Publication 984, pág. 91-101, Philadelphia, EUA.
- Dolinar e Tadolini, 1991, *Entry stabilization utilizaing rib bolting procedure*, US Bureau of Mines, Dept. of the Interior, RI-9366, 13 pág., EUA
- Duncan, M.E., Trueman, R. e Craig, M.S., 1995, *Two- and three-dimensional elasto-plastic analysis*
-

- 
- for coal pillar design and its application to highwall mining*. Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci., vol. 32, pág. 215-225.
- Dusseault, M.B. e Fordham, C.J., 1993, *Time-dependent behavior of rocks*, em: Comprehensive Rock Engineering, vol. 3, cap. 6, Ed. John Hudson, Pergamon Press, Londres, Inglaterra.
- Fabício, J.A.C., 1973. *Projeto Carvão de Santa Catarina – Relatório Integrado*, MME, DNPM/CPRM, Supervisão do Departamento de Geologia Econômica, Superintendência Regional de Porto Alegre, 182 pág.
- Fama, M.E.D., 1993, *Numerical modeling of yield zones in weak rock*, em: Comprehensive Rock Mechanics Engineering, vol. 2, pág. 49-75, Ed. John Hudson, Pergamon Press, Londres Inglaterra.
- Fama, D., Truman, M. E., R. e Craig, M. S., 1995, *Two- and Three-Dimensional Elasto-Plastic Analysis for Coal Pillar Design and Its Application to Highwall Mining*, Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abstr., vol. 32(3), pág. 215-225.
- Finfinger, Peng, S.S. e Gu, 2000, *An approach to identifying geological properties from roof bolter drilling parameters*, Proc. 19<sup>th</sup> International Conference on Ground Control Mining, Ed. Syd Peng, pág. 01-11, Morgantown, West Virginia, EUA.
- FLAC, 2001, *Fast Lagrangean Analysis of Continua*, On line manual, Itasca Software, USA.
- Fookes e Denness, 1969, *Observational studies on fissure patterns Cretaceous sediments of south-east England*, Geotechnique, vol. 19, núm. 4, pág. 453-477.
- Gale, W.J. e Mills, K.W., 1992, *A method for establishing site specific coal pillar design guidelines*, Proc. 11<sup>th</sup> International Conference on Ground Control in Mining, Aziz e Peng eds., pág. 9-12, Wollongong, Australia.
- Gale, W. J., 1992, *APillar Design Approach*, Proc. of the Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design (Santa Fe, June, 1992), pág. 188-195, Eds. Mark, C., Iannacchione e Jones Compile, U.S. Bureau of Mines, IC-9315, EUA.
- Ghose, A. K., e N. M. Raju., 1981, *Characterization of Rock Mass vis-a-vis Application of Rock Bolting in Indian Coal Measures*, Proc. 22<sup>nd</sup> US Symposium on Rock Mechanics, pág. 422-427, MIT, Cambridge, MA, EUA.
- Griffith, A. A., 1921, *The phenomena of rupture and flow in solids*. Phil. Trans. Royal Soc., Série A, Vol. 221, pág. 163-168.
- Heasley, A.K. e Zelanko, J.C., 1992, *Pillar design in Bump-Prone ground using numerical models with energy calculations*, Proc. of the Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design, pág. 50-59, Eds. Mark, Iannacchione e Jones Compile, US Bureau of Mines, IC-9315.
- Herget,G, 1993, *Rock Stresses and rock stress monitoring in Canada*, em: Comprehensive Rock Engineering, vol. 3, cap. 19, Ed. John Hudson, Pergamon Press, Londres, Inglaterra.
- Hills,R., 1972, *Elements of structural geology*, 2<sup>a</sup> edição, Chapman and Hall Editora, Londres.
- Hobbs, B.E., 1976, *An outline of structural geology*, Wiley Editora, Nova York, EUA.

- 
- Hock, M.T., Karabin, G.J. e Kramer, J.M., 1992, *MSHA's simple technique for predicting stress distribution in a mine* panel, Proc. of the Workshop on Pillar Mechanics and Design, pág. 61-72, Eds. Mark, Iannacchione e Jones Compile, US-Bureau of Mines, IC-9315.
- Hoek, E., 1968. *Brittle failure of rock*. In Rock Mechanics in Engineering Practice, eds. K.G. Stagg and O.C. Zienkiewicz, Wiley Editora, pág. 99-124, Londres.
- Hoek, E. e Brown, E.T., 1980, *Underground excavation in rock*, Institute of Mining and Metallurgy, 402 pág., Londres.
- Hoek, E., 1983, *Strength of jointed rock masses*, 23rd. Rankine Lecture. Géotechnique Vol. 33(3), pág. 187-223.
- Hoek, E., 1990, *Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion*, Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci., vol. 27, pág. 227-229.
- Hoek, E., Wood, D. e Shah, S., 1992, *Modified Hoek-Brown failure criterion for jointed rock masses*. Proc. ISRM Symposium: Eurock'92, Ed. Thomas Telford, pág. 209-214.
- Hoek, E. e Brown, E.T., 1997, *Practical estimation of rock mass strength*, Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci., vol. 34, pág. 1165-1186.
- Holland, C.T., 1964, *The strength of coal in mine pillars*, Proc. 6<sup>th</sup> Symposium on Rock Mechanics, University of Missouri, Rolla, pág. 450-466, USA.
- Holland, C.T., 1963, *Pillar design for permanent and semi-permanent support of the overburden in coal mines*. Proc. 9<sup>th</sup> Canadian Rock Mechanics Symposium, pág. 114-139, December, Montreal, Canadá.
- Hsiung, S.M. e Peng, S.S., 1987, *Control of Floor Heave with Proper Mine Design — Three Case Studies*, Mining Science and Technology, vol.4, núm. 3, pág. 257-272.
- Hudson, J.A. e Harrison, J.P., 1997, *Engineering rock mechanics – an introduction to the principles*, Pergamon Press, 444 pág., Londres.
- Hustrulid, W.A., 1976, *A review of coal pillar strength formulas*, Rock Mechanics, vol. 8, pág. 115-145.
- Iannacchione, A.T., Campoli, A.A., e Oyler, D.C., 1987, *Fundamental studies of coal mine bumps in the Eastern United States*, 28<sup>th</sup> US Symposium on Rock Mechanics, Tucson, Texas, pág. 1063-1072, EUA.
- Iannacchione, A. T., 1989, *Numerical Simulation of Coal Pillar Loading with the Aid of a Strain-Softening Finite Difference Model*, Rock Mechanics as a Guide for Efficient Utilization of National Resources, pág. 775-782, A. A. Balkema Editora, Rotterdam, Holanda.
- Jeager, J.C. e Cook, N.G.W., 1979, *Fundamentals of rock mechanics*, 593 pág. , Chapman & Hall Pub., Londres.
- Jing, L. e Hudson, J.A., 2002, *Numerical Methods in Rock Mechanics*, Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci., In Press, Pergamon Press ([www.elsevier.com/locate/ijrmms](http://www.elsevier.com/locate/ijrmms))
- Kendorski, E, R. Cummings, Z. T. Bieniawski, and E. Skinner., 1983, *Rock Mass Classification for*
-

---

**Block Caving Mine Drift Support.** Proc. 5th mt. Con gr. Rock Mech., ISRM, Melbourne, pág. B51-B63.

- Kulatilake, P.H.S.W. e Wu, T.H., 1984, ***The density of discontinuity traces in sampling windows***, Int. J. of Rock Mech. and Min. Sci., vol. 21, n. 6, pág. 345-347.
- Ladanyi, B. e Archambault, G., 1970, ***Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass***. Em: Rock mechanics - Theory and Practice, Proc. 11th Symp. on Rock Mechanics, Society of Mining Engineers, AIME, pág. 105-25, New York, EUA.
- Laubscher, D.H., 1976, ***The importance of geomechanics classification of jointed rock masses in mining operations***, In: exploration for rock engineering, Ed. E.T. Bieniawski, vol. 1, pág. 119-128, Balkema Editora, Cidade do Cabo, África do Sul.
- Laubscher, D.H., 1977, ***Geomechanics classification of jointed rock masses – mining applications***. Trans. of Institute of Mining and Metallurgy, n. 86, A1-A8, Londres.
- Laubscher, D.H., 1984, ***Design Aspects and Effectiveness of Support Systems in Different Mining Situations***. Trans. Inst. Mm. Metall. 93, pág. A70-A81.
- Laubscher, D.H. e Page, C.H., 1990, ***The design of rock support in high stress or weak rock environments***. Proc. 92<sup>nd</sup> Canadian Institute of Mining and Metallurgy, AGM, Paper #91, Ottawa, Canada.
- Lima, A.A., Gopinath, T.R. e Alcantara, M.E., 1997, ***Comparison of pillar strength calculated using empirical equations and finite elements***, Proc. 16<sup>th</sup> Conference in Ground Control in Mining, Eds. Peng e Mark, pág. 274-281, West Virginia University, WV, EUA.
- Listak, J.M. and Zelanko, J.C., 1987, ***An assessment of the effects of longwall chain pillar configuration on gate road stability***, Proc. 28<sup>th</sup> US Symposium on Rock Mechanics, pág. 1083-1093, Tucson, Texas, EUA.
- Lunder, P.J. and Pakalnis, R.C., 1997. ***Determination of the strength of hard rock mine pillar***. CIM Bulletin, 90:1013, pp51-55
- Mackerle, J., 2001, ***FEM and BEM analysis and modelling of residual stresses – A bibliography (1998 – 1999)***, Finite Elements in Analysis and Design, vol. 37, pág. 253-262, Elsevier Pub.
- Matetic, R.J., Chekan, G.J. and Galek, J.A., 1987, ***Design considerations for multiple-seam mining with case studies of subsidence and pillar load transfer***, Proc. 28<sup>th</sup> US Symposium on Rock Mechanics, pág. 1095-1105, Tucson, Texas, EUA.
- Maleki, H., 1992, ***In situ pillar strength and failure mechanisms for US coal seams***, Proc. of the Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design, pág. 5-24, Eds. Mark, Iannacchione e Jones Compile, US Bureau of Mines, IC-9315.
- Mark, C. e Chase, F.E., 1993, ***Gate entry design for longwall using the coal mine roof rating***, Proc. 12<sup>th</sup> Conference on Ground Control in Mining, ed. S.S. Peng, West Virginia University, WV, EUA.

- 
- Mark, C. e Chase, F.E., 1993, *Analysis of retreat mining pillar stability (ARMPS)*, Proc. of New Tech. for Ground Control in Retreat Mining, Dep. of Health and Human Service – NIOSH, publication núm. 97-122, pág. 17-34, IC-9446, Pittsburg, PA.
- Mark, C. e Iannacchione, A.T., 1992, *Coal pillar mechanics: theoretical models and field measurements compared*. Proceedings of Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design, pág. 78-83, Eds. Mark, Iannacchione e Jones Compile, US Bureau of Mines, IC-9315, Pittsburgh, PA, EUA.
- Mark, C., Chase, F.E. e Campoli, A.A., 1995, *Analisis of retreat mining pillar stability*, Proceedings of 4<sup>th</sup> Conference on Ground Control in Mining, pág. 63-71, Ed. Syd Peng, West Virginia University, WV, USA.
- Mark, C. e Molinda, G.M., 1996, *Rating coal mine roof strength from exploratory drill core*, Proc. of the 15<sup>th</sup> Int. Conf. On Ground Control in Mining, pág. 415-428, ed. S.S.Peng, Golden, CO: Colorado School of Mines.
- Mark, C. e Mucho, T.P., 1994, *Horizontal stresses in the coalfields of the United States*, Proceedings of Fifth Conference on Ground Control for Midwestern U.S. Coal Mines, pág. 140-157, Eds. Chugh e Beasley, Illinois, USA.
- Mark, C., 1999, *Empirical methods for coal pillar design*, Proceedings of the Second International Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design, pág. 145-154, Dep. of Health and Human Service – NIOSH, IC-9448, Pittsburgh, PA, EUA.
- Merritt, A.H., 1972, *Geologic prediction for underground excavations*, Proc. Rapid Excav. Tunneling Conf., AIME, pág. 115-132, New York
- Merwe, J.N., 1999, *New strength formula for coal pillars in South Africa*, Proceedings of the Second International Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design, pág. 163-171, Dep. of Health and Human Service – NIOSH, IC-9448, Pittsburgh, PA, EUA.
- Mohammad,N., Reddish,D.J. e Stace,L.R., 1997, *The relation between in-situ and laboratory rock properties used in numerical modeling*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 34, núm. 2, pág. 289-297.
- Molinda, G., Barton, T. e Mark, C., 2002, *New developments with the coal mne roof rating*, Proc. 21<sup>st</sup> Int. Conf. on Ground Control in Mining, pág. 288-293, Eds. Peng, Mark, Khair e Heasley, West Virginia University, WV, EUA.
- Molinda, G.M. e Mark, C., 1993, *The coal mine roof rating: a practical rock mass classification for coal mines*, Proc. 12<sup>th</sup> Conf. on Ground Control in Mining, pág. 92-103, Ed. Syd Peng, West Virginia University, WV, EUA
- Molinda, G.M. e Mark, C., 1994, *Coal mine roof rating (CMRR): a practical rock mass classification for coal mines*, US Bureau of Mines, IC-9387, 37 pág.
- Mori, M., 1986, *The finite element method and its applications*, Macmilla Pub. Co., 188p., NY, EUA.
- Murali Mohan, G., Sheorey, P.R., e Kushwaha, A., 2001, *Numerical estimation of pillar strength in coalmines*, Int. J. of Rock Mech. and Mining Sci., vol.32, pág. 1185-1192.

- 
- Nemcik, J.A. e Gale, W.J., 1992, *Horizontal stress control in underground coal mines*, Proc. of 11<sup>th</sup> International Conference on Ground Control in Mining, pág. 289-296, Eds. Aziz e Peng, Wollongong, Australia.
- Newman, D. A., and Z. T. Bieniawski., 1986, *Modified Version of the Geomechanics Classification for Entry Design in Underground Coal Mines*. Trans. Soc. Mm. Eng. AIME 280, pág. 2134-2138.
- Obert, L. e Duvall, W.J., 1967, *Rock mechanics and design of structures in rock*, John Wiley & Sons, 65 pág., Nova York, EUA.
- Oliveira, A.M. e Brito, S.N., 1998, *Geologia de Engenharia*, Editores Antonio M. Oliveira e Sérgio Nertan de Brito, ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e CNPQ, 587 pág., Brasil.
- Ozbay, M.U. e Ryder, J.A., 1998, *Strength of support pillar and their foundations in hard rock tabular mining*, Int. J. of Rock Mech. and Mining Sci., vol. 35, pág. 4-5, paper n°115.
- Pahl, P.J., 1981, *Estimating the mean trace length of discontinuity traces*, Int. J. of Rock Mech. and Mining Sci. and Geomech. Abstract, vol.18, pág. 221-229.
- Palmström, A., 1982, *The volumetric joint count – a useful and simple measure of the degree of rock joint*, Proc. 4<sup>th</sup> Int. Congr. Int. Assoc. Eng. Geol., vol. 5, pág. 221-228, Delhi, Índia.
- Park, D., 1992, *Numerical modeling as a tool for mine design*, Proc. of the Workshop on Pillar Mechanics and Design, pág. 250-268, Eds. Mark, Iannacchione e Jones Compile, US-Bureau of Mines, IC-9315, EUA.
- Pariseau, W.G., 1993, *Applications of finite element analysis to mining engineering*, Em: Comprehensive Rock Engineering, Ed. John A. Hudson, Vol. 1, pág. 491-521, Londres.
- Peng, S.S. and Thill, R., 1982, *Stress distribution and pillar design in oil shale retorts*, RI-8597 – Bureau of Mines Report of Investigations, US Department of Interior, 33 pág., EUA.
- Peng, S.S., 1986, *Coal mine ground control*, John Wiley & Sons, 491 pág., Nova York, EUA.
- Peng, S., 1989, *Some basic problems in coal mine ground control*, SME – Mining Engineering Journal.
- Peng, S.S., e Dutta, D., 1992, *Evaluation of various pillar design methods*, Proc. of the Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design, pág. 269-276, Eds. Mark, Iannacchione e Jones Compile, US Bureau of Mines, IC-9315, EUA.
- Peng, S.S., 1998, *Roof bolting adds stability to weak strata – how does roof bolting work or not work*, Coal Age, Dezembro.
- Priest, S.D. e Hudson, A.J., 1976, *Discontinuity spacings in rock*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol.13, pág. 135-148.
- Priest, S.D. and Hudson, A.J., 1981, *Estimation discontinuity spacing and trace length using scanline survey*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol.18, pág. 183-197.
-

- 
- Priest, S.D., 1993, *Discontinuity analysis for rock engineering*, Chapman & Hall Pub., 473p., Londres.
- Priest, S.D., 1993, *The collection and analysis of discontinuity orientation data for engineering design, with examples*, Em: Comprehensive Rock Engineering, vol. 3, cap. 8, Ed. John A. Hudson, Pregamon Press, Londres, Inglaterra.
- Pytel, W.M. e Chugh, Y.P., 1989, *An analysis of roof-pillar-weak floor interaction in partial extraction room-and-pillar mining*, Proc. US Rock Mechanics Conference, Ed. Kair, pág. 621-628, Balkema Editora, VW, EUA.
- Rockey, K.C., Evans, H.R., Griffiths, D.W. e Nethercot, 1975, *The finite element method: a basic introduction*, Granada Publishing Limited – Crosby Lockwood Staples, 293 pág, Londres.
- Renshaw and Pollard, 1994, *Numerical simulation of fracture set formation: a fracture mechanics model consistent with experimental observations*, Journal of Geophysical research, vol. 99, pág. 9359-9372.
- Ringwald and Brawner, 1989, *Reinforcement concrete model pillars with grouted rock bolts*, Mining Sciences and Technology, Elsevier Sciences Pub., vol. 8, pág. 31-47.
- Romana, M., 1985, *New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes*, Proc. Int. Symp. Rock Mech. In Excav. Min. Civ. Works, ISMR, pág. 59-68, Mexico.
- Ringwald and Brawner, 1989, *Reinforcement concrete model pillars with grouted rock bolts*, Mining Sciences and Technology, Elsevier Sciences Pub., vol.8, pág. 31-47.
- Salamon, M.D.G. e Munro, A.H.A., 1967, *A study of the strength of coal pillar*. J. S. African Institute of Mining and Metallurgy, vol. 68, pág. 55-67, Johannesburg, África do Sul.
- Salamon, M.D.G., 1970, *Stability, instability, and design of pillar working*, Int. J. of Rock Mech. And Min. Sci., vol. 7, pág. 613-631.
- Salamon, M.D.G. e Oravec, K.I., 1976, *Rock mechanics in coal mining*, Chamber of Mines of South Africa, 119 pág., África do Sul.
- Salamon, M.D.G., 1986, *The role of pillars in mining*, Em: Rock Mechanics in Mining Practice, cap. 8, Editor-chefe Budavari, S, The South African Institute of Mining and Metallurgy, 282 pág., Johannesburg, África do Sul.
- Salamon, M.D.G, 1992, *Strength and stability of coal pillar*, Proc. of the Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design, pág. 94-121, Eds. Mark, Iannacchione e Jones Compile, US Bureau of Mines, IC-9315, EUA.
- Salamon, M.D.G, Galvin, J.M., Hocking, G. e Anderson, I., 1996, *Coal pillar strength from back-calculation*, Strata Control for Coal Mine Project by Joint Coal Board, Progress Report 1/96, The University of New South Wales, 60 pág.
- Shoerey, P.R., Moham, G.M. e Sinhá, A., 2001, *Influence of the elastic constants on the horizontal stress*, Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci., vol. 38, pág. 1211-1216.

- 
- Shoerey, P.R., 1997, *Empirical rock failure criteria*, 176 pág., A.A.Balkema Editora, Rotterdam, Holanda.
- Silva, L.A.A. e Stellin Jr., A., 1989, *Contribuição ao dimensionamento de pilares em mina subterrânea de manganês*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Dep. De Engenharia de Minas, Brasil.
- Silva, S.I.T., 2000, *Estudo Sobre a Gênese e Distribuição Espacial das Concreções Piríticas na Mina Esperança, Treviso/SC*, Dissertação de Mestrado, PPGEM - EE/UFRGS, Porto Alegre, 122 pág, Brasil.
- Singh, R., Singh, T.N. e Dhar, B.B., 1996, *Coal pillar loading in shallow mining conditions*, Int. J. of Rock Mech. and Mining Sci., vol.33, pág. 757-768.
- Sitharam, T.G. e Madhavi Latha, G., 2002, *Simulation of excavatons in jointed rock masses using a practical equivalent continuum approach*, Int. Journal of rock Mechanics & Min. Sciences, In Press, Pergamon Press (www.elsevier.com/locate/ijrmms).
- Starfield, A.M. e Wawersik, W.R., 1968, *Pillars as structural components in room-and-pillar mine design*. Proc. 10<sup>th</sup> U.S. Symposium on Rock Mechanics, Rice Univ. AIME, pág. 793-809, New York, EUA.
- Su, W. H., e Peng, S. S., 1986, *Investigation of the Causes of Roof Falls in a Deep Underground Coal Mine*, Trans. SME – Mining Engineering Journal, vol. 280, pág. 2019-2023, EUA.
- Su, D.W.H. e Hasenfus, G.J., 1996, *Practical coal pillar design considerations based on numerical models*, Handout at the 15<sup>th</sup> Int. Conf. On Ground Control in Mining, Golden, CO, EUA.
- Su, D.W.H. e Hasenfus, G.J., 1997, *Effects of in-seam and near-seam conditions on coal pillar strength*, Handout at the 16<sup>th</sup> Int. Conf. On Ground Control in Mining, Morgantown, WV.
- Su, D.W.H. e Hasenfus, G.J., 1999, *Coal pillar strength and practical coal pillar design considerations*, Proc. Second International Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design, pág. 155-162, Dep. of Health and Human Service – NIOSH, IC-9448, Pittsburgh, PA, EUA.
- Süffert, T., Caye, B.R. e Daemon, R.F., 1977. *Projeto Carvão Bonito Gaseificável – Relatório Final*, MME, DNPM/CPRM, Supervisão do Departamento de Geologia Econômica, Superintendência Reginal de Porto Alegre, 149 pág, Brasil.
- Tang, D.H.Y e Peng, S.S., 1988, *Structural analysis of mine pillars using finite element method - A case study*, Trans. SME – Mining Engineering Journal, September, pág. 893-897.
- Terzaghi, K., 1946, *Rock defects and loads on tunnel supports*. Em: Rock tunneling with steel supports, Eds. R.V. Proctor e T.L. White, Commercial Shearing and Stamping Company, vol.1, pág. 17-99, Youngstown, OH, EUA.
- Trueman, R., 1992, *Rock mass classification as an aid to estimating the strength of coal pillars*, Proc. 11<sup>th</sup> International Conference on Ground Control in Mining, Eds. Aziz e Peng, pág. 22-29, Wollongong, Australia.
-

- 
- Unal, E., 1983, *Design guidelines and roof control standards for coal mine roofs*, Ph.D. thesis, Pennsylvania State University, 355 pág.
- Vandergrift, T.L., Neil, D. e DeMarco, M., 1996, *Design tools for successful retreat mining with mechanized roof support*, 1996 Annual Spring Meeting, Central Appalachian Section of SME, Abingdon, Virginia, USA.
- Vandergrift, T.L., Ross, T.R., Hawley, C.W. e Rusnak, J.A., 2000, *Mine planning for logwall and pillar retreat panels subject to seam interaction effects*, Proc. 19<sup>th</sup> International Conference on Ground Control Mining, Ed. Syd Peng , pág. 204-212, West Virginia University, WV, EUA.
- Villaescusa, E., 1991, *A three dimensional model of rock jointing*, Tese de Doutorado, University of Queensland, Austrália.
- Venkateswarlu, V., 1986, *Geomechanics Classification of Coal Measure Rocks vis-a-vis Roof Supports*, Ph.D. thesis, Indian School of Mines, Dhanbad, 251 pág.
- Wagner, H., 1974, *Determination of the complete load-deformation characteristics of coal pillar*, Proc. 3<sup>rd</sup> International Congress on Rock Mechanics, vol.2, pág. 1076-1082, Section B, ISRM, Denver.
- Weakly, et.al., 1984, *The effect of various underground excavation methods on oil shale mine pillars*, Mining Yearbook 1984 – National Western Mining Conference, The Colorado Mining Association, pág. 108-112, CO, EUA.
- Whittaker, B.N., 1993, *Coal mine support system*, em: Comprehensive Rock Engineering, vol. 4, cap. 18, Ed. John A. Hudson, Pergamon Press, Londres, Inglaterra.
- Wickham, G.E., Tiedmann, H.R. and Skinner, E.H., 1972, *Support determination based on geologic predictions*, Proc. Rapid Excav. Tunneling Conf., AIME, pág. 43-64, Nova York.
- Wines, D.R. e Lilly, P.A., 2002, *Measurement and analysis of rock mass discontinuity spacing and frequency in part of the Fimiston Open Pit operation in Kalgoorlie, Western Australia: a case study*, Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci., vol. 39, pág. 589-602.
- Wilson, A.H., 1972, *A hypothesis concerning pillar stability*, The Mining Engineer, v. 131, pág. 409-417.
- Wilson, A.H., 1981, *Stress and stability in coal ribsides and pillars*, Proc. First Conference on Ground Control in Mining, Ed. Syd Peng, pág. 1-12, West Virginia University, WV, EUA.
- Wilson, A.H., 1983, *The stability of underground workings in the soft rocks of the coal measures*, Int. J. of Mining Eng., v.1, 1983, pág. 91-187.
- Wykoff, 1950, *Wrapping pillars with old hoist rope*, Mining Engineering – AIME Transactions, August 1950, vol.187, pág. 898-902.
- Weakly, 1982, *Room-and-pillar ground control utilizing the grouted reinforcement bar system*, SME – Ground Control in Room-and-Pillar Mining, Ed. Yoginder Chugh, pág. 3 A3-1 –

- Yassien, A., Zhang, Y., Han, J. e Peng, S., 2002, ***Comparison some aspects of bolting mechanisms between fully-grouted resin and tensioned bolts in underground mine entries***, Proc. 21<sup>st</sup> International Conference on Ground Control in Mining, Eds. Peng, Mark, Khair e Heasley, pág. 114-125, West Virginia University, WV, EUA.
- Yavuz, H. e Fowell, R.J., 2001, ***FDM prediction of a yield pillar performance in conjunction with a field trial***, Proc. 20<sup>th</sup> International Conference on Ground Control in Mining, Peng, Mark e Khair ed., pág. 78-85, West Virginia University, WV, EUA.
- Zalán, P.V., Wolff, S., Conceição, J.C.J., Marques, A., Astolfi, M.A.M., Vieira, I.S., APPI, V.T. e Zanutto, O.A., 1990. ***Bacia do Paraná***, Em: Origem e Evolução de Bacias Sedimentares, RAJA GABAGLIA, G.P. e MILANI, E.J. (Coords.), Petrobrás, pág 135-168, Brasil
- Zelanko, 1992, ***Laboratory studies of the effect of artificial support on coal strength***, Proc. Rock Support in Mining and Underground Construction, Eds. Kaiser & McCreath, pág. 551-556, Balkema Editora, EUA.
- Zhang, Y. e Peng, S., 2001, ***Effects of bedding plane sliding and separation and tensioned bolt in layered roof***, Proc. 20<sup>st</sup> International Conference on Ground Control in Mining, Eds. Peng, Mark, Khair, pág. 226-234, West Virginia University, WV, EUA.
- Zhang, Y. e Peng, S., 2002, ***Design considerations for tensioned bolts***, Proc. 21<sup>st</sup> International Conference on Ground Control in Mining, Eds. Peng, Mark, Khair e Heasley, pág. 131-140, West Virginia University, WV, EUA.
- Zingano, A.C.; Koppe, J.C. e Costa, J.F., 1998, ***Pillar Design in Amethyst Underground Mining***, SARock's 98 – Design and Construction in Mining, Petroleum and Civil Engineering, Eds. Ayres da Silva, LA., Quadros, EF. e Gonçalves, H.H.S., pág. 261-268, Santos, Brasil.
- Zingano, A.C., 2001, ***Relatório Sobre Mapeamento Estrutural Pilares do Eixo da Mina do Barro Branco - Empresas Rio Deserto Ltda.***, DEMIN – UFRGS, 12 pág., Porto Alegre, Brasil.
- Zingano, A.C. e Morsey, K., 2001, ***Does the pillar bolting have global or local effect? – Numerical Simulation of Pillar Reinforcement***, Trabalho de conclusão da disciplina MineE 491H-GeoMechanical Modeling using FLAC do Departamento de Engenharia de Minas da Universidade de West Virginia, Prof. Dr. Keith Heasley, (não publicado).
- Zingano, A.C., Koppe, J.K. e Costa, J.F., 2002, ***Floor heave in shallow room-and-pillar mining***, Proc. 21<sup>st</sup> International Conference on Ground Control in Mining, Peng, Mark, Khair ed., pág. \_\_\_\_ - \_\_\_\_, West Virginia University, WV, USA.
- Zipf, R.K., 1992, ***Analysis of stable and unstable pillar failure using a local mine stiffness method***, Proceedings of the Workshop on Coal Pillar Mechanics and Design, US Bureau of Mines, pág. 128-143, New Mexico, USA.
- Zipf, R.K. e Mark, C., 1997, ***Design methods to control violent pillar failures in room-and-pillar mines***, U.S. Bureau of Mines, Pittsburgh Research Center, Pennsylvania, USA.

---

Zorzi, L., Agostini, I.M. e Gonzatti, C., 1991, *Metodologia para dimensionamento de pilares em minas de carvão do sul do Brasil*, Boletim Técnico nº23, CIENTEC, Porto Alegre, Brasil

Zhu, W. e Wang, P., 1993, *Finite element analysis of jointed rock masses and engineering application*, Int. J. of Rock Mech. & Min. Sci., vol. 30, pág. 537-544.

---

*Anexo I – Planilhas do mapeamento geomecânico*

**Planilha de Mapeamento Geomecânico**

Número: scan01

Mina: Barro Branco

Data: 27/02/2002

Localização painel: Eixo  
galeria: 2-4  
câmara: 81

Orientação da Face: Orientação da Scanline (azim.): 67 graus

Número de famílias: 3

Orientação:	3			Tipo: junta					
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade	18	9	7	12	6	9	6		
Persistência	10-120	5-70	5-50	10-110	10-70	5-70	5-60		
Abertura	fechado	fechado	fechado	fechado	fechado	fechado	fechado		
Rugosidade	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa		

Dip-Dir Dip

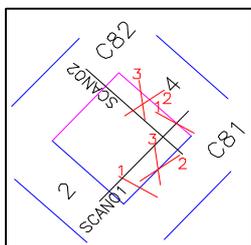
Orientação:	1		Tipo: junta						
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade	16	12	10	10	14	10	16		
Persistência	5-90	10-80	10-100	10-100	5-110	15-110	15-100		
Abertura	fechado	fechado	fechado	fechado	fechado	fechado	fechado		
Rugosidade	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa		

Orientação:	2		Tipo: junta						
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade	1		6	4	3	6	7		
Persistência	100		120	100	150	100	110		
Abertura	fechado		fechado	fechado	fechado	fechado	fechado		
Rugosidade	lisa		lisa	lisa	lisa	lisa	lisa		

Orientação:	Tipo:		slikenside (espelho de falha)						
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade			1						
Persistência			90						
Abertura			fechado						
Rugosidade			lisa-ondul						

**Observações e croquis:**

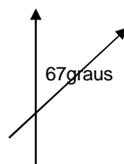
juntas da família 2 tem direção do mergulho quase perpendicular à face do pilar  
comprimento: 7.40m



bussola: 2702

a direção do mergulho do espelho de falha tem número duplicado na bússola

a rugosidade das juntas é lisa-quebrada (pouco quebrada)



**Planilha de Mapeamento Geomecânico**

Número: scan02

Mina: Barro Branco

Data: 27/02/2002

Localização painel: Eixo  
galeria: 4  
câmara: 81-82

Orientação da Face: Orientação da Scanline (azim.): 331 graus

Número de famílias:

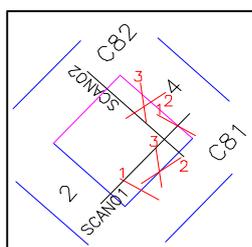
Orientação: 2	Tipo: junta								
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade	14	8	11	13	9	8	11		
Persistência	20-100	5-80	5-130	5-110	10-110	5-100	10-120		
Abertura	fechada	fechada	fechada	fechada	fechada	fechada	fechada		
Rugosidade	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa		

**Perfil**

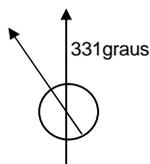
Orientação:	1	Tipo: junta							
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade	9	7	13	6	9	6	10		
Persistência	10-120	10-110	5-100	5-100	10-130	15-120	5-60		
Abertura	fechada	fechada	fechada	fechada	fechada	fechada	fechada		
Rugosidade	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa		

Orientação:	Tipo:								
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade									
Persistência									
Abertura									
Rugosidade									

Orientação:	Tipo:								
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade									
Persistência									
Abertura									
Rugosidade									

**Observações e croquis:**

juntas da família 3 não foram observadas por terem direção do mergulho quase perpendicular à face do pilar  
comprimento: 7.70m  
a rugosidade das juntas é lisa-quebrada (pouco quebrada)  
bussola: 2703



**Planilha de Mapeamento Geomecânico**

Número: scan03

Mina: Barro Branco

Data: 27/02/2002

Localização painel: eixo  
galeria: 2-4  
câmara: 77

Orientação da Face: Orientação da Scanline (Azim): 47 graus

Número de famílias:

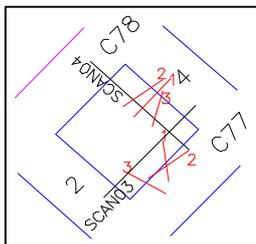
Orientação:	3			Tipo: junta					
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade	10	4	8	15	8	10	12	10	
Persistência	5-120	10-60	5-120	5-60	5-90	10-110	5-60	10-90	
Abertura	fechado	fechado	fechado	fechado	fechado	fechado	fechado	fechado	
Rugosidade	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	

**Perfil**

Orientação:	1	Tipo: junta							
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade	9	10	9	8	12	8	9	9	
Persistência	10-130	20-110	5-90	10-130	10-80	5-80	5-110	10-60	
Abertura	fechado	fechado	fechado	fechado	fechado	fechado	fechado	fechado	
Rugosidade	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	lisa	

Orientação:	2	Tipo: junta							
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade									
Persistência									
Abertura									
Rugosidade									

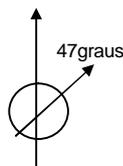
Orientação:	Tipo:								
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade									
Persistência									
Abertura									
Rugosidade									

**Observações e croquis:**

juntas da família 2 não foram observadas por terem direção do mergulho quase perpendicular à face do pilar  
comprimento: 8.50m

a rugosidade das juntas é lisa-quebrada (pouco quebrada)

bussola: 2704



**Planilha de Mapeamento Geomecânico**

Número: scan04

Mina: Barro Branco

Data: 27/02/2002

Localização painel: Eixo  
galeria: 4  
câmara: 77-78

Orientação da Face: Orientação da Scanline (Azim): 329 graus

Número de famílias: 3

**Orientação: 1 Tipo:**

Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade	6	3	5	4	5	3	3	6	
Persistência	10-50	10-40	10-40	5-100	10-110	10-20	5-40	10-50	
Abertura	fechado								
Rugosidade	lisa								

**Perfil****Orientação: 2 Tipo:**

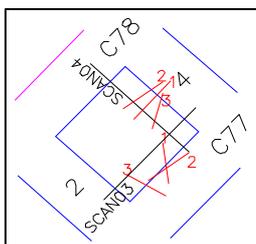
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade	7	6	4	8	6	3	1	4	
Persistência	10-70	10-60	10-80	10-90	5-60	4-60	40	10-80	
Abertura	fechado								
Rugosidade	lisa								

**Orientação: 3 Tipo:**

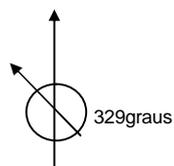
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade	18	16	10	14	10	13	8	7	
Persistência	20-130	10-110	10-120	5-100	5-100	5-120	10-110	10-100	
Abertura	fechado								
Rugosidade	lisa								

**Orientação: Tipo:**

Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade									
Persistência									
Abertura									
Rugosidade									

**Observações e croquis:**

perfil da camada Bonito será descrito no texto da tese  
comprimento: 8.40m  
a rugosidade das juntas é lisa-quebrada (pouco quebrada)  
bussola: 2705



**Planilha de Mapeamento Geomecânico**Número: *scan05*Mina: **Barro Branco**Data: **27/02/2002**Localização painel: Eixo  
galeria: 2-4  
câmara: 73.00

Orientação da Face: Orientação da Scanline (Azim): 67 graus

Número de famílias: 2

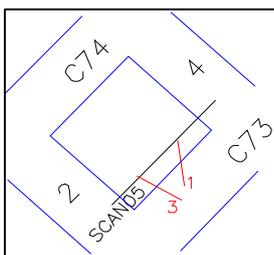
Orientação:	3			Tipo:			junta		
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade	14	13	9	8	17	16	8	13	
Persistência	20-120	10-90	5-80	5-100	5-60	5-80	5-60	5-110	
Abertura	fechado								
Rugosidade	lisa								

**Perfil**

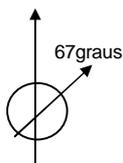
Orientação:	1		Tipo:		junta				
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade	10	15	12	9	15	12	7	14	
Persistência	10-120	10-120	10-110	10-130	5-90	10-100	5-80	5-80	
Abertura	fechado								
Rugosidade	lisa								

Orientação:	Tipo:		slikenside (espelho de falha)						
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade								1	
Persistência								140	
Abertura								fechado	
Rugosidade								lisa	

Orientação:	Tipo:		fratura						
Área:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Densidade									1
Persistência									>1
Abertura									fechado
Rugosidade									lisa-ondul

**Observações e croquis:**

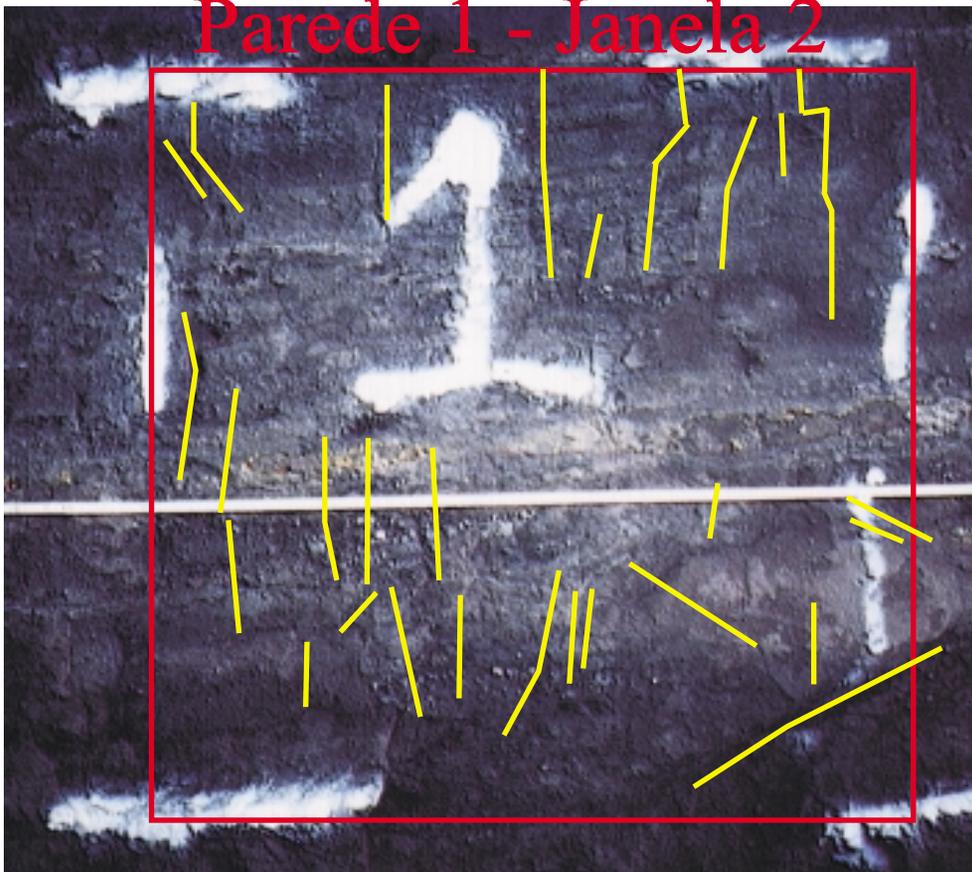
perfil da camada Bonito será descrito no texto da tese  
 não foi detectada a família de juntas #2  
 comprimento: 8.70m  
 a rugosidade das juntas é lisa-quebrada (pouco quebrada)  
 bussola: 2707



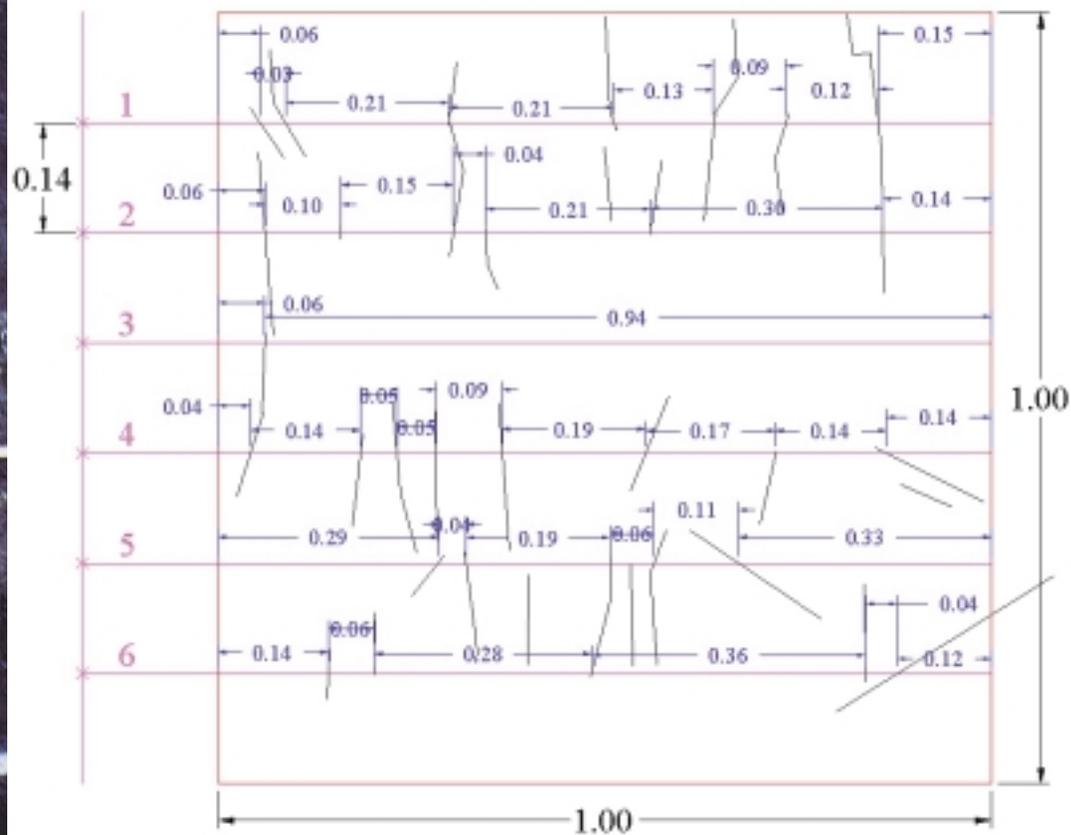
---

*Anexo II – Janelas amostrais para medidas do espaçamento entre  
descontinuidades*

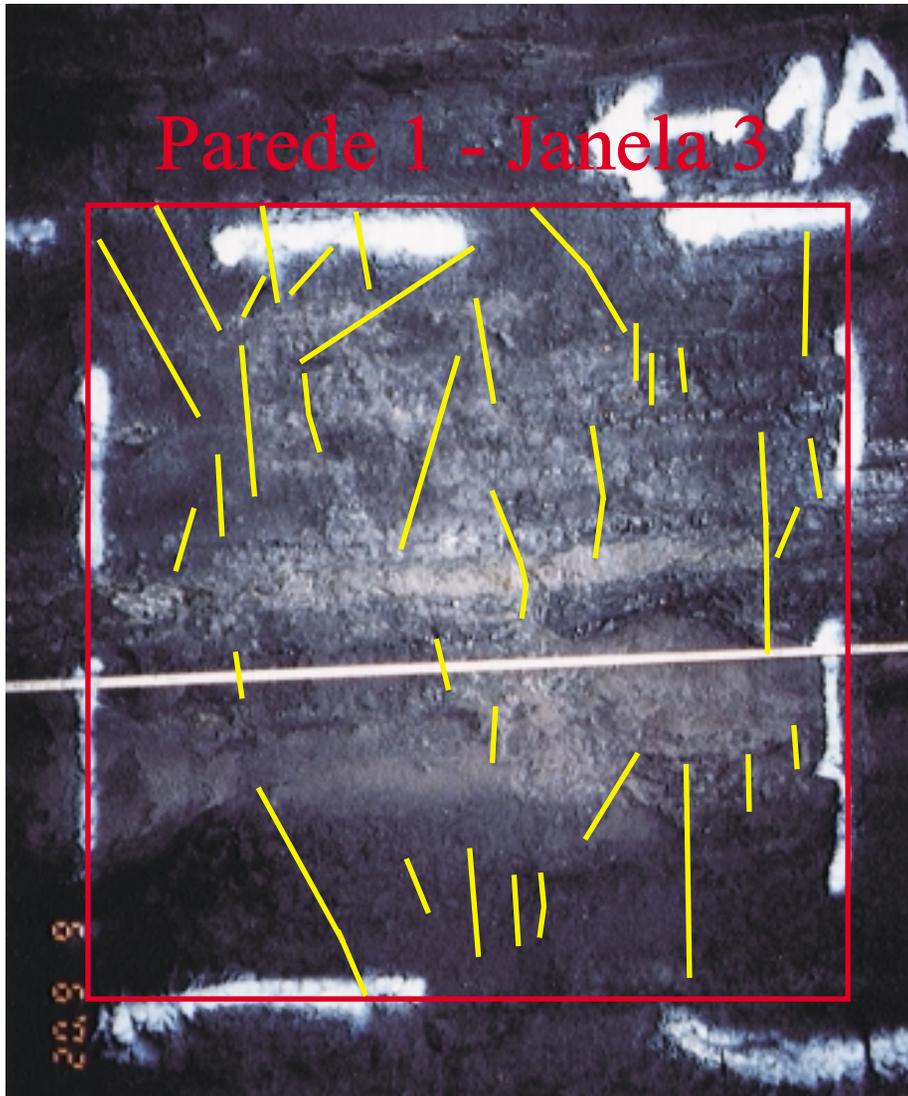
# Parede 1 - Janela 2



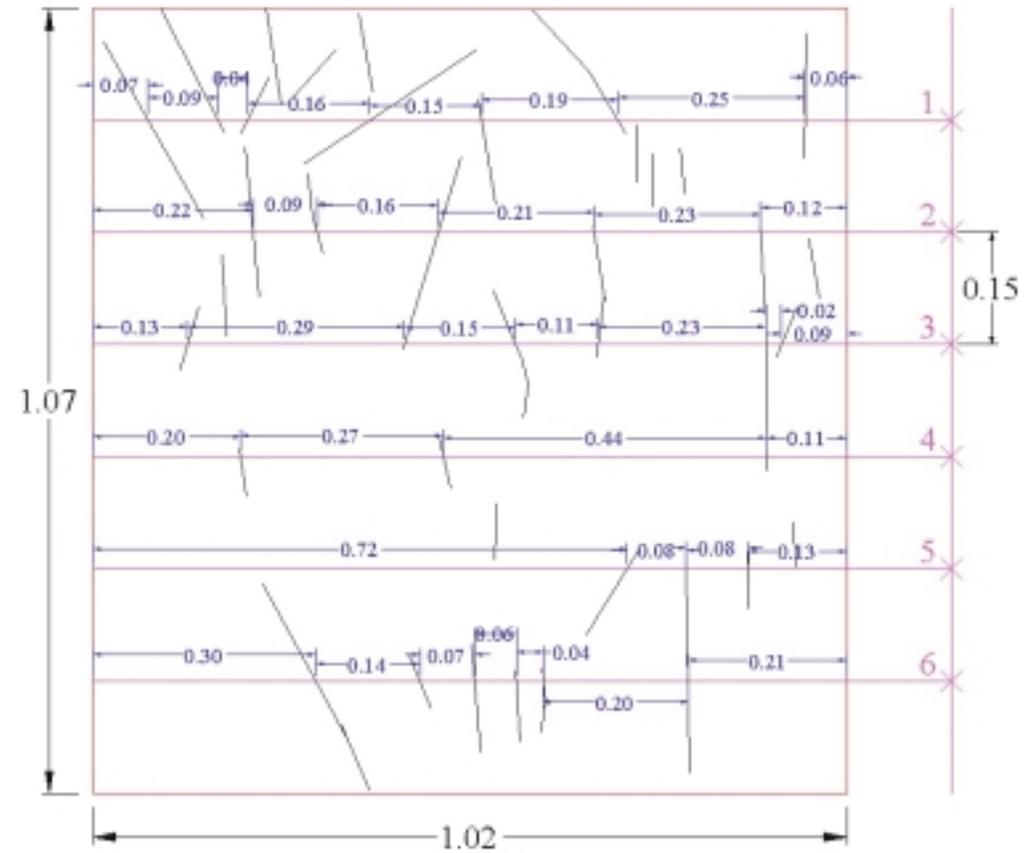
# Parede 1 - Janela 2

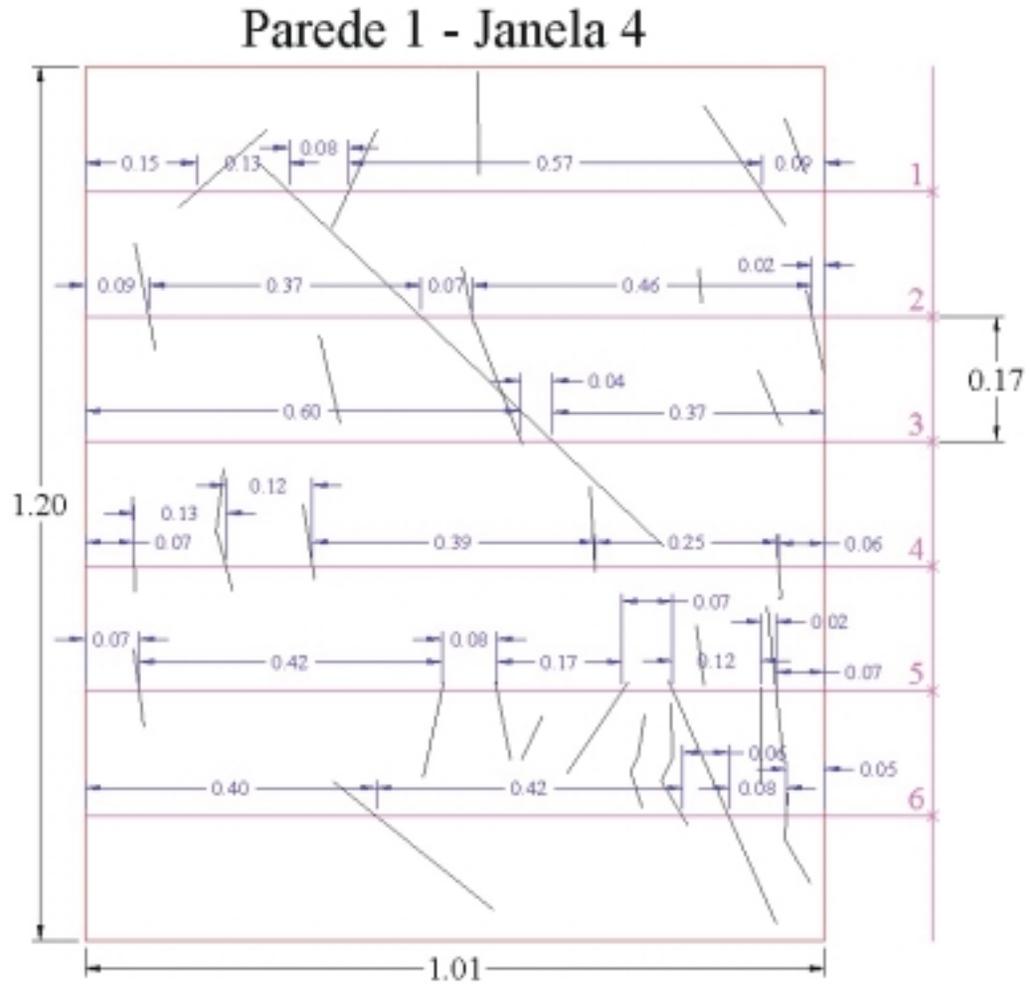
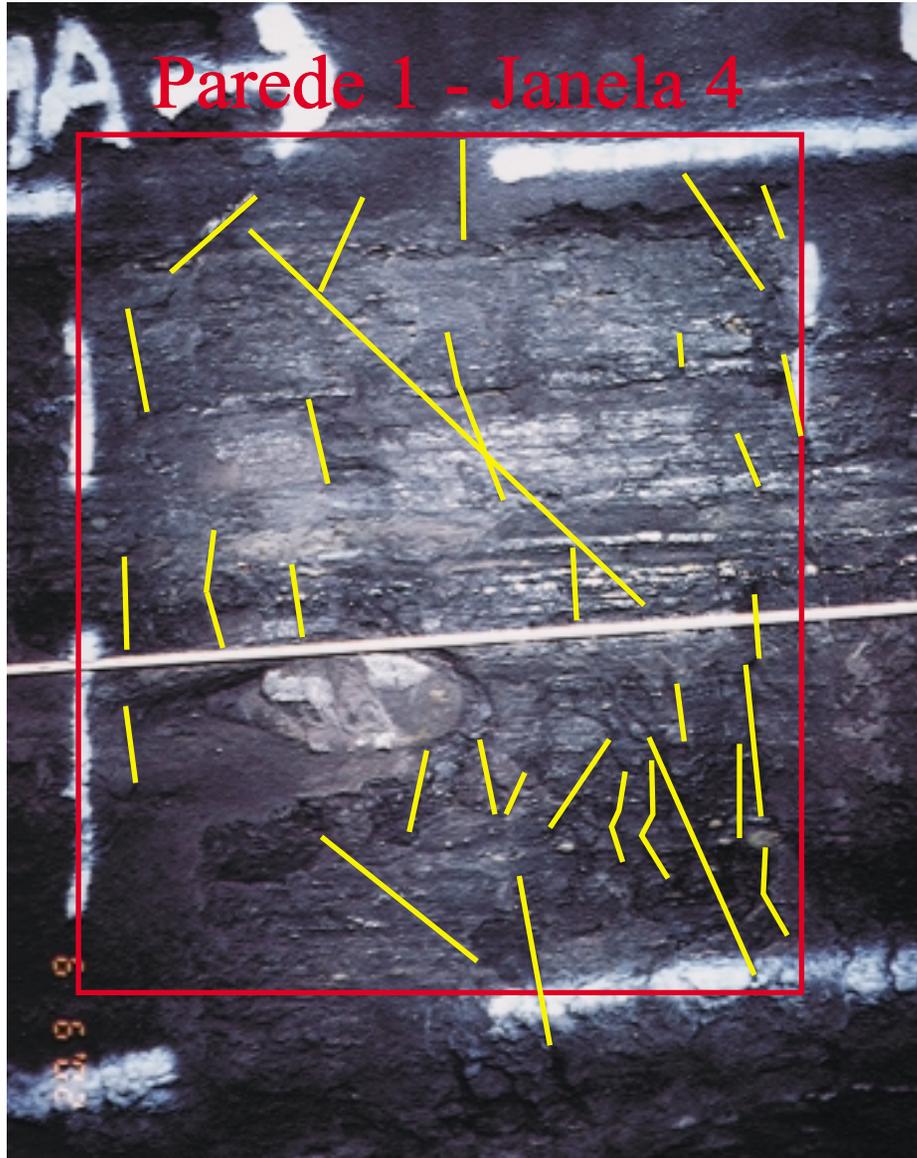


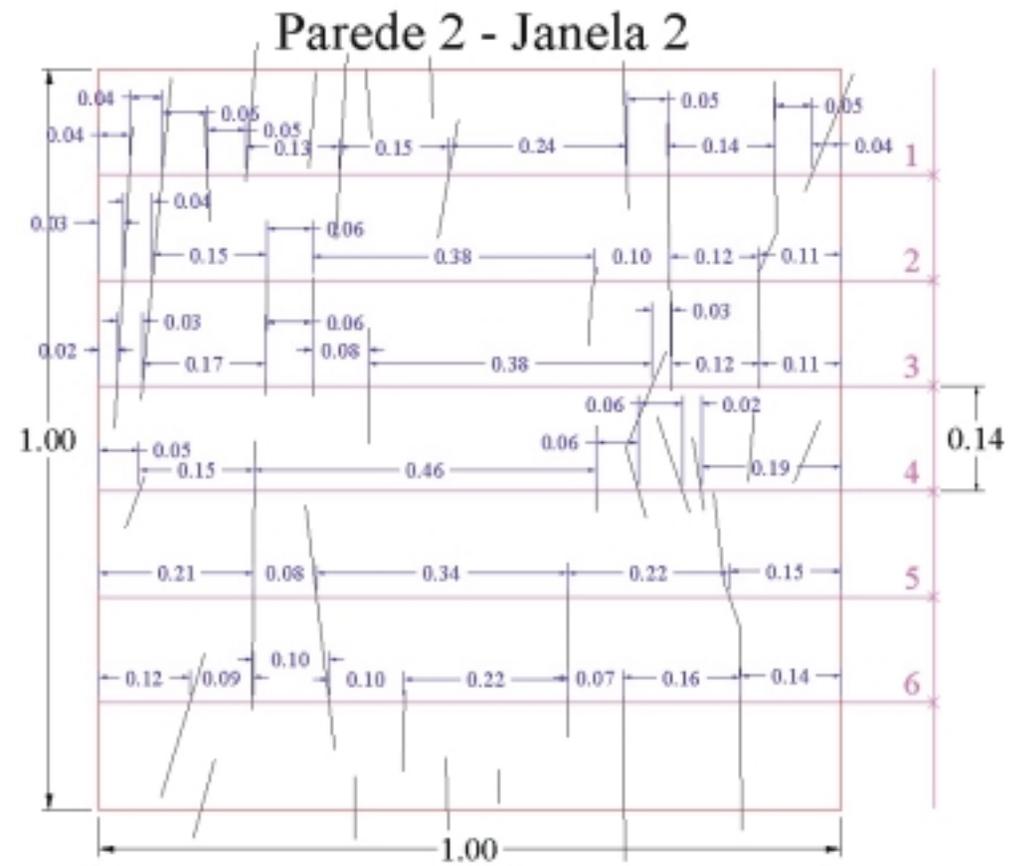
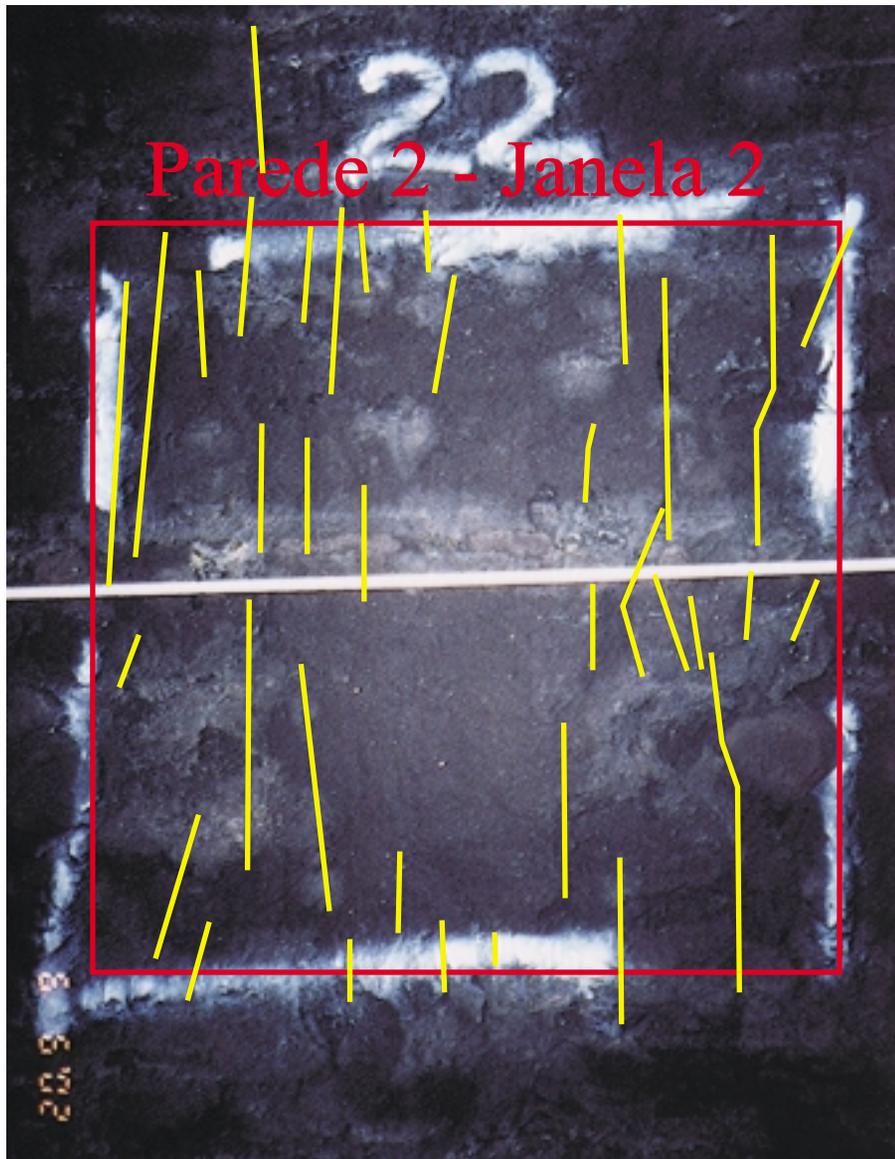
Parede 1 - Janela 3

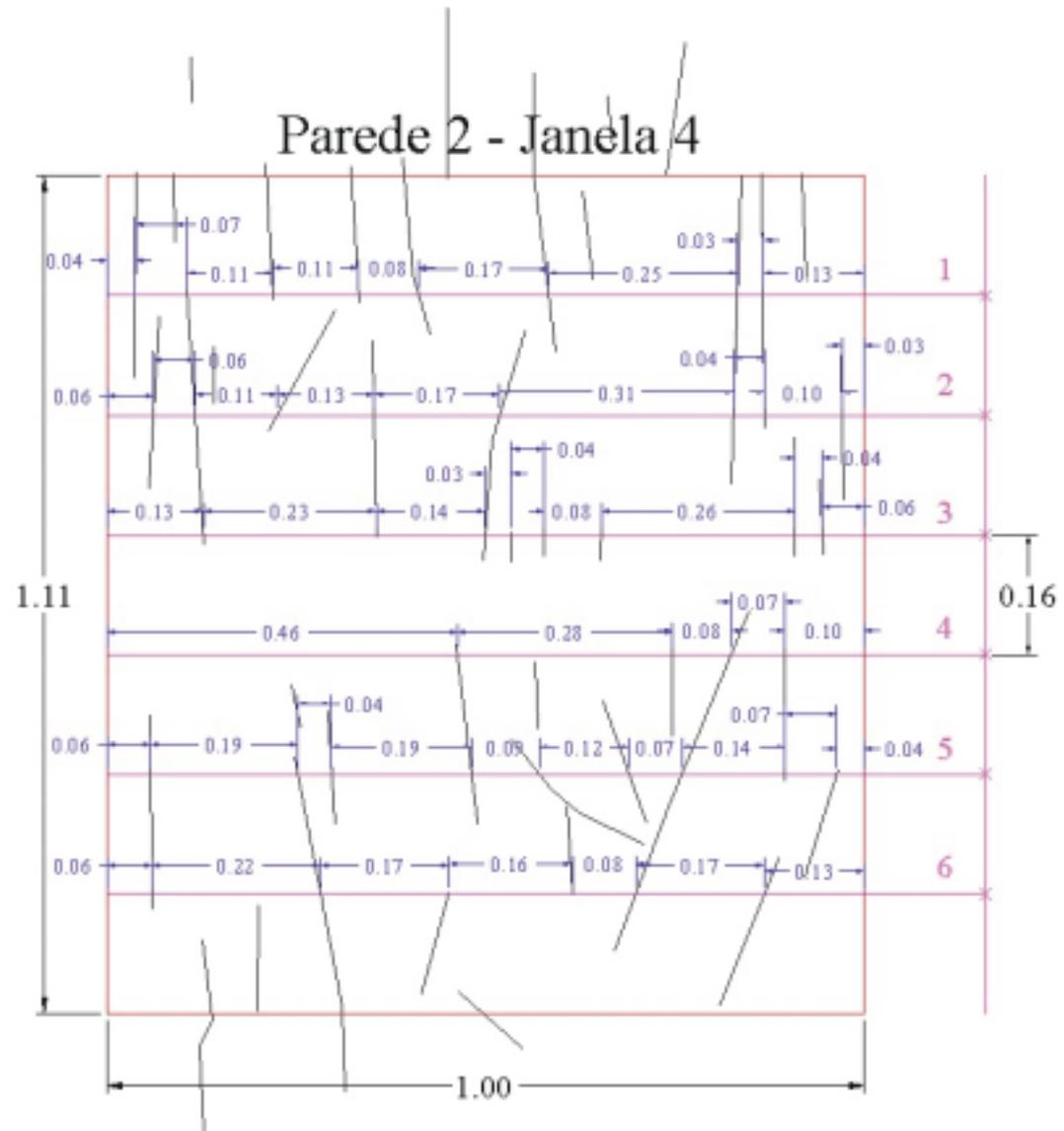
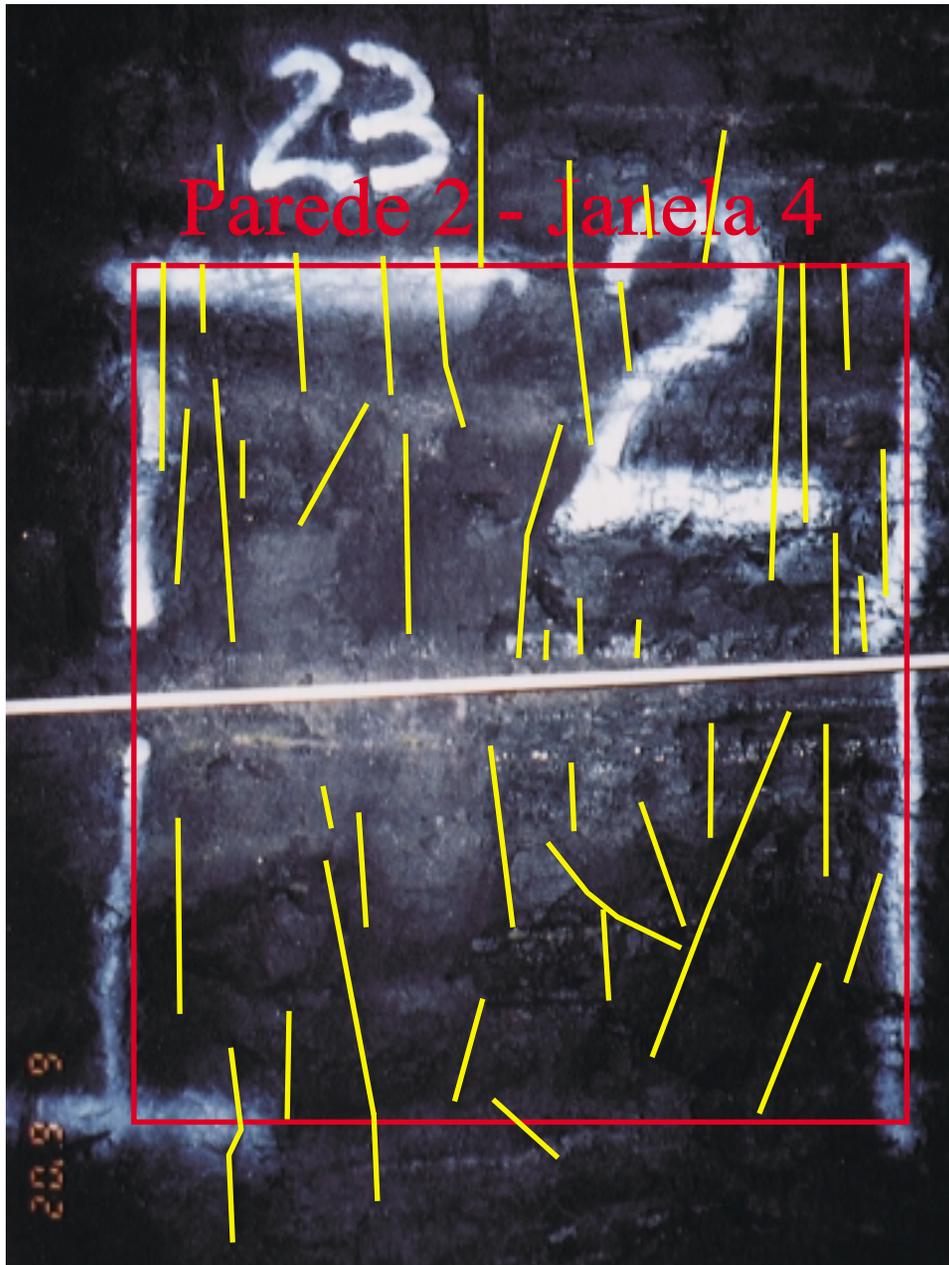


Parede 1 - Janela 3

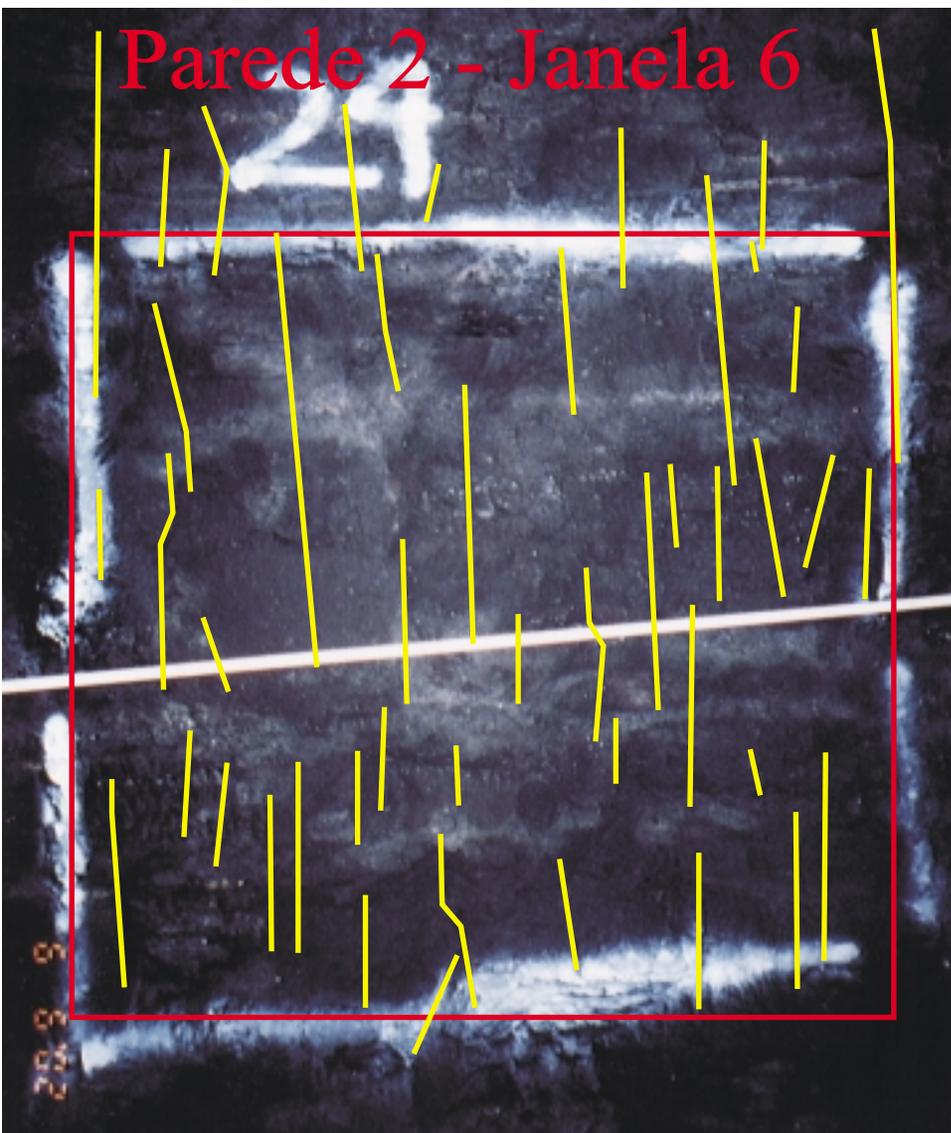




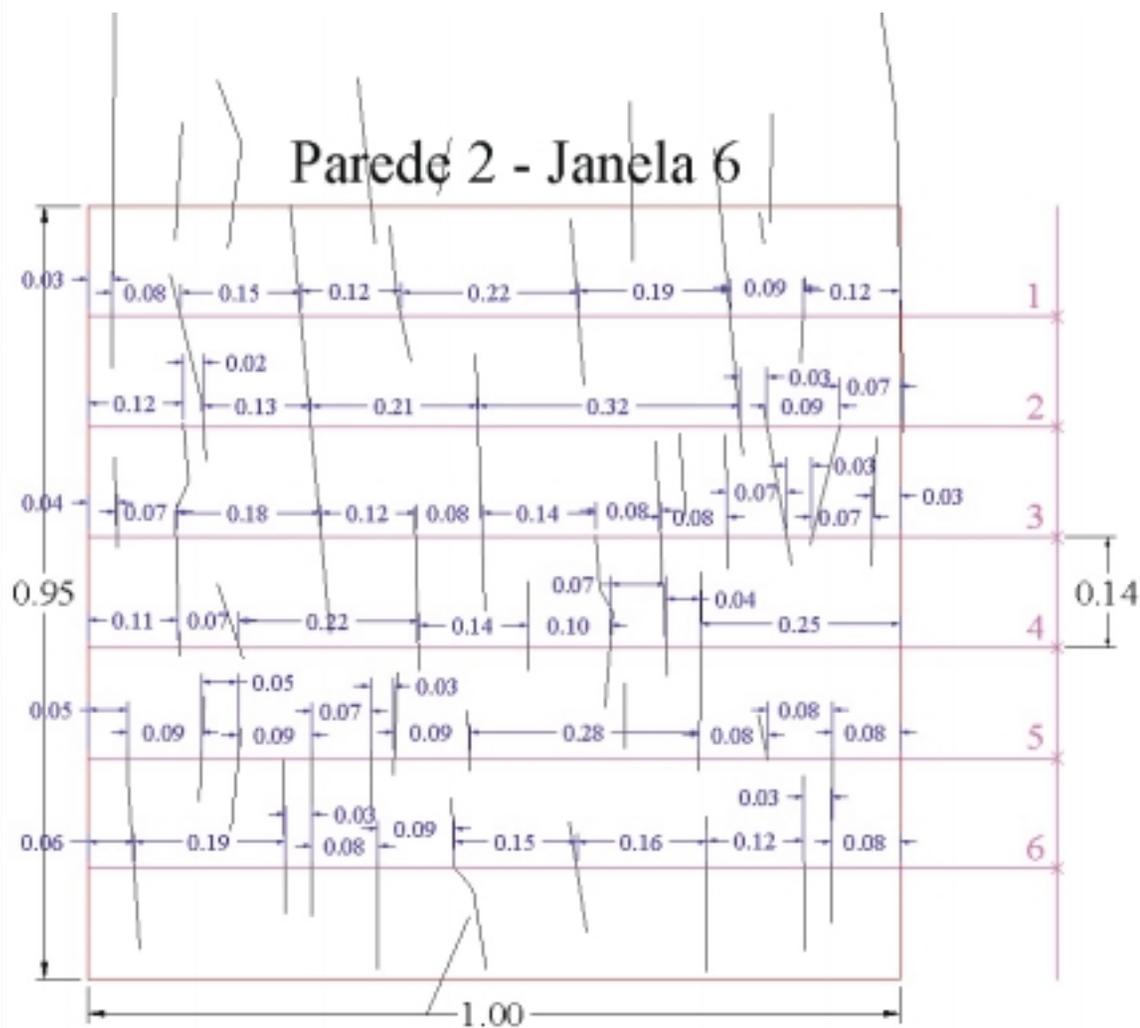




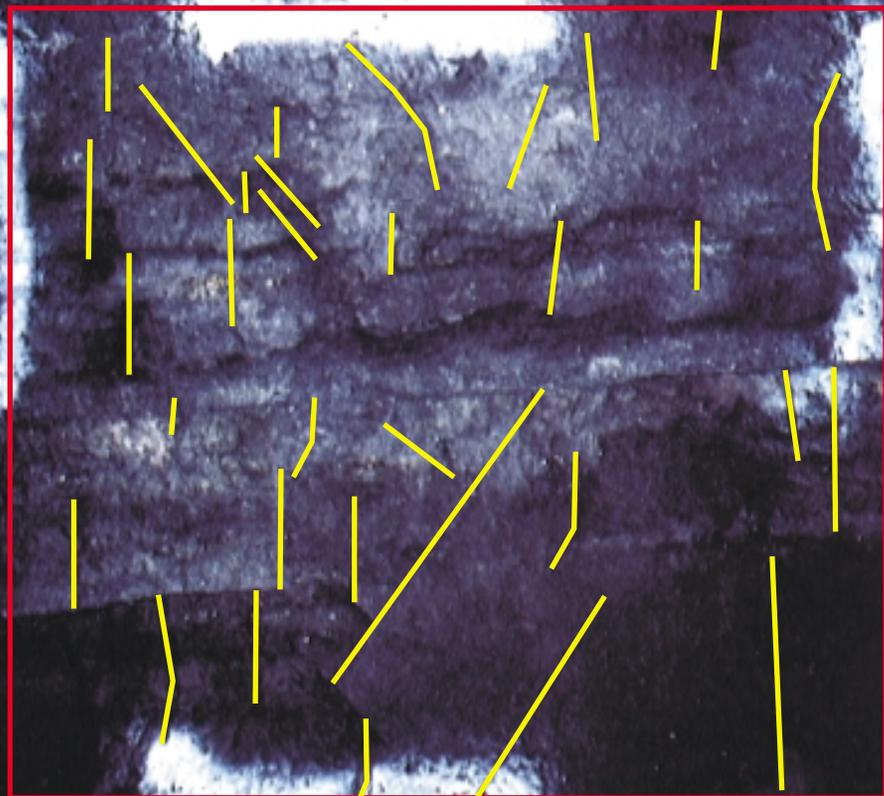
# Parede 2 - Janela 6



# Parede 2 - Janela 6

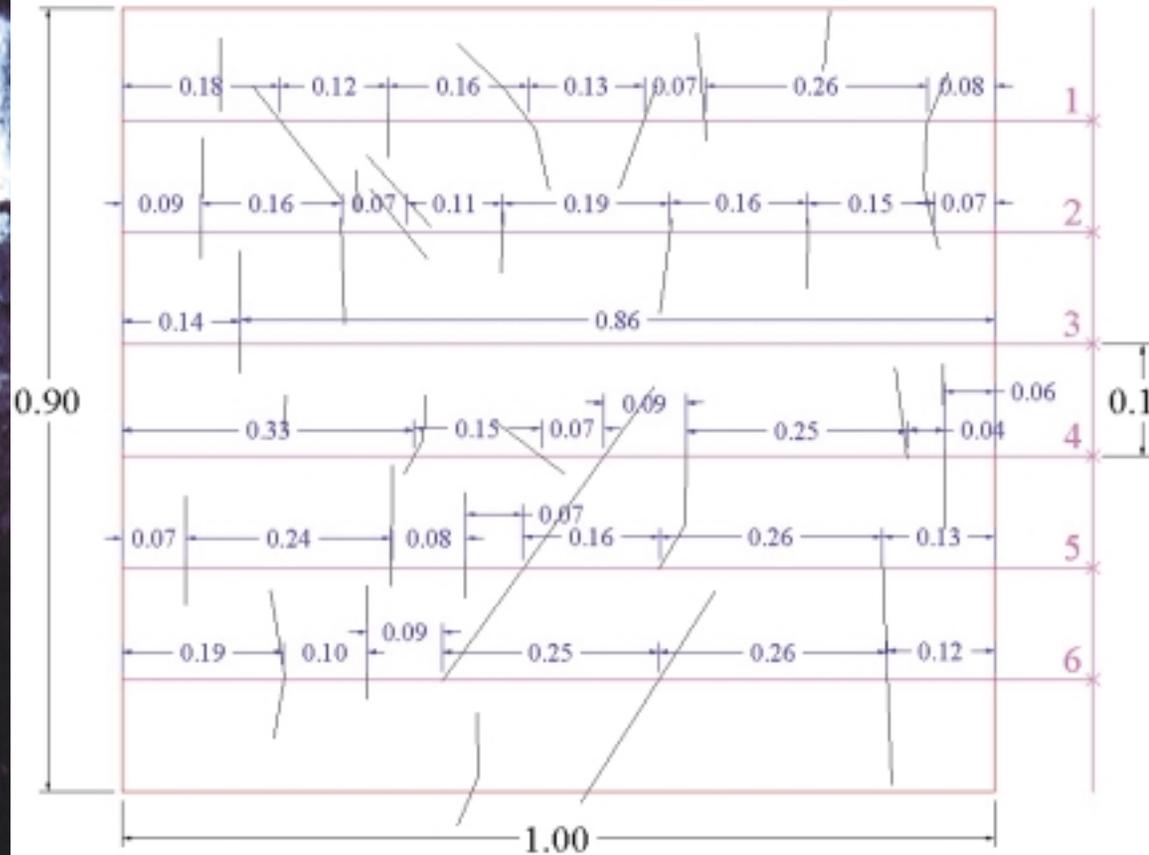


# Parede 3 - Janela 3



2009 09 06 09:07

# Parede 3 - Janela 3

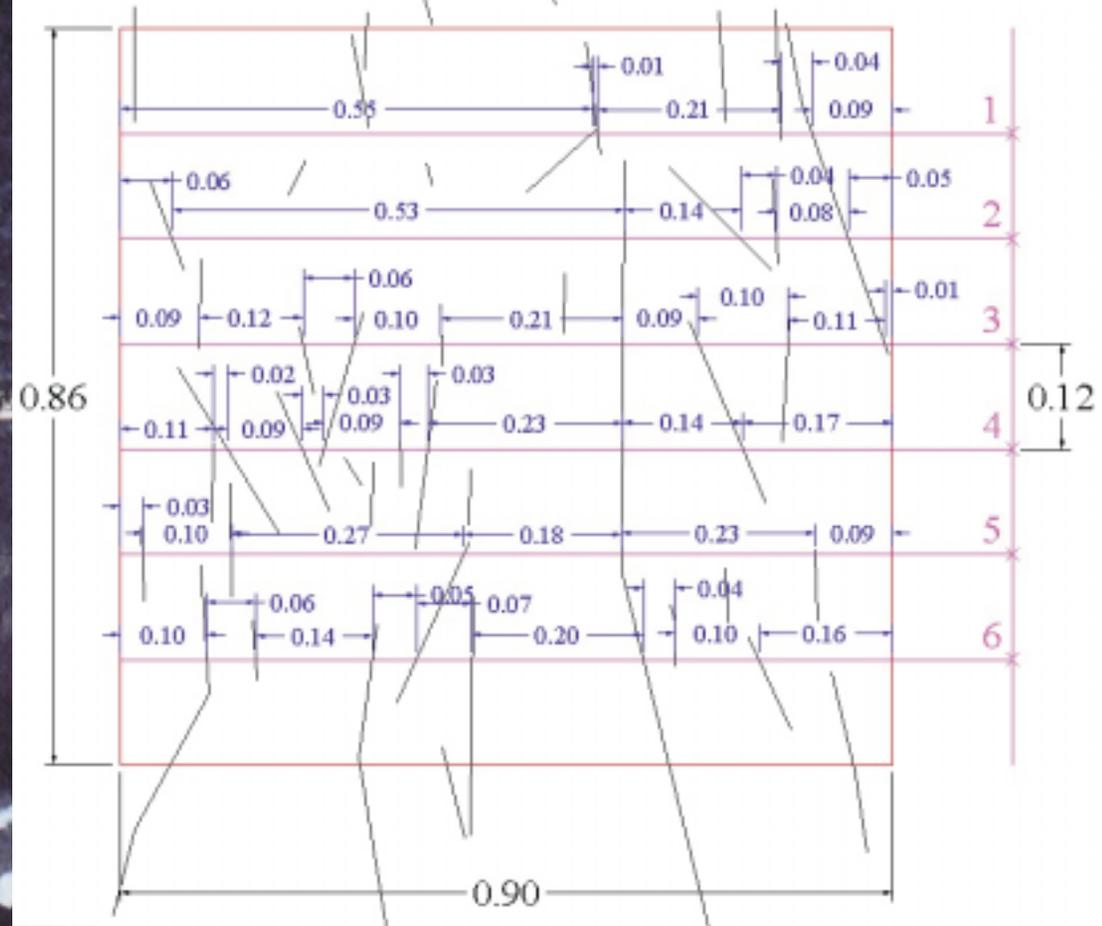


# Parede 3 - Janela 6

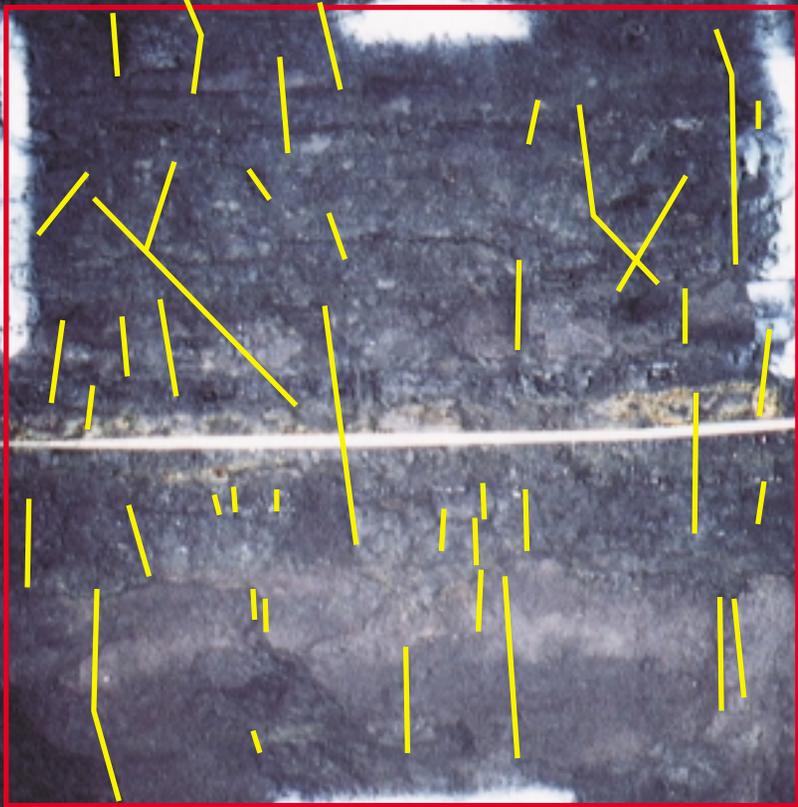


20.5.99

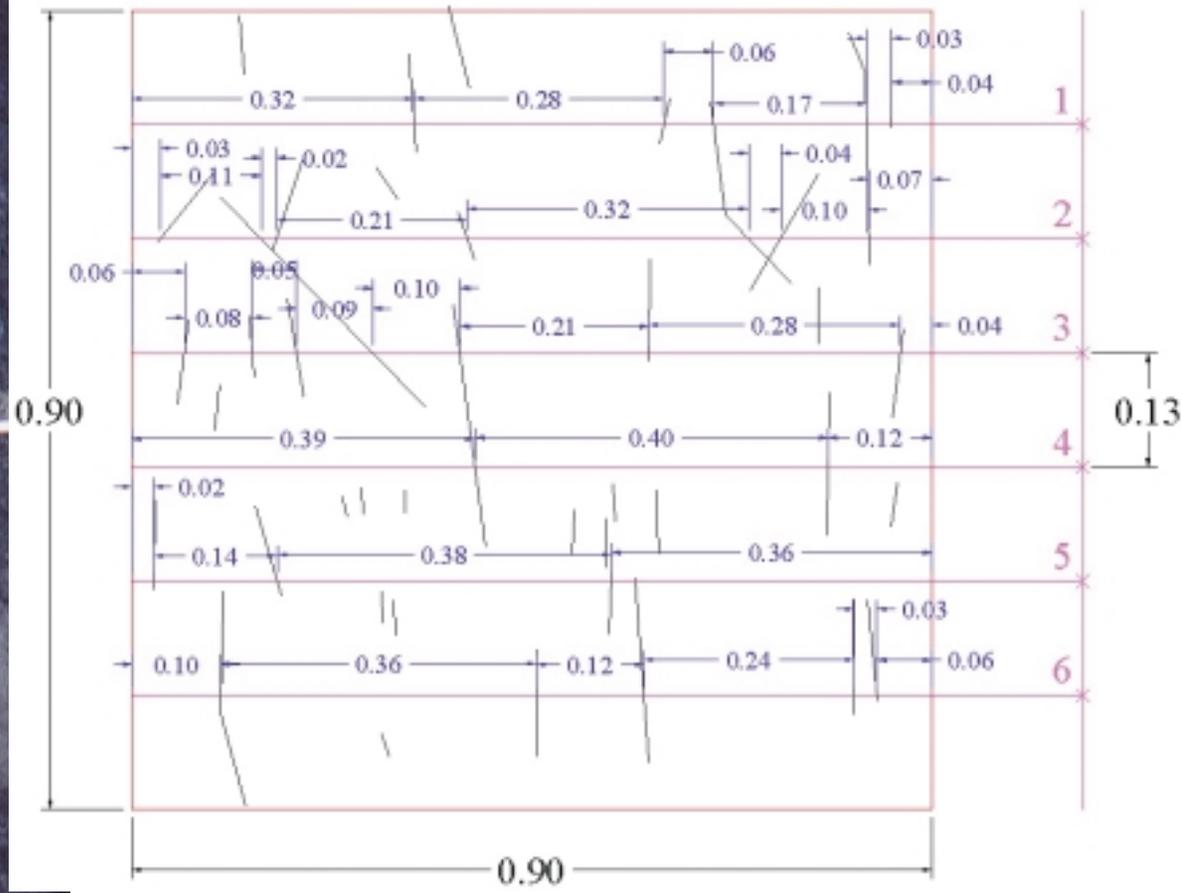
# Parede 3 - Janela 6



# Parede 3 - Janela 7



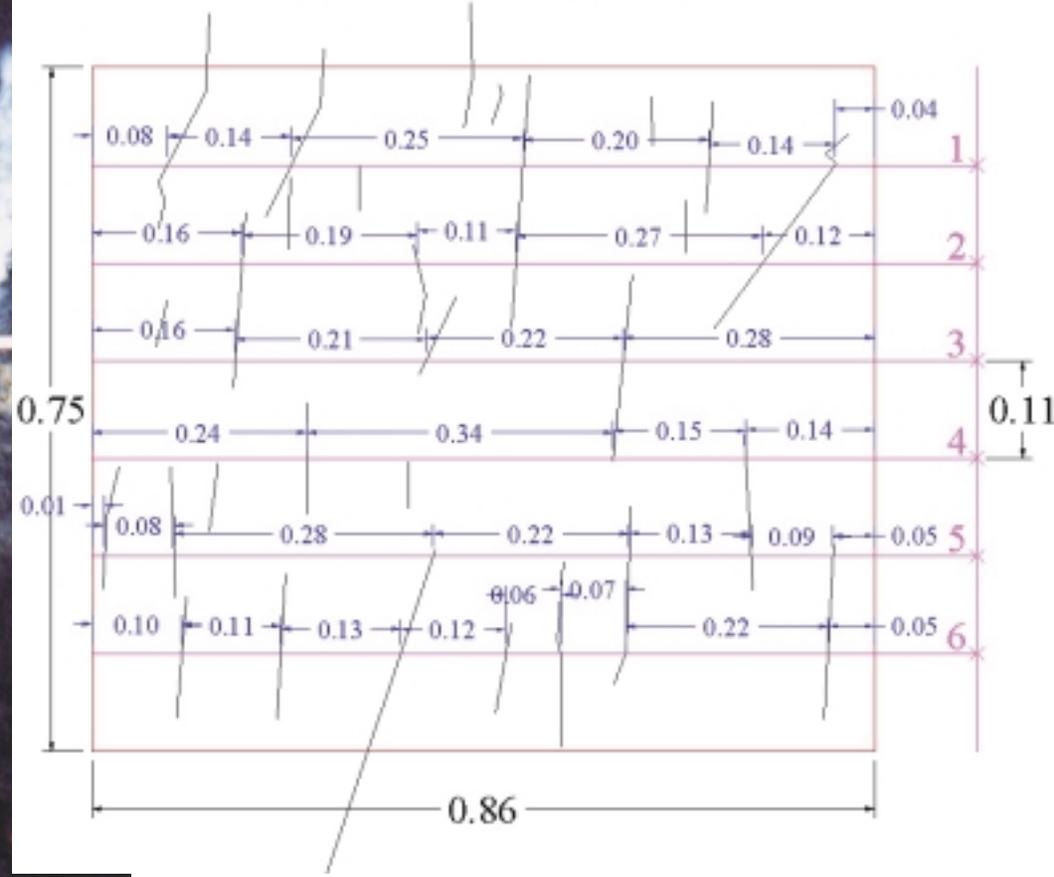
# Parede 3 - Janela 7



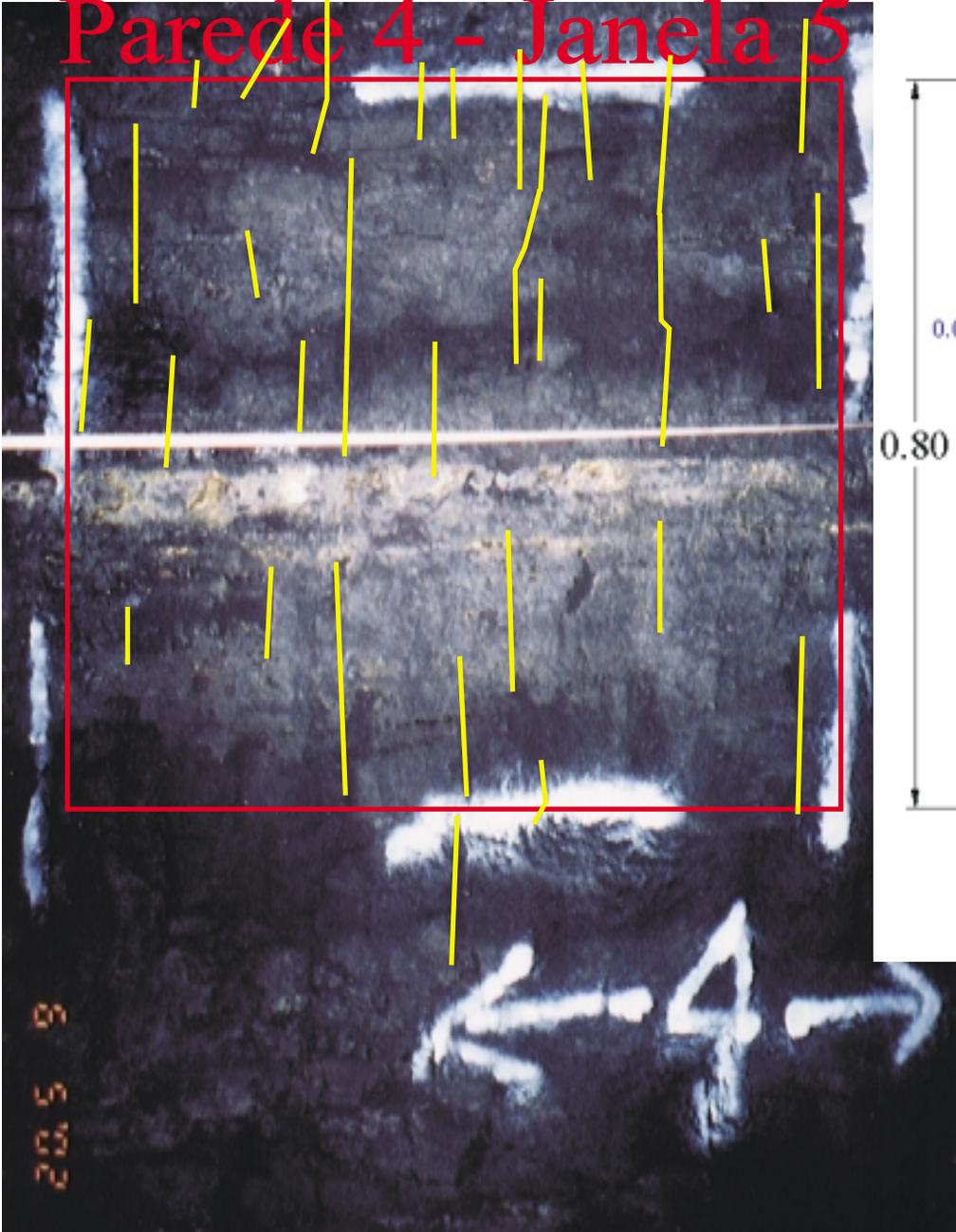
# Parede 4 - Janela 4



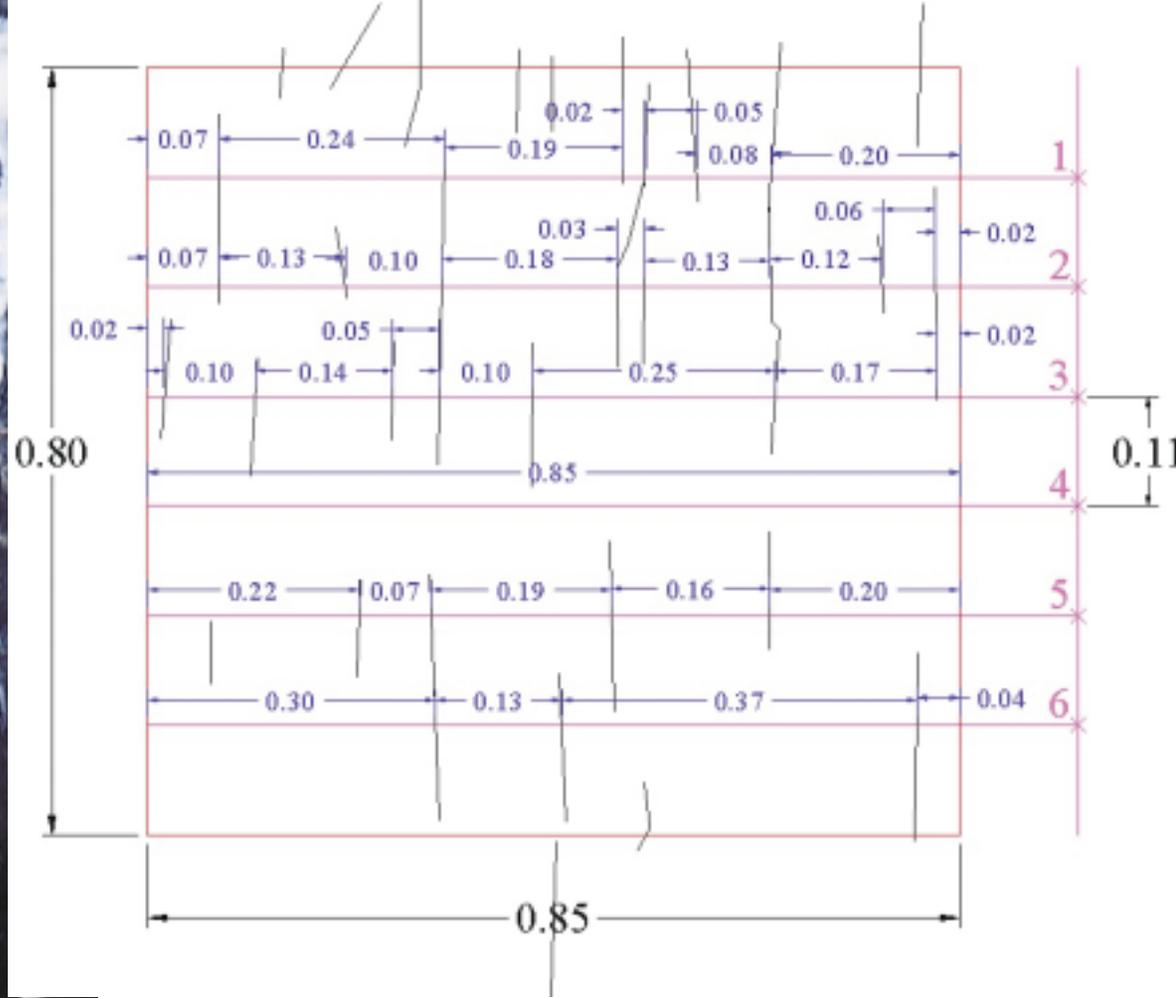
# Parede 4 - Janela 4



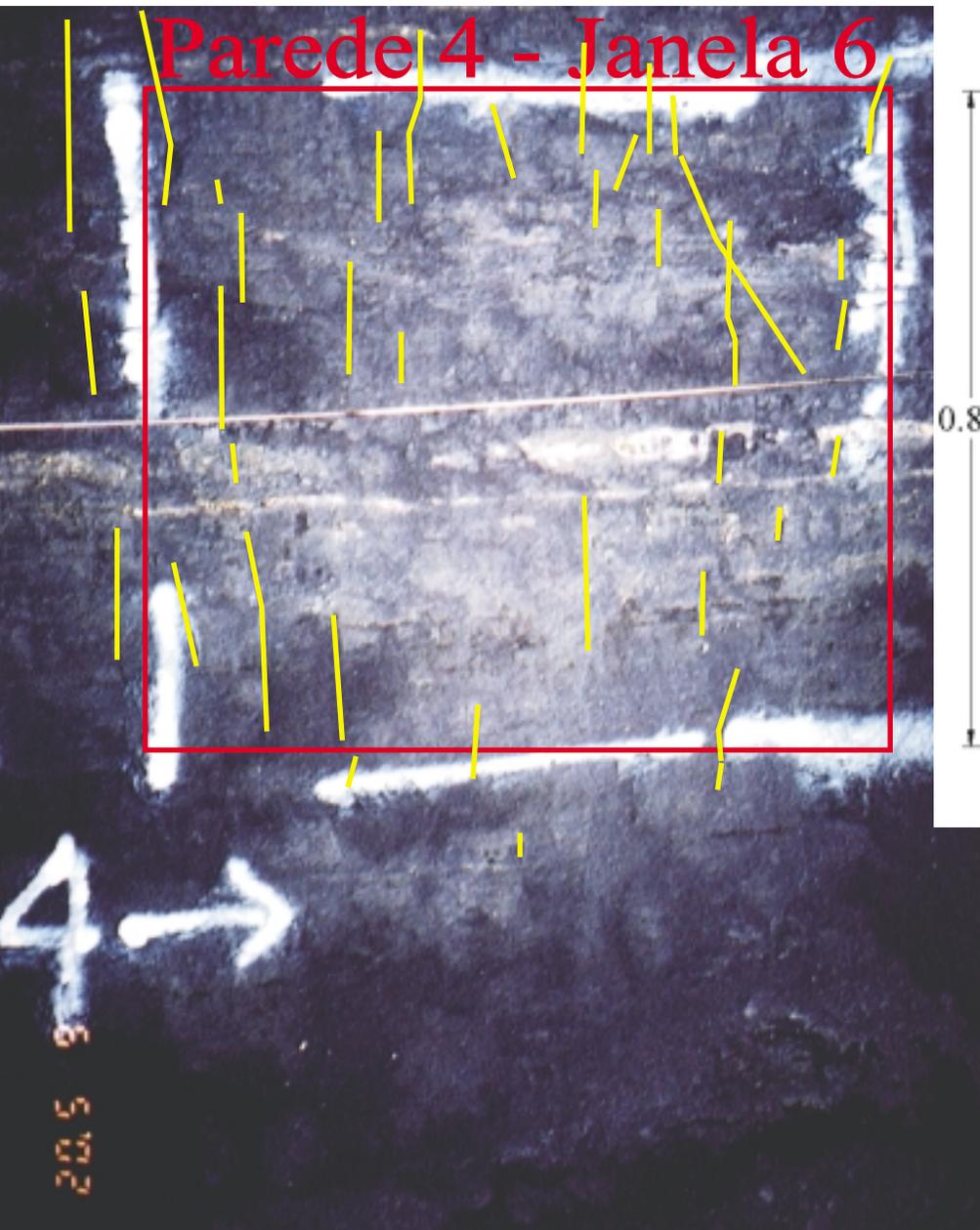
# Parede 4 - Janela 5



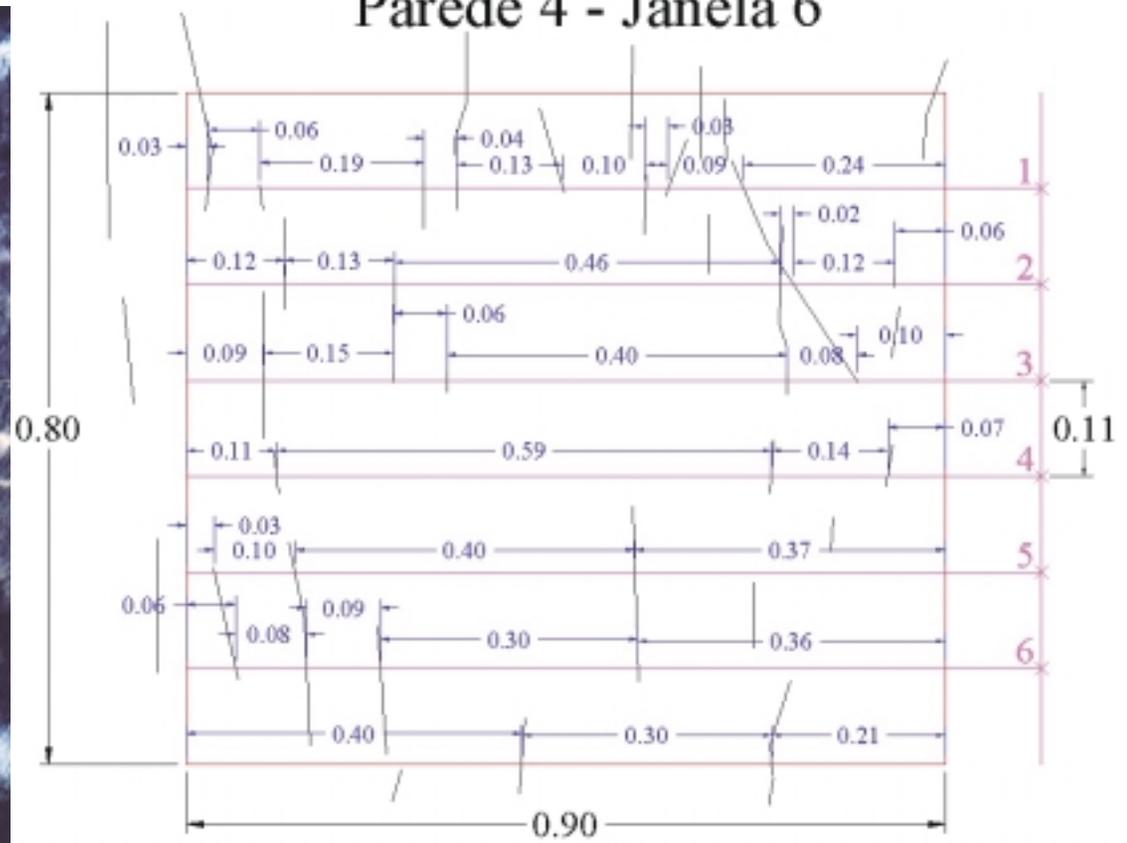
# Parede 4 - Janela 5



# Parede 4 - Janela 6



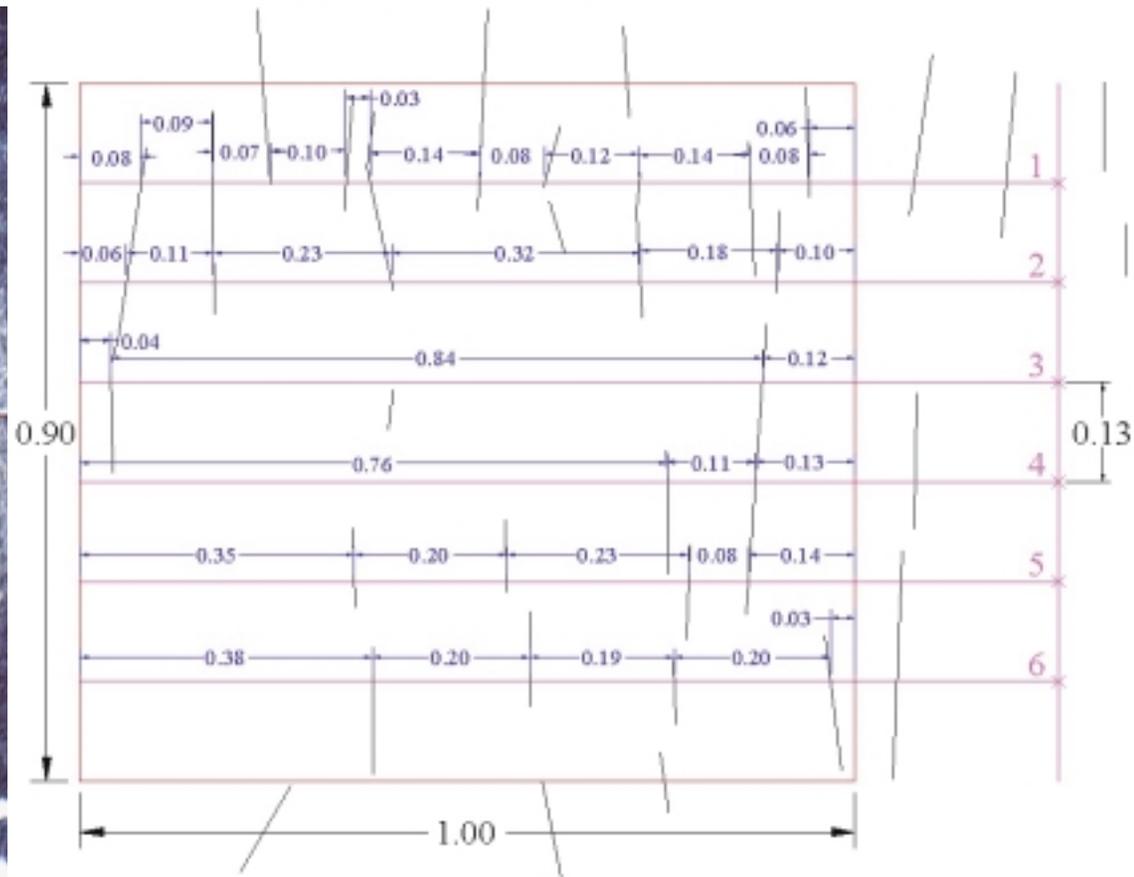
## Parede 4 - Janela 6



# Parede 5 - Janela 2



# Parede 5 - Janela 2



6 5 '02





### Espaçamento Médio a partir de Fotografia

#### Camada da Carvão Bonito

#### Parede 1 - Janela 2

Scanline dentro da Janela	Espaçamentos (m)	Espaçamento Médio dentro da Scanline (m)	Frequência dentro da Scanline ( $\lambda$ )	$0.1*\lambda$	RQD* dentro da Scanline	Soma dos Espaçam.	RQD (Deere,1964)
1	0.06						
1	0.03						
1	0.21						
1	0.21						
1	0.13						
1	0.09						
1	0.12						
1	0.15	0.125	8.000	0.800	80.9	1.0	82.0
2	0.06						
2	0.10						
2	0.15						
2	0.04						
2	0.21						
2	0.30						
2	0.14	0.143	7.000	0.700	84.4	1.0	90.0
3	0.06						
3	0.94	0.500	2.000	0.200	98.2	1.0	94.0
4	0.04						
4	0.14						
4	0.05						
4	0.05						
4	0.09						
4	0.19						
4	0.17						
4	0.14						
4	0.14	0.112	8.911	0.891	77.6	1.0	77.2
5	0.29						
5	0.04						
5	0.19						
5	0.06						
5	0.11						
5	0.33	0.170	5.882	0.588	88.2	1.0	90.2
6	0.14						
6	0.06						
6	0.28						
6	0.36						
6	0.04						
6	0.12	0.167	6.000	0.600	87.8	1.0	90.0
Média	0.159		6.302	0.630	86.8	6.03	87.2

Número de fraturas por metro quadrado ( $\lambda_2$ )	32 frat/m <sup>2</sup>
Área da Janela	1.00 m <sup>2</sup>
Área de influência média das fraturas	0.0313 m <sup>2</sup>
Espaçamento médio entre as fraturas	0.177 m

### Espaçamento Médio a partir de Fotografia

#### Camada da Carvão Bonito

#### Parede 1 - Janela 3

Scanline dentro da Janela	Espaçamentos (m)	Espaçamento Médio dentro da Scanline (m)	Frequência dentro da Scanline ( $\lambda$ )	$0.1*\lambda$	RQD* dentro da Scanline	Soma dos Espaçam.	RQD (Deere,1964)
1	0.07						
1	0.09						
1	0.04						
1	0.16						
1	0.15						
1	0.19						
1	0.25						
1	0.06	0.126	7.921	0.792	81.2	1.0	74.3
2	0.22						
2	0.09						
2	0.16						
2	0.21						
2	0.23						
2	0.12	0.172	5.825	0.583	88.4	1.0	91.3
3	0.13						
3	0.29						
3	0.15						
3	0.11						
3	0.23						
3	0.02						
3	0.09	0.146	6.863	0.686	84.9	1.0	89.2
4	0.20						
4	0.27						
4	0.44						
4	0.11	0.255	3.922	0.392	94.1	1.0	100.0
5	0.72						
5	0.08						
5	0.08						
5	0.13	0.253	3.960	0.396	94.0	1.0	84.2
6	0.30						
6	0.14						
6	0.07						
6	0.06						
6	0.04						
6	0.20						
6	0.21	0.146	6.863	0.686	84.9	1.0	83.3
Média	0.170		5.892	0.589	88.2	6.11	87.0

---

Número de fraturas por metro quadrado ( $\lambda_2$ )	35 frat/m <sup>2</sup>
Área da Janela	1.09 m <sup>2</sup>
Área de influência média das fraturas	0.0311 m <sup>2</sup>
Espaçamento médio entre as fraturas	0.176 m

---

### Espaçamento Médio a partir de Fotografia

#### Camada da Carvão Bonito

#### Parede 1 - Janela 4

Scanline dentro da Janela	Espaçamentos (m)	Espaçamento Médio dentro da Scanline (m)	Frequência dentro da Scanline ( $\lambda$ )	$0.1*\lambda$	RQD* dentro da Scanline	Soma dos Espaçam.	RQD (Deere, 1964)
1	0.15						
1	0.13						
1	0.08						
1	0.57						
1	0.09	0.204	4.902	0.490	91.3	1.0	83.3
2	0.09						
2	0.37						
2	0.07						
2	0.46						
2	0.02	0.202	4.950	0.495	91.1	1.0	82.2
3	0.60						
3	0.04						
3	0.37	0.337	2.970	0.297	96.4	1.0	96.0
4	0.07						
4	0.13						
4	0.12						
4	0.39						
4	0.25						
4	0.06	0.170	5.882	0.588	88.2	1.0	87.3
5	0.07						
5	0.42						
5	0.08						
5	0.17						
5	0.07						
5	0.12						
5	0.02						
5	0.07	0.128	7.843	0.784	81.4	1.0	69.6
6	0.40						
6	0.42						
6	0.06						
6	0.08						
6	0.05	0.202	4.950	0.495	91.1	1.0	81.2
Média	0.190		5.255	0.525	90.2	6.09	83.3

Número de fraturas por metro quadrado ( $\lambda_2$ )	30 frat/m <sup>2</sup>
Área da Janela	1.21 m <sup>2</sup>
Área de influência média das fraturas	0.0403 m <sup>2</sup>
Espaçamento médio entre as fraturas	0.201 m

**Espaçamento Médio a partir de Fotografia**  
**Camada da Carvão Bonito**  
**Parede 2 - Janela 2**

Scanline dentro da Janela	Espaçamentos (m)	Espaçamento Médio dentro da Scanline (m)	Frequência dentro da Scanline ( $\lambda$ )	$0.1*\lambda$	RQD* dentro da Scanline	Soma dos Espaçam.	RQD (Deere,1964)
1	0.04						
1	0.04						
1	0.06						
1	0.05						
1	0.13						
1	0.15						
1	0.24						
1	0.05						
1	0.14						
1	0.05						
1	0.04	0.090	11.111	1.111	69.5	1.0	66.7
2	0.03						
2	0.04						
2	0.15						
2	0.06						
2	0.38						
2	0.10						
2	0.12						
2	0.11	0.124	8.081	0.808	80.6	1.0	86.9
3	0.02						
3	0.03						
3	0.17						
3	0.06						
3	0.08						
3	0.38						
3	0.03						
3	0.12						
3	0.11	0.111	9.000	0.900	77.2	1.0	78.0
4	0.05						
4	0.16						
4	0.46						
4	0.06						
4	0.06						
4	0.02						
4	0.19	0.143	7.000	0.700	84.4	1.0	81.0
5	0.21						
5	0.08						
5	0.34						
5	0.22						
5	0.15	0.200	5.000	0.500	91.0	1.0	92.0
6	0.12						
6	0.09						
6	0.10						
6	0.10						
6	0.22						
6	0.07						
6	0.16						
6	0.14	0.125	8.000	0.800	80.9	1.0	84.0
Média	0.125		8.027	0.803	80.8	5.98	81.4

---

Número de fraturas por metro quadrado ( $\lambda_2$ )	37 frat/m <sup>2</sup>
Área da Janela	1.00 m <sup>2</sup>
Área de influência média das fraturas	0.0270 m <sup>2</sup>
Espaçamento médio entre as fraturas	0.164 m

---

## Espaçamento Médio a partir de Fotografia

### Camada da Carvão Bonito

#### Parede 2 - Janela 4

Scanline dentro da Janela	Espaçamentos (m)	Espaçamento Médio dentro da Scanline (m)	Frequência dentro da Scanline ( $\lambda$ )	$0.1*\lambda$	RQD* dentro da Scanline	Soma dos Espaçam.	RQD (Deere,1964)
1	0.04						
1	0.07						
1	0.11						
1	0.11						
1	0.08						
1	0.17						
1	0.25						
1	0.03						
1	0.13	0.110	9.091	0.909	76.9	1.0	77.8
2	0.06						
2	0.06						
2	0.11						
2	0.13						
2	0.17						
2	0.31						
2	0.04						
2	0.10						
2	0.03	0.112	8.911	0.891	77.6	1.0	81.2
3	0.13						
3	0.23						
3	0.14						
3	0.03						
3	0.04						
3	0.08						
3	0.26						
3	0.04						
3	0.06	0.112	8.911	0.891	77.6	1.0	75.2
4	0.46						
4	0.28						
4	0.08						
4	0.07						
4	0.10	0.198	5.051	0.505	90.8	1.0	84.8
5	0.06						
5	0.19						
5	0.04						
5	0.19						
5	0.09						
5	0.12						
5	0.07						
5	0.14						
5	0.07						
5	0.04	0.101	9.901	0.990	73.9	1.0	50.5
6	0.06						
6	0.22						
6	0.17						
6	0.16						
6	0.08						
6	0.17						
6	0.13	0.155	6.452	0.645	86.3	0.9	91.4
Média	0.122		8.167	0.817	80.3	6.0	76.8

Número de fraturas por metro quadrado ( $\lambda_2$ ) 40 frat/m<sup>2</sup>

Área da Janela 1.10 m<sup>2</sup>

Área de influência média das fraturas 0.0275 m<sup>2</sup>

Espaçamento médio entre as fraturas 0.166 m

**Espaçamento Médio a partir de Fotografia**

**Camada da Carvão Bonito**

**Parede 2 - Janela 6**

Scanline dentro da Janela	Espaçamentos (m)	Espaçamento Médio dentro da Scanline (m)	Frequência dentro da Scanline ( $\lambda$ )	$0.1*\lambda$	RQD* dentro da Scanline	Soma dos Espaçam.	RQD (Deere,1964)
1	0.03						
1	0.08						
1	0.15						
1	0.12						
1	0.22						
1	0.19						
1	0.09						
1	0.12	0.125	8.000	0.800	80.9	1.0	80.0
2	0.12						
2	0.02						
2	0.13						
2	0.21						
2	0.32						
2	0.03						
2	0.09						
2	0.07	0.124	8.081	0.808	80.6	1.0	78.8
3	0.11						
3	0.18						
3	0.12						
3	0.08						
3	0.14						
3	0.08						
3	0.08						
3	0.07						
3	0.11						
3	0.03	0.100	10.000	1.000	73.6	1.0	66.0
4	0.11						
4	0.07						
4	0.22						
4	0.14						
4	0.10						
4	0.07						
4	0.04						
4	0.25	0.125	8.000	0.800	80.9	1.0	82.0
5	0.05						
5	0.09						
5	0.05						
5	0.09						
5	0.07						
5	0.03						
5	0.09						
5	0.28						
5	0.08						
5	0.08	0.090	11.111	1.111	69.5	1.0	28.3
6	0.06						
6	0.19						
6	0.03						
6	0.08						
6	0.09						
6	0.15						
6	0.16						
6	0.12						
6	0.03						
6	0.08	0.099	10.101	1.010	73.2	1.0	62.6
Média	0.109		9.213	0.921	76.5	5.97	66.3

Número de fraturas por metro quadrado ( $\lambda_2$ )	47 frat/m <sup>2</sup>
Área da Janela	0.95 m <sup>2</sup>
Área de influência média das fraturas	0.0202 m <sup>2</sup>
Espaçamento médio entre as fraturas	0.142 m

**Espaçamento Médio a partir de Fotografia**  
**Camada da Carvão Bonito**  
**Parede 3 - Janela 3**

Scanline dentro da Janela	Espaçamentos (m)	Espaçamento Médio dentro da Scanline (m)	Frequência dentro da Scanline ( $\lambda$ )	$0.1*\lambda$	RQD* dentro da Scanline	Soma dos Espaçam.	RQD (Deere,1964)
1	0.18						
1	0.12						
1	0.16						
1	0.13						
1	0.07						
1	0.26						
1	0.08	0.143	7.000	0.700	84.4	1.0	85.0
2	0.09						
2	0.16						
2	0.07						
2	0.11						
2	0.19						
2	0.16						
2	0.15						
2	0.07	0.125	8.000	0.800	80.9	1.0	77.0
3	0.14						
3	0.86	0.500	2.000	0.200	98.2	1.0	100.0
4	0.33						
4	0.15						
4	0.07						
4	0.09						
4	0.25						
4	0.04						
4	0.06	0.141	7.071	0.707	84.2	1.0	73.7
5	0.07						
5	0.24						
5	0.08						
5	0.07						
5	0.16						
5	0.26						
5	0.13	0.144	6.931	0.693	84.7	1.0	78.2
6	0.19						
6	0.10						
6	0.09						
6	0.25						
6	0.26						
6	0.12	0.168	5.941	0.594	88.0	1.0	91.1
Média	0.162		6.156	0.616	87.3	6.01	84.2

---

Número de fraturas por metro quadrado ( $\lambda_2$ )	32 frat/m <sup>2</sup>
Área da Janela	0.90 m <sup>2</sup>
Área de influência média das fraturas	0.0281 m <sup>2</sup>
Espaçamento médio entre as fraturas	0.168 m

---

**Espaçamento Médio a partir de Fotografia**  
**Camada da Carvão Bonito**  
**Parede 3 - Janela 6**

Scanline dentro da Janela	Espaçamentos (m)	Espaçamento Médio dentro da Scanline (m)	Frequência dentro da Scanline ( $\lambda$ )	$0.1*\lambda$	RQD* dentro da Scanline	Soma dos Espaçam.	RQD (Deere,1964)
1	0.55						
1	0.01						
1	0.21						
1	0.04						
1	0.09	0.180	5.556	0.556	89.3	0.9	84.4
2	0.06						
2	0.53						
2	0.14						
2	0.04						
2	0.08						
2	0.05	0.150	6.667	0.667	85.6	0.9	74.4
3	0.09						
3	0.12						
3	0.06						
3	0.10						
3	0.21						
3	0.09						
3	0.10						
3	0.11						
3	0.01	0.099	10.112	1.011	73.2	0.9	71.9
4	0.11						
4	0.02						
4	0.09						
4	0.03						
4	0.09						
4	0.03						
4	0.23						
4	0.14						
4	0.17	0.101	9.890	0.989	74.0	0.9	71.4
5	0.03						
5	0.10						
5	0.27						
5	0.18						
5	0.23						
5	0.09	0.150	6.667	0.667	85.6	0.9	86.7
6	0.10						
6	0.06						
6	0.14						
6	0.05						
6	0.07						
6	0.20						
6	0.04						
6	0.10						
6	0.16	0.102	9.783	0.978	74.4	0.9	76.1
Média	0.123		8.118	0.812	80.5	5.42	77.5

Número de fraturas por metro quadrado ( $\lambda_2$ )	40 frat/m <sup>2</sup>
Área da Janela	0.77 m <sup>2</sup>
Área de influência média das fraturas	0.0193 m <sup>2</sup>
Espaçamento médio entre as fraturas	0.139 m

## Espaçamento Médio a partir de Fotografia

### Camada da Carvão Bonito

#### Parede 3 - Janela 7

Scanline dentro da Janela	Espaçamentos (m)	Espaçamento Médio dentro da Scanline (m)	Frequência dentro da Scanline ( $\lambda$ )	$0.1*\lambda$	RQD* dentro da Scanline	Soma dos Espaçam.	RQD (Deere,1964)
1	0.32						
1	0.28						
1	0.06						
1	0.17						
1	0.03						
1	0.04	0.150	6.667	0.667	85.6	0.9	85.6
2	0.03						
2	0.11						
2	0.02						
2	0.21						
2	0.32						
2	0.04						
2	0.10						
2	0.07	0.113	8.889	0.889	77.7	0.9	82.2
3	0.06						
3	0.08						
3	0.05						
3	0.09						
3	0.10						
3	0.21						
3	0.28						
3	0.04	0.114	8.791	0.879	78.0	0.9	64.8
4	0.39						
4	0.40						
4	0.12	0.303	3.297	0.330	95.6	0.9	100.0
5	0.02						
5	0.14						
5	0.38						
5	0.36	0.225	4.444	0.444	92.6	0.9	97.8
6	0.10						
6	0.36						
6	0.12						
6	0.24						
6	0.03						
6	0.06	0.152	6.593	0.659	85.8	0.9	90.1
Média	0.155		6.446	0.645	86.3	5.43	86.8

Número de fraturas por metro quadrado ( $\lambda_2$ )	40 frat/m <sup>2</sup>
Área da Janela	0.81 m <sup>2</sup>
Área de influência média das fraturas	0.0203 m <sup>2</sup>
Espaçamento médio entre as fraturas	0.142 m

**Espaçamento Médio a partir de Fotografia****Camada da Carvão Bonito****Parede 4 - Janela 4**

Scanline dentro da Janela	Espaçamentos (m)	Espaçamento Médio dentro da Scanline (m)	Frequência dentro da Scanline ( $\lambda$ )	$0.1*\lambda$	RQD* dentro da Scanline	Soma dos Espaçam.	RQD (Deere,1964)
1	0.08						
1	0.14						
1	0.25						
1	0.20						
1	0.14						
1	0.04	0.142	7.059	0.706	84.2	0.9	85.9
2	0.16						
2	0.19						
2	0.11						
2	0.27						
2	0.12	0.170	5.882	0.588	88.2	0.9	100.0
3	0.16						
3	0.21						
3	0.22						
3	0.28	0.218	4.598	0.460	92.2	0.9	100.0
4	0.24						
4	0.34						
4	0.15						
4	0.14	0.218	4.598	0.460	92.2	0.9	100.0
5	0.01						
5	0.08						
5	0.28						
5	0.22						
5	0.13						
5	0.09						
5	0.05	0.123	8.140	0.814	80.4	0.9	73.3
6	0.10						
6	0.11						
6	0.13						
6	0.12						
6	0.06						
6	0.07						
6	0.22						
6	0.05	0.108	9.302	0.930	76.1	0.9	79.1
Média	0.152		6.589	0.659	85.8	5.16	89.7

Número de fraturas por metro quadrado ( $\lambda_2$ ) 29 frat/m<sup>2</sup>Área da Janela 0.65 m<sup>2</sup>Área de influência média das fraturas 0.0224 m<sup>2</sup>

Espaçamento médio entre as fraturas 0.150 m

**Espaçamento Médio a partir de Fotografia**  
**Camada da Carvão Bonito**  
**Parede 4 - Janela 5**

Scanline dentro da Janela	Espaçamentos (m)	Espaçamento Médio dentro da Scanline (m)	Frequência dentro da Scanline ( $\lambda$ )	$0.1*\lambda$	RQD* dentro da Scanline	Soma dos Espaçam.	RQD (Deere, 1964)
1	0.07						
1	0.24						
1	0.19						
1	0.02						
1	0.05						
1	0.08						
1	0.20	0.121	8.235	0.824	80.0	0.85	74.1
2	0.07						
2	0.13						
2	0.10						
2	0.18						
2	0.03						
2	0.13						
2	0.12						
2	0.06						
2	0.02	0.093	10.714	1.071	71.0	0.84	78.6
3	0.02						
3	0.10						
3	0.14						
3	0.05						
3	0.10						
3	0.25						
3	0.17						
3	0.02	0.106	9.412	0.941	75.7	0.85	89.4
4	0.85	0.850	1.176	0.118	99.4	0.85	100.0
5	0.22						
5	0.07						
5	0.19						
5	0.16						
5	0.20	0.168	5.952	0.595	88.0	0.84	91.7
6	0.30						
6	0.13						
6	0.37						
6	0.04	0.210	4.762	0.476	91.7	0.84	95.2
Média	0.149		6.706	0.671	85.4	5.07	88.2

Número de fraturas por metro quadrado ( $\lambda_2$ ) 27 frat/m<sup>2</sup>

Área da Janela 0.68 m<sup>2</sup>

Área de influência média das fraturas 0.0252 m<sup>2</sup>

Espaçamento médio entre as fraturas 0.159 m

### Espaçamento Médio a partir de Fotografia

#### Camada da Carvão Bonito

#### Parede 4 - Janela 6

Scanline dentro da Janela	Espaçamentos (m)	Espaçamento Médio dentro da Scanline (m)	Frequência dentro da Scanline ( $\lambda$ )	$0.1*\lambda$	RQD* dentro da Scanline	Soma dos Espaçam.	RQD (Deere,1964)
1	0.03						
1	0.06						
1	0.19						
1	0.04						
1	0.13						
1	0.10						
1	0.03						
1	0.09						
1	0.24	0.101	9.890	0.989	74.0	0.9	72.5
2	0.12						
2	0.13						
2	0.46						
2	0.02						
2	0.12						
2	0.06	0.152	6.593	0.659	85.8	0.9	91.2
3	0.09						
3	0.15						
3	0.06						
3	0.40						
3	0.08						
3	0.10	0.147	6.818	0.682	85.0	0.9	73.9
4	0.11						
4	0.59						
4	0.14						
4	0.07	0.228	4.396	0.440	92.8	0.9	92.3
5	0.03						
5	0.10						
5	0.40						
5	0.37	0.225	4.444	0.444	92.6	0.9	96.7
6	0.06						
6	0.08						
6	0.09						
6	0.30						
6	0.36	0.178	5.618	0.562	89.1	0.9	74.2
Média	0.159		6.296	0.630	86.8	5.4	83.5

Número de fraturas por metro quadrado ( $\lambda_2$ ) 31 frat/m<sup>2</sup>

Área da Janela 0.72 m<sup>2</sup>

Área de influência média das fraturas 0.0232 m<sup>2</sup>

Espaçamento médio entre as fraturas 0.152 m

### Espaçamento Médio a partir de Fotografia

#### Camada da Carvão Bonito

#### Parede 5 - Janela 2

Scanline dentro da Janela	Espaçamentos (m)	Espaçamento Médio dentro da Scanline (m)	Frequência dentro da Scanline ( $\lambda$ )	$0.1*\lambda$	RQD* dentro da Scanline	Soma dos Espaçam.	RQD (Deere,1964)
1	0.08						
1	0.09						
1	0.07						
1	0.10						
1	0.03						
1	0.14						
1	0.08						
1	0.12						
1	0.14						
1	0.08	0.093	10.753	1.075	70.8	0.9	53.8
2	0.06						
2	0.11						
2	0.23						
2	0.32						
2	0.18						
2	0.10	0.167	6.000	0.600	87.8	1.0	94.0
3	0.04						
3	0.84						
3	0.12	0.333	3.000	0.300	96.3	1.0	96.0
4	0.76						
4	0.11						
4	0.13	0.333	3.000	0.300	96.3	1.0	100.0
5	0.35						
5	0.20						
5	0.23						
5	0.08						
5	0.14	0.200	5.000	0.500	91.0	1.0	92.0
6	0.38						
6	0.20						
6	0.19						
6	0.20						
6	0.03	0.200	5.000	0.500	91.0	1.0	97.0
Média	0.185		5.396	0.540	89.8	5.93	88.8

Número de fraturas por metro quadrado ( $\lambda_2$ )	24 frat/m <sup>2</sup>
Área da Janela	0.9 m <sup>2</sup>
Área de influência média das fraturas	0.0375 m <sup>2</sup>
Espaçamento médio entre as fraturas	0.194 m

### Espaçamento Médio a partir de Fotografia

#### Camada da Carvão Bonito

#### Parede 5 - Janela 7

Scanline dentro da Janela	Espaçamentos (m)	Espaçamento Médio dentro da Scanline (m)	Frequência dentro da Scanline ( $\lambda$ )	$0.1*\lambda$	RQD* dentro da Scanline	Soma dos Espaçam.	RQD (Deere, 1964)
1	0.03						
1	0.11						
1	0.16						
1	0.10						
1	0.12						
1	0.12						
1	0.20						
1	0.02						
1	0.21						
1	0.03	0.110	9.091	0.909	76.9	1.1	97.5
2	0.33						
2	0.67						
2	0.10	0.367	2.727	0.273	96.9	1.1	100.0
3	0.07						
3	0.13						
3	0.47						
3	0.07						
3	0.08						
3	0.16						
3	0.12	0.157	6.364	0.636	86.6	1.1	80.0
4	0.13						
4	0.23						
4	0.74	0.367	2.727	0.273	96.9	1.1	100.0
5	0.12						
5	0.94						
5	0.04	0.367	2.727	0.273	96.9	1.1	96.4
6	0.08						
6	0.37						
6	0.15						
6	0.13						
6	0.15						
6	0.13						
6	0.10	0.159	6.306	0.631	86.8	1.1	100.0
Média	0.200		4.992	0.499	91.0	6.61	95.7

Número de fraturas por metro quadrado ( $\lambda_2$ )	30 frat/m <sup>2</sup>
Área da Janela	1.1 m <sup>2</sup>
Área de influência média das fraturas	0.0367 m <sup>2</sup>
Espaçamento médio entre as fraturas	0.191 m

---

*Anexo III – Planilhas para determinação das propriedades  
geomecânicas das rochas que formam o sistema piso-  
pilar-teto*

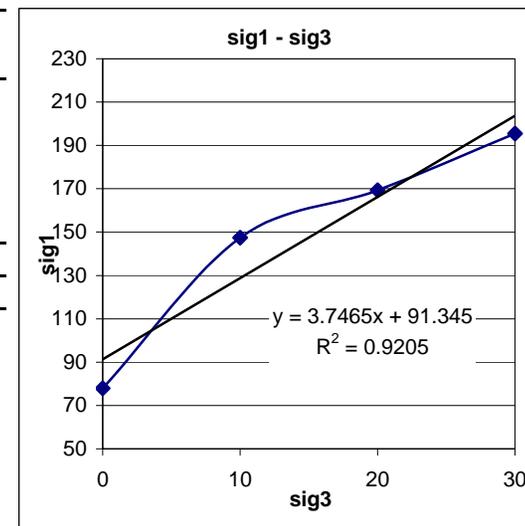
## Teste de Compressão Triaxial

<b>Amostra:</b>	<b>Descrição</b>
	Arenito laminado teto imediato da Camada Bonito
<b>Origem (empresa - mina)</b>	<b>Data</b>
Metropolitana	

teste	x sig3	y sig1	(y-x) <sup>2</sup>	xy	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>
1	0.0	77.9	6068.4	0.0	0.0	36825599.9
2	10.0	147.5	18898.0	188980.0	100.0	357134438.0
3	20.0	169.3	22287.5	445750.1	400.0	496732839.0
4	30.0	195.5	27393.6	821806.8	900.0	750407135.0
5			0.0	0.0	0.0	0.0
soma	60.0	590.2	74647.5	1456536.9	1400.0	1641100011.9

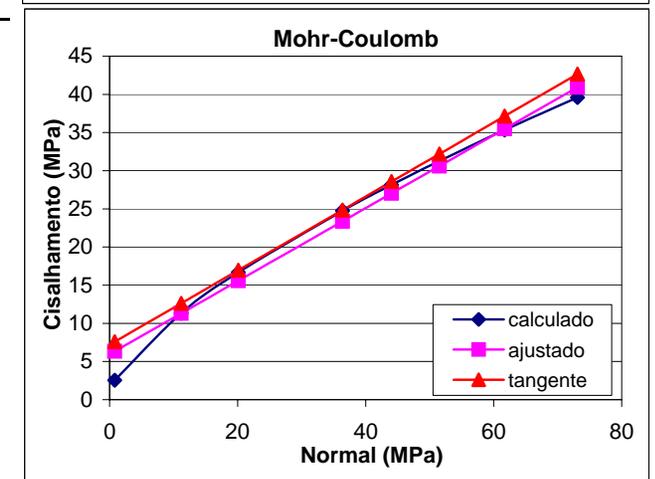
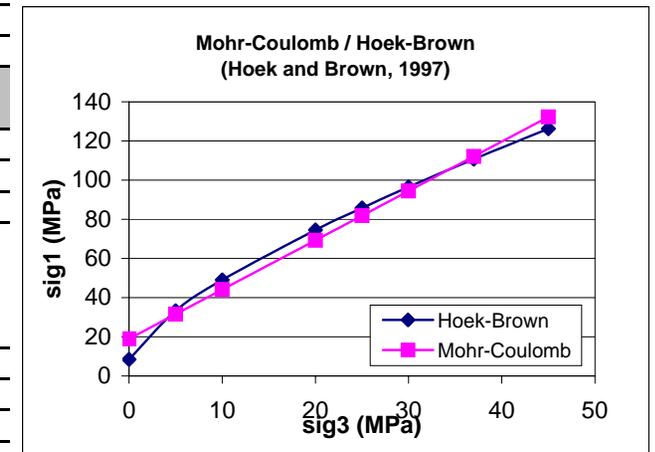
### Cálculos

Número de ensaios	n= 4	
Resist. Comp. Uniaxial (MPa)	sigci= 92.50	
Constante Hoek-Brown	mi= 7.28	
Constante Hoek-Brown (intacto)	s= 1	rocha intacta
Coefficiente de regressão	r2= 0.915	
GSI (Geological Strength Index)	SIGI= 57	RMR-5
Profundidade	H= 60	metros



## Critério de Ruptura de Hoek-Brown equivalente Mohr-Coulomb

<b>Amostra:</b>	<b>Descrição</b>								
	Arenito laminado teto imediato da Camada Bonito								
<b>Origem (emprtesa - mina)</b>	<b>Data</b>								
Metropolitana									
<b>Dado</b>	sigci =	92.50 MPa	mi =	7.28	GSI =	57			
<b>Saída</b>	mb =	1.568	s =	0.00841	a =	0.500			
	sigtm =	-0.495 MPa	A =	0.500	B =	0.680			
	k =	2.519	phi =	25.568 graus	coh =	5.961 MPa			
	sigcm =	18.921 MPa	E =	14390.702 MPa					
<b>Tangente</b>	signt =	30.00 MPa	phit =	25.88 graus	coht =	7.20 MPa			
<b>Cálculos</b>	soma								
sig3	0.00	5.00	10.00	20.00	25.00	30.00	37.00	45.00	172.00
sig1	8.49	33.23	49.02	74.52	85.81	96.51	110.75	126.23	584.56
ds1ds3	9.55	3.57	2.86	2.33	2.19	2.09	1.98	1.89	26.46
sign	0.80	11.18	20.11	36.37	44.05	51.52	61.72	73.08	298.84
tau	2.49	11.67	17.10	24.99	28.20	31.11	34.81	38.63	189.02
x	-1.85	-0.90	-0.65	-0.40	-0.32	-0.25	-0.17	-0.10	-4.64
y	-1.57	-0.90	-0.73	-0.57	-0.52	-0.47	-0.42	-0.38	-5.56
xy	2.91	0.81	0.48	0.23	0.16	0.12	0.07	0.04	4.82
xsq	3.43	0.81	0.43	0.16	0.10	0.06	0.03	0.01	5.03
sig3sig1	0.00	166.17	490.18	1490.46	2145.27	2895.20	4097.59	5680.46	16965.33
sig3sq	0.00	25.00	100.00	400.00	625.00	900.00	1369.00	2025.00	5444.00
taucalc	2.54	11.32	16.66	24.75	28.15	31.28	35.33	39.60	
sig3sig1fit	18.92	31.51	44.11	69.29	81.88	94.48	112.11	132.26	
signtaufit	6.35	11.31	15.58	23.36	27.04	30.61	35.49	40.93	
tangent	7.59	12.62	16.96	24.85	28.57	32.20	37.15	42.66	



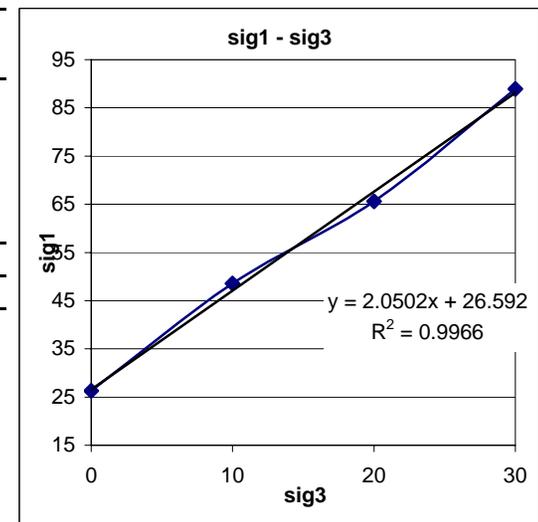
## Teste de Compressão Triaxial

<b>Amostra:</b>	<b>Descrição</b>
	Argilito do topo da Camada Bonito
<b>Origem (empreses - mina)</b>	<b>Data</b>
Metropolitana	

teste	x sig3	y sig1	(y-x) <sup>2</sup>	xy	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>
1	0.0	26.3	690.6	0.0	0.0	476981.4
2	10.0	48.6	1487.6	14876.4	100.0	2213087.3
3	20.0	65.6	2077.5	41550.7	400.0	4316157.5
4	30.0	89.0	3475.1	104253.1	900.0	12076337.4
5						
soma	60.0	229.4	7730.9	160680.3	1400.0	19082563.6

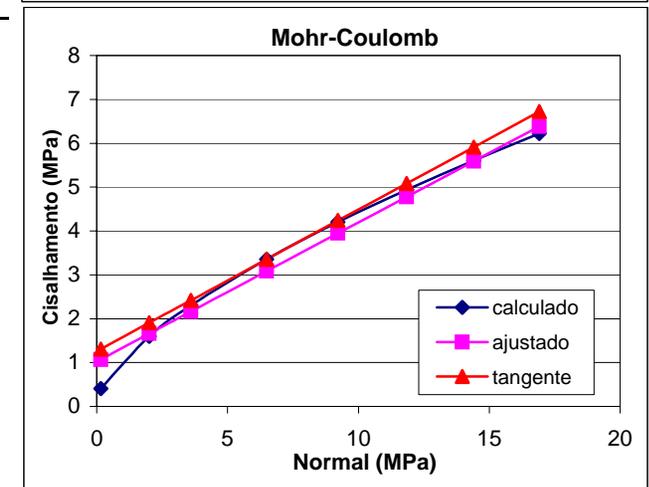
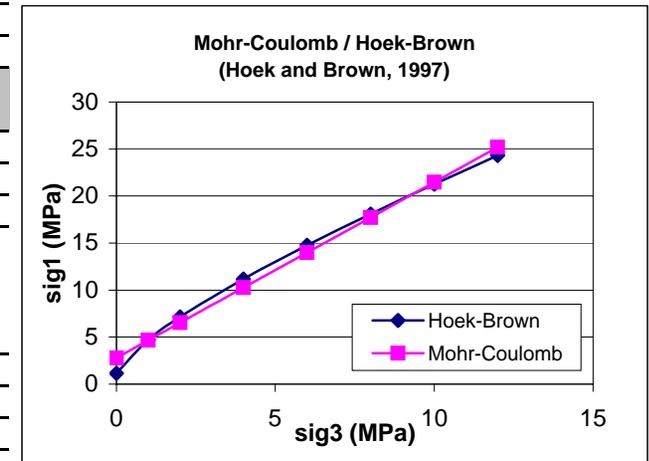
### Cálculo

Número de ensaios	n= 4	
Resist. Comp. Uniaxial (MPa)	sigci= 24.32	
Constante Hoek-Brown	mi= 3.68	
Constante Hoek-Brown (intacto)	s= 1	rocha intacta
Coefficiente de regressão	r2= 0.966	
GSI (Geological Strength Index)	SIGI= 45	RMR-5
Profundidade	H= 60	metros



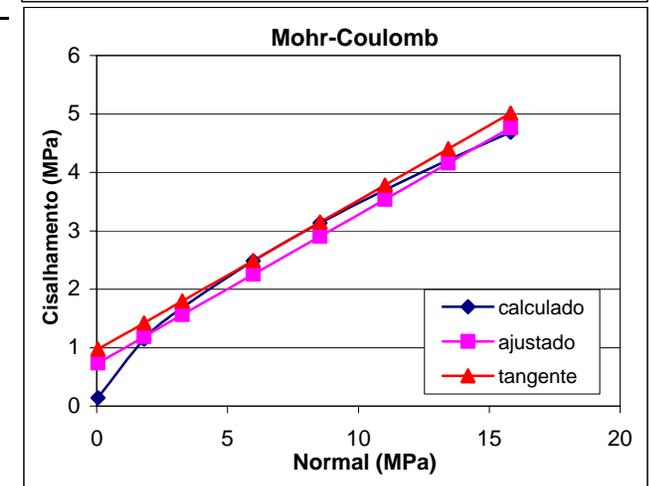
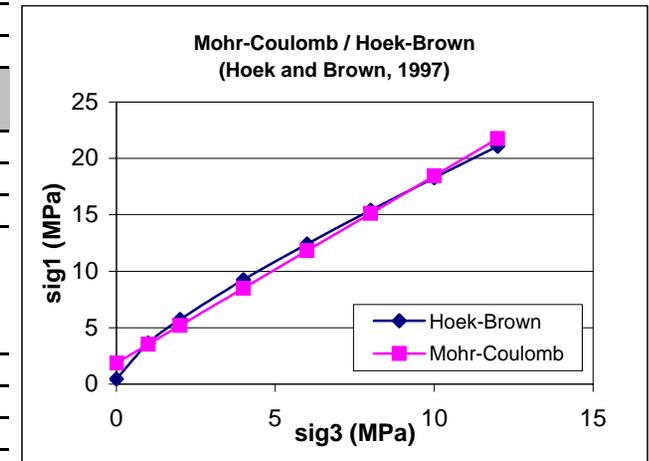
## Critério de Ruptura de Hoek-Brown equivalente Mohr-Coulomb

<b>Amostra:</b>	<b>Descrição</b>								
	Argilito do topo da Camada Bonito								
<b>Origem (empresaria - mina)</b>	<b>Data</b>								
Metropolitana									
<b>Dados</b>	sigci =	24.32 MPa	mi =	3.68	GSI =	45			
<b>Saída</b>	mb =	0.516	s =	0.00222	a =	0.500			
	sigtm =	-0.104 MPa	A =	0.323	B =	0.653			
	k =	1.866	phi =	17.594 graus	coh =	1.022 MPa			
	sigcm =	2.792 MPa	E =	3697.776 MPa					
<b>Tangente</b>	signt =	7.00 MPa	phit =	17.91 graus	coht =	1.26 MPa			
<b>Cálculos</b>	soma								
sig3	0.00	1.00	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	43.00
sig1	1.15	4.72	7.14	11.18	14.75	18.08	21.26	24.32	102.59
ds1ds3	6.48	2.68	2.22	1.87	1.72	1.62	1.56	1.51	19.66
sign	0.15	2.01	3.60	6.50	9.22	11.85	14.40	16.91	64.64
tau	0.39	1.66	2.38	3.42	4.22	4.90	5.49	6.03	28.48
x	-1.98	-1.06	-0.82	-0.57	-0.42	-0.31	-0.22	-0.16	-5.53
y	-1.80	-1.17	-1.01	-0.85	-0.76	-0.70	-0.65	-0.61	-7.53
xy	3.55	1.24	0.83	0.48	0.32	0.21	0.14	0.09	6.86
xsq	3.91	1.13	0.67	0.32	0.17	0.10	0.05	0.02	6.36
sig3sig1	0.00	4.72	14.28	44.70	88.50	144.66	212.58	291.86	801.31
sig3sq	0.00	1.00	4.00	16.00	36.00	64.00	100.00	144.00	365.00
taucalc	0.40	1.60	2.30	3.35	4.20	4.94	5.61	6.22	
sig3sig1fit	2.79	4.66	6.53	10.26	13.99	17.72	21.46	25.19	
signtaufit	1.07	1.66	2.16	3.08	3.95	4.78	5.59	6.38	
tangent	1.31	1.91	2.42	3.36	4.24	5.08	5.91	6.72	



## Critério de Ruptura de Hoek-Brown equivalente Mohr-Coulomb

<b>Amostra:</b>	<b>Descrição</b>								
	Argilito do topo da Camada Bonito - Afetado pelo desmonte com explosivos								
<b>Origem (empresaria - mina)</b>	<b>Data</b>								
Metropolitana									
<b>Dados</b>	sigci =	24.32 MPa	mi =	3.68	GSI =	28			
<b>Saída</b>	mb =	0.281	s =	0.00034	a =	0.500			
	sigtm =	-0.029 MPa	A =	0.255	B =	0.654			
	k =	1.658	phi =	14.327 graus	coh =	0.726 MPa			
	sigcm =	1.871 MPa	E =	1389.762 MPa					
<b>Tangente</b>	signt =	7.00 MPa	phit =	14.37 graus	coht =	0.96 MPa			
<b>Cálculos</b>	soma								
sig3	0.00	1.00	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	43.00
sig1	0.45	3.65	5.72	9.25	12.42	15.41	18.28	21.07	86.24
ds1ds3	8.67	2.29	1.92	1.65	1.53	1.46	1.41	1.38	20.31
sign	0.05	1.81	3.28	5.98	8.53	11.01	13.43	15.81	59.90
tau	0.14	1.22	1.77	2.54	3.14	3.64	4.08	4.48	21.00
x	-2.51	-1.12	-0.87	-0.61	-0.45	-0.34	-0.26	-0.19	-6.35
y	-2.25	-1.30	-1.14	-0.98	-0.89	-0.82	-0.78	-0.73	-8.90
xy	5.66	1.46	0.99	0.60	0.40	0.28	0.20	0.14	9.72
xsq	6.31	1.26	0.75	0.37	0.21	0.12	0.07	0.03	9.11
sig3sig1	0.00	3.65	11.45	36.99	74.52	123.26	182.79	252.81	685.47
sig3sq	0.00	1.00	4.00	16.00	36.00	64.00	100.00	144.00	365.00
taucalc	0.14	1.14	1.68	2.49	3.13	3.70	4.21	4.69	
sig3sig1fit	1.87	3.53	5.19	8.50	11.82	15.13	18.45	21.76	
signtaufit	0.74	1.19	1.56	2.25	2.91	3.54	4.16	4.77	
tangent	0.97	1.42	1.80	2.49	3.15	3.78	4.40	5.01	



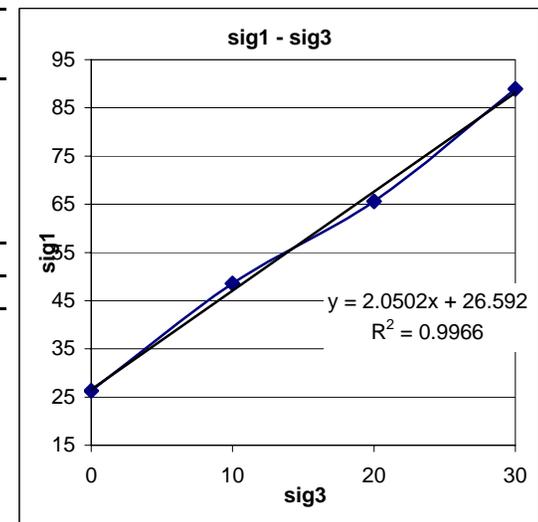
## Teste de Compressão Triaxial

<b>Amostra:</b>	<b>Descrição</b>
	Argilito do topo da Camada Bonito - Afetado pelo desmorte com explosivos
<b>Origem (empresa - mina)</b>	<b>Data</b>
Metropolitana	

teste	x sig3	y sig1	(y-x) <sup>2</sup>	xy	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>
1	0.0	26.3	690.6	0.0	0.0	476981.4
2	10.0	48.6	1487.6	14876.4	100.0	2213087.3
3	20.0	65.6	2077.5	41550.7	400.0	4316157.5
4	30.0	89.0	3475.1	104253.1	900.0	12076337.4
5						
soma	60.0	229.4	7730.9	160680.3	1400.0	19082563.6

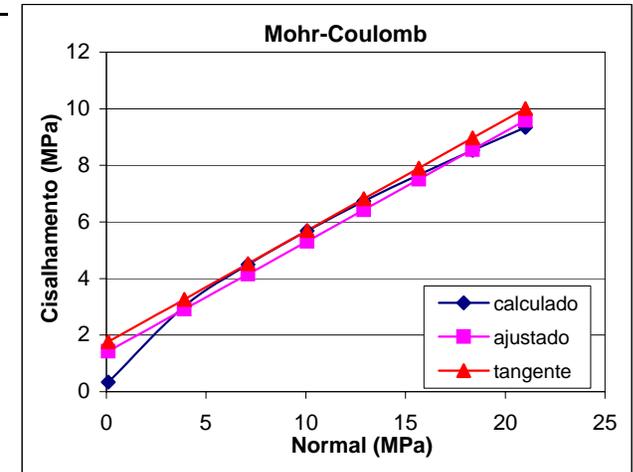
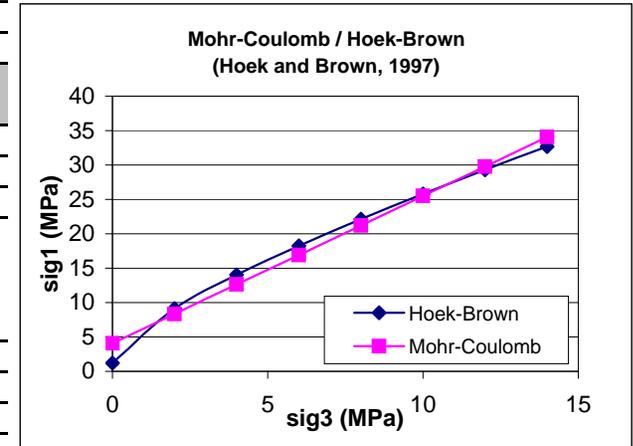
### Cálculo

Número de ensaios	n= 4	
Resist. Comp. Uniaxial (MPa)	sigci= 24.32	
Constante Hoek-Brown	mi= 3.68	
Constante Hoek-Brown (intacto)	s= 1	rocha intacta
Coefficiente de regressão	r2= 0.966	
GSI (Geological Strength Index)	SIGI= 45	RMR-5
Profundidade	H= 60	metros



## Critério de Ruptura de Hoek-Brown equivalente Mohr-Coulomb

<b>Amostra:</b>	<b>Descrição</b>								
	Carvão da Camada Bonito								
<b>Origem (empresa - mina)</b>	<b>Data</b>								
Metropolitana									
<b>Dados</b>	sigci =	28.61 MPa	mi =	6.63	GSI =	43			
<b>Saídas</b>	mb =	0.866	s =	0.00178	a =	0.500			
	sigtm =	-0.059 MPa	A =	0.402	B =	0.678			
	k =	2.143	phi =	21.329 graus	coh =	1.39 MPa			
	sigcm =	4.058 MPa	E =	3574.812 MPa					
<b>Tangente</b>	signt =	9.00 MPa	phit =	21.53 graus	coht =	1.72 MPa			
<b>Cálculos</b>	<b>Somas</b>								
sig3	0.00	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	56.00
sig1	1.21	9.14	14.03	18.25	22.13	25.79	29.28	32.66	152.49
ds1ds3	11.27	2.73	2.24	2.01	1.88	1.78	1.72	1.66	25.30
sign	0.10	3.91	7.10	10.07	12.91	15.67	18.36	21.01	89.13
tau	0.33	3.16	4.63	5.77	6.73	7.57	8.34	9.04	45.57
x	-2.26	-0.86	-0.60	-0.45	-0.34	-0.26	-0.19	-0.13	-5.10
y	-1.94	-0.96	-0.79	-0.70	-0.63	-0.58	-0.54	-0.50	-6.62
xy	4.38	0.82	0.48	0.31	0.22	0.15	0.10	0.07	6.53
xsq	5.11	0.74	0.36	0.20	0.12	0.07	0.04	0.02	6.65
sig3sig1	0.00	18.28	56.11	109.51	177.04	257.86	351.41	457.28	1427.50
sig3sq	0.00	4.00	16.00	36.00	64.00	100.00	144.00	196.00	560.00
taucalc	0.34	3.02	4.50	5.69	6.73	7.66	8.53	9.34	
sig3sig1fit	4.06	8.34	12.63	16.92	21.20	25.49	29.78	34.06	
signtaufit	1.42	2.91	4.16	5.32	6.43	7.50	8.56	9.59	
tangent	1.76	3.27	4.52	5.70	6.82	7.91	8.97	10.01	



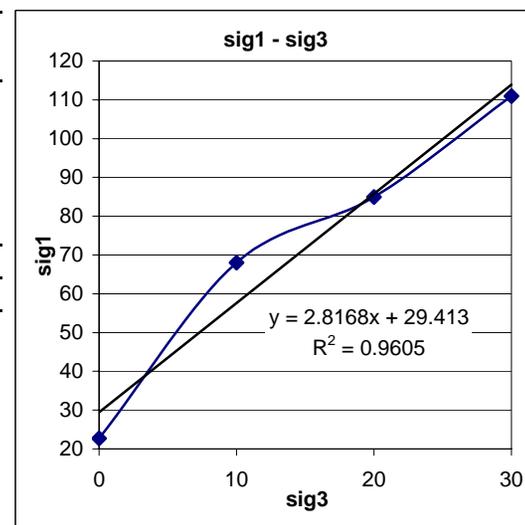
## Teste de Compressão Triaxial

<b>Amostra:</b>	<b>Descrição</b>
	Carvão da Camada Bonito
<b>Origem (empresas - mina)</b>	<b>Data</b>
Metropolitana	

teste	x sig3	y sig1	(y-x) <sup>2</sup>	xy	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>
1	0.0	22.7	516.2	0.0	0.0	266460.8
2	10.0	68.0	3366.3	33663.2	100.0	11332113.0
3	20.0	85.0	4218.5	84370.1	400.0	17795763.3
4	30.0	111.0	6556.1	196684.2	900.0	42982983.5
5			0.0	0.0	0.0	0.0
soma	60.0	286.7	14657.2	314717.5	1400.0	72377320.7

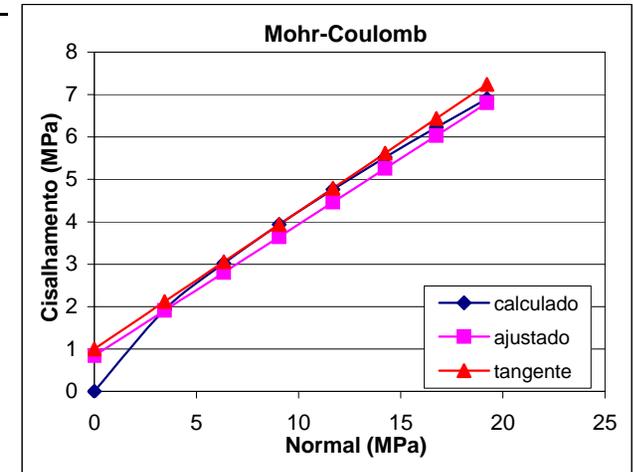
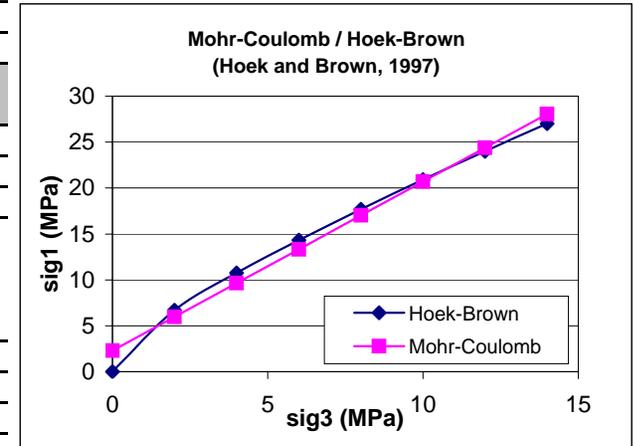
### Cálculos

Número de ensaios	n= 4	
Resist. Comp. Uniaxial (MPa)	sigci= 28.61	
Constante Hoek-Brown	mi= 6.63	
Constante Hoek-Brown (intacto)	s= 1	rocha intacta
Coefficiente de regressão	r2= 0.964	
GSI (Geological Strength Index)	SGI= 43	RMR-5
Profundidade	H= 60	metros



## Critério de Ruptura de Hoek-Brown equivalente Mohr-Coulomb

<b>Amostra:</b>	<b>Descrição</b>								
	Carvão da Camada Bonito - Afetado pelo desmonte com explosivos								
<b>Origem (empresa - mina)</b>	<b>Data</b>								
Metropolitana									
<b>Dados</b>	sigci =	28.61 MPa	mi =	6.63	GSI =	25			
<b>Saídas</b>	mb =	0.455	s =	0.00000	a =	0.525			
	sigtm =	0.000 MPa	A =	0.325	B =	0.745			
	k =	1.842	phi =	17.234 graus	coh =	0.84 MPa			
	sigcm =	2.275 MPa	E =	1268.391 MPa					
<b>Tangente</b>	signt =	9.00 MPa	phit =	17.99 graus	coht =	1.00 MPa			
<b>Cálculos</b>	<b>Somas</b>								
sig3	0.00	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	56.00
sig1	0.00	6.68	10.74	14.34	17.70	20.90	24.00	27.01	121.36
ds1ds3	96077.43	2.23	1.88	1.73	1.64	1.57	1.52	1.49	96089.50
sign	0.00	3.45	6.34	9.05	11.68	14.24	16.75	19.23	80.74
tau	0.00	2.17	3.21	4.02	4.70	5.31	5.87	6.38	31.65
x	-10.99	-0.92	-0.65	-0.50	-0.39	-0.30	-0.23	-0.17	-14.16
y	-8.69	-1.12	-0.95	-0.85	-0.78	-0.73	-0.69	-0.65	-14.46
xy	95.48	1.03	0.62	0.43	0.31	0.22	0.16	0.11	98.36
xsq	120.85	0.84	0.43	0.25	0.15	0.09	0.05	0.03	122.70
sig3sig1	0.00	13.37	42.95	86.02	141.57	209.01	287.95	378.10	1158.96
sig3sq	0.00	4.00	16.00	36.00	64.00	100.00	144.00	196.00	560.00
taucalc	0.00	1.92	3.02	3.94	4.76	5.52	6.23	6.90	
sig3sig1fit	2.28	5.96	9.64	13.33	17.01	20.70	24.38	28.06	
signtaufit	0.84	1.91	2.80	3.65	4.46	5.25	6.03	6.80	
tangent	1.00	2.12	3.06	3.94	4.79	5.62	6.44	7.24	



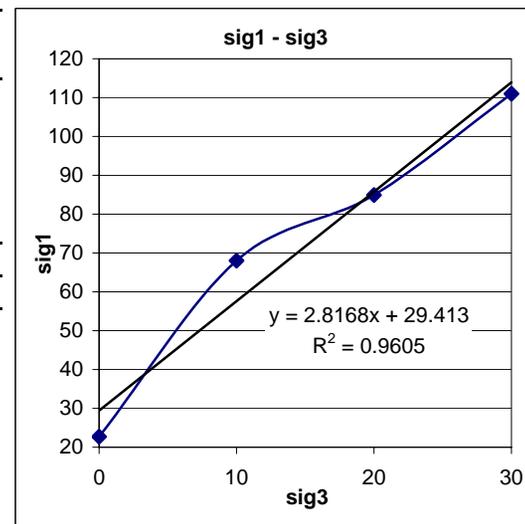
## Teste de Compressão Triaxial

<b>Amostra:</b>	<b>Descrição</b>
	Carvão da Camada Bonito - Afetado pelo desmonte com explosivos
<b>Origem (empreses - mina)</b>	<b>Data</b>
Metropolitana	

teste	x sig3	y sig1	(y-x) <sup>2</sup>	xy	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>
1	0.0	22.7	516.2	0.0	0.0	266460.8
2	10.0	68.0	3366.3	33663.2	100.0	11332113.0
3	20.0	85.0	4218.5	84370.1	400.0	17795763.3
4	30.0	111.0	6556.1	196684.2	900.0	42982983.5
5			0.0	0.0	0.0	0.0
soma	60.0	286.7	14657.2	314717.5	1400.0	72377320.7

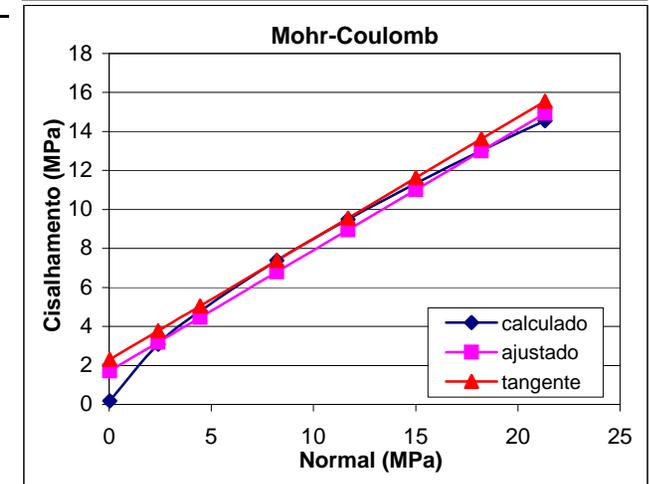
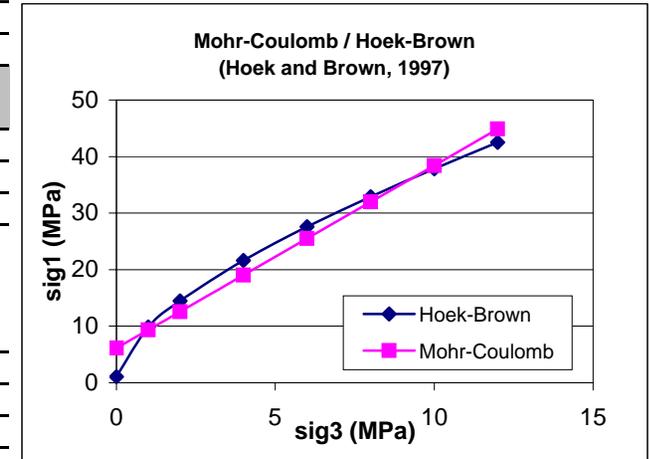
### Cálculos

Número de ensaios	n= 4	
Resist. Comp. Uniaxial (MPa)	sigci= 28.61	
Constante Hoek-Brown	mi= 6.63	
Constante Hoek-Brown (intacto)	s= 0.5	rocha intacta
Coefficiente de regressão	r2= 0.964	
GSI (Geological Strength Index)	SGI= 25	RMR-5
Profundidade	H= 60	metros



## Critério de Ruptura de Hoek-Brown equivalente Mohr-Coulomb

<b>Amostra:</b>	<b>Descrição</b>								
	Siltito do piso								
<b>Origem (empresaria - mina)</b>	<b>Data</b>								
Metropolitana									
<b>Dados</b>	sigci =	23.01 MPa	mi =	23.98	GSI =	45			
<b>Saúda</b>	mb =	3.363	s =	0.00222	a =	0.500			
	sigtm =	-0.015 MPa	A =	0.667	B =	0.711			
	k =	3.231	phi =	31.821 graus	coh =	1.702 MPa			
	sigcm =	6.119 MPa	E =	3596.869 MPa					
<b>Tangente</b>	signt =	9.00 MPa	phit =	31.89 graus	coht =	2.29 MPa			
<b>Cálculos</b>	soma								
sig3	0.00	1.00	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	43.00
sig1	1.08	9.86	14.49	21.63	27.57	32.90	37.84	42.49	187.87
ds1ds3	36.71	5.37	4.10	3.19	2.79	2.55	2.39	2.27	59.37
sign	0.03	2.39	4.45	8.20	11.69	15.01	18.21	21.33	81.31
tau	0.17	3.23	4.96	7.51	9.51	11.20	12.70	14.05	63.32
x	-2.72	-0.98	-0.71	-0.45	-0.29	-0.19	-0.10	-0.03	-5.47
y	-2.12	-0.85	-0.67	-0.49	-0.38	-0.31	-0.26	-0.21	-5.30
xy	5.77	0.84	0.47	0.22	0.11	0.06	0.03	0.01	7.50
xsq	7.39	0.96	0.51	0.20	0.09	0.03	0.01	0.00	9.19
sig3sig1	0.00	9.86	28.97	86.51	165.45	263.23	378.38	509.90	1442.30
sig3sq	0.00	1.00	4.00	16.00	36.00	64.00	100.00	144.00	365.00
taucalc	0.18	3.08	4.78	7.38	9.49	11.34	13.01	14.56	
sig3sig1fit	6.12	9.35	12.58	19.04	25.50	31.96	38.43	44.89	
signtaufit	1.72	3.19	4.46	6.79	8.95	11.02	13.00	14.94	
tangent	2.30	3.78	5.06	7.39	9.56	11.62	13.62	15.56	



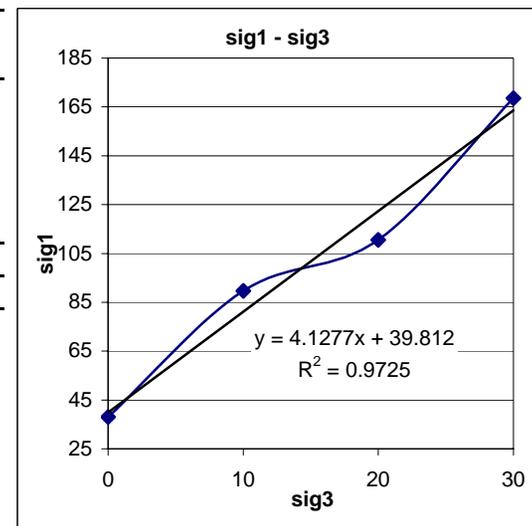
## Teste de Compressão Triaxial

<b>Amostra:</b>	<b>Descrição</b>
	Siltito do piso
<b>Origem (empresaria - mina)</b>	<b>Data</b>
Metropolitana	

teste	x sig3	y sig1	(y-x) <sup>2</sup>	xy	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>
1	0.0	38.0	1443.2	0.0	0.0	2082942.0
2	10.0	89.7	6353.7	63536.8	100.0	40369301.6
3	20.0	110.6	8206.5	164131.0	400.0	67347431.7
4	30.0	168.6	19215.5	576465.1	900.0	369235609.3
5			0.0	0.0	0.0	0.0
soma	60.0	406.9	35219.0	804132.9	1400.0	479035284.7

### Cálculos

Número de ensaios	n= 4	
Resist. Comp. Uniaxial (MPa)	sigci= 23.01	
Constante Hoek-Brown	mi= 23.98	
Constante Hoek-Brown (intacto)	s= 1	rocha intacta
Coefficiente de regressão	r2= 0.901	
GSI (Geological Strength Index)	SGI= 45	RMR-5
Profundidade	H= 60	metros



---

Porto Alegre, 16 de dezembro de 2002

André Cezar Zingano  
DEMIN – UFRGS

