

Dissertação de Mestrado

**INTERPRETAÇÃO DO OVERBREAK DA
RAMPA FONTE GRANDE SUL (MINA
CUIABÁ) E SUA INTERAÇÃO COM O
SISTEMA DE SUPORTE**

NUGEO

AUTOR: FELIPE DE BRITO PEREIRA

**ORIENTADOR: Prof. Dr. Rodrigo Peluci de Figueiredo
(UFOP) ESCOLA DE MINAS / UFOP**

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA DA UFOP

OURO PRETO - DEZEMBRO DE 2016

P4361 Pereira, Felipe de Brito.
Interpretação do Overbreak da Rampa Fonte Grande Sul (Mina Cuiabá) e sua interação com o sistema de suporte [manuscrito] / Felipe de Brito Pereira. - 2017.
146f.: il.: color; grafs; tabs; mapas.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Peluci de Figueiredo.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Núcleo de Geotecnia. Escola de Minas. em Geotecnia.
Área de Concentração: Engenharia Geotécnica.

1. Buckling (Mechanics). 2. Escavação - Overbreak. 3. Saneamento - Mecanização. I. Figueiredo, Rodrigo Peluci de . II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

CDU: 624.13

INTERPRETAÇÃO DO OVERBREAK DA RAMPA FONTE GRANDE SUL (MINA CUIABÁ) E SUA INTERAÇÃO COM O SISTEMA DE SUPORTE

Dissertação apresentada ao Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Geotécnica**, área de concentração em *Geotecnia Aplicada à Mineração*.

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 14 de dezembro de 2016, pela Banca Examinadora composta pelos membros:



Prof. Dr. Rodrigo Peluci de Figueiredo (Orientador – UFOP)



Prof.ª. Dr.ª. Milene Sabino Lana (UFOP)



Prof. Dr. Cláudio Lúcio Lopes Pinto (UFMG)

“I often say that when you can measure what you are speaking about, and express it in numbers, you know something about it; but when you cannot express it in numbers, your knowledge is of a meagre and unsatisfactory kind; it may be the beginning of knowledge, but you have scarcely, in your thoughts, advanced to the stage of science, whatever the matter may be.”

William Thomson (1824 – 1907), Popular Lectures.

DEDICATÓRIA

A meu Pai, Ronaldo Luiz Pereira, minha mãe, Marta Carvalho de Brito, e irmãos: Diego, Bernardo e Antônio Pedro por serem responsáveis diretamente e indiretamente pelo caminho orientado durante todo o ciclo familiar, acadêmico e profissional.

AGRADECIMENTOS

À empresa AngloGold Ashanti Córrego do Sítio Mineração Ltda., pela disponibilização dos recursos técnicos necessários para elaboração dessa dissertação.

Ao Prof. Dr. Rodrigo Peluci Figueiredo, orientador da dissertação, pela sua contribuição técnica ao trabalho e por todo conhecimento compartilhado.

À equipe de mecânica de rochas da Mina Cuiabá que me auxiliou nos trabalhos de campo e elevou minha experiência profissional.

À equipe de geologia e topografia da Mina Cuiabá, pelas discussões e trabalhos realizados que enriqueceram esse trabalho.

Aos amigos do setor mineral pela constante colaboração em discussões técnicas, da qual, sempre proveram estímulos para realização deste trabalho.

À minha família, meu especial agradecimento, pelo constante apoio para conclusão deste trabalho que representa apenas uma consequência do suor provido na educação e qualidade de vida, durante toda formação pessoal.

Ao Prof. Emérito Perter K. Kaiser da Laurentian University por prover discussões enriquecedoras ao trabalho em consultoria realizada na Mina Cuiabá (AngloGold Ashanti) em novembro de 2016.

RESUMO

O estudo dos mecanismos de ruptura e suas respectivas interações com o sistema de suporte – reforço na presente dissertação foi possível a partir de diversos levantamentos de campo realizados ao longo da rampa Fonte Grande Sul, entre as profundidades de 681,5 metros e 1134,5 metros na mina Cuiabá, localizada na região norte do Quadrilátero Ferrífero próximo a cidade de Sabará. Após a revisão teórica do modelo de ruptura identificado no maciço anisotrópico em estudo, a segunda e a terceira etapa do trabalho compreenderam o mapeamento geológico de algumas estruturas, a caracterização geotécnica e o levantamento topográfico pela utilização de escaneamento digital. Avaliações qualitativas e quantitativas foram consideradas em prol de justificar as evidências do mecanismo de tração na flexão (*buckling*) ao longo de toda a rampa. Evidências quantitativas por meio da determinação do *overbreak* dos setores da rampa, permitem, somadas aos aspectos qualitativos, observar um nível baixo de correlação entre os dados, representando assim evidência de que outros fatores se complementam aos fatores teóricos. Detalharam-se diversos parâmetros e suas influências na ocorrência de *buckling* ou *overbreak* para todas as porções da rampa como a diferença angular entre foliação e eixo do túnel, presença da estrutura clivagem de crenulação (S3) e outras. O histórico do desenvolvimento da rampa, escavada sem a instalação de suportes de superfície, somada a exposição contínua de mudança do estado de tensão induzida, provocam alterações na sua estabilidade com a abertura contínua de trincas e aparecimento de blocos instáveis. Por questões de segurança operacional, direciona-se os equipamentos de saneamento mecanizado (*scaler*) que atuam nos riscos descritos e geram conseqüentemente, danos no maciço de maneira progressiva a cada intervenção realizada e aumento excessivo das dimensões da escavação. Todas as informações foram interpretadas e validadas para consolidar o conhecimento do modelo de ruptura da rampa Fonte Grande Sul e suas possíveis implicações caso se utilize sistema de suporte e reforço eficientes frente as mudanças que as escavações de mineração estão expostas com o tempo.

Palavras-Chaves: *Buckling*, *Overbreak*, Saneamento Mecanizado.

ABSTRACT

The study of the mechanism of rupture and its respective interaction with the support reinforcement system on this dissertation was possible due to the field researches made through the ramp *Fonte Grande Sul*, between the depths of 681.5 meters and 1134.5 meters at *Cuiabá* Mine, located in the north region of the *Quadrilátero Ferrífero* near to Sabará city. After a theoretical review of the rupture model identified in the anisotropic rock mass in study, the second and third stage of this work were based in the geological mapping of some structures, geotechnical characterization and topographic surveys by the use of digital scanning. Qualitative and quantitative assessments were also considered to justify the evidences of the buckling through the entire ramp. Quantitative evidences through the determination of the *overbreak* at the ramp sectors, allow, with some qualitative aspects to observe on it a low level of correlation among the data, representing so, evidence that other factors complement the theoretical factors. Several parameters, and their influence, on the occurrence of buckling and overbreak to all parts of the ramp such as angular difference between foliation and the tunnel axis, presence of strain slip cleavage (S3) and others were detailed. The history of the ramp's development without the installation of surface supports and a continuous exposition of change of the induced state of stress, provoke changes of stability that for operational security issues, become necessary the use of a scaling equipment that reduces the risk described but generate damages in the rock mass in a progressive way every intervention made, generating also an increasing of section. All the information were interpreted and validated to consolidate the knowledge of the rupture model of the *Fonte Grande Sul's* ramp and its possible implications in the case of use of the right support and reinforcement system during the mine life.

Keywords: Buckling, Overbreak, Scaling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Resultados típico dos ensaios de compressão uniaxial, para a determinação da Resistência de compressão uniaxial (σ_c), do módulo de <i>Young</i> (E) e do coeficiente de <i>poisson</i> (Brady e Brown, 2004).....6
Figura 2.2	Curvas de tensão vs deformação, obtidas a partir de ensaios triaxiais para amostras de Mármore Tennessee. As pressões de confinamento estão indicadas nas respectivas curvas (Brady e Brown, 2004).....7
Figura 2.3	Efeito escala e suas respectivas correspondências referentes a meio contínuo ou descontínuo (<i>after</i> Hoek e Brown, 1988 <i>apud</i> Brady e Brown, 2004).....8
Figura 2.4	Efeito escala para maciços rochosos (<i>after</i> Hoek e Brown, 1988 <i>apud</i> Brady e Brown, 2004).....9
Figura 2.5	Tensão de ruptura em função da orientação da descontinuidade sob confinamento constante para ensaio de compressão triaxial (Hudson e Harrison, 2000).....10
Figura 2.6	Resistência de ruptura de maciço hipotético, composto por quatro planos de descontinuidade em três diferentes níveis de confinamento para ensaio de compressão triaxial (Brady e Brown, 2004).....11
Figura 2.7	(a) Forças Normais (Fn) e Forças Cisalhantes (Fs). (b) Tensão Normal e tensão cisalhante (Hudson e Harrison, 2000).....13
Figura 2.8	Componentes de tensão atuantes em um cubo infinitesimal dentro de um maciço rochoso (Hudson e Cooling, 1988).....13
Figura 2.9	Resolução das componentes de tensão (Hudson e Harrison 2000).....14
Figura 2.10	Componentes de tensão principais atuantes perpendicularmente a planos onde não há tensões cisalhantes (Hudson e Harrison, 2000).....14
Figura 2.11	Variação da tensão vertical com a profundidade (Windsor ,2003 <i>apud</i> Brady e Brown, 2004).....16
Figura 2.12	Fator K para diferentes módulos de elasticidade, de acordo com a equação de Sheorey (Sheorey 2004 <i>apud</i> Brady e Brown 2004).....17
Figura 2.13	Variação de k com a profundidade (Windsor, 2003 <i>apud</i> Brady e Brown, 2004).....17

Figura 2.14	(a) Condição pré lavra ao redor do corpo mineralizado, e (b) consequências pós lavra nas redistribuições de esforços no maciço (Brady e Brown, 2004).....	18
Figura 2.15	Ilustração do estado de tensão induzido próximo a um túnel horizontal, previamente submetido a um estado de tensão uniforme vertical e horizontal (Hoek,2006).....	19
Figura 2.16	Problema geométrico para solução de redistribuição de esforços e deslocamentos ao redor de uma escavação circular e submetido ao estado de tensão biaxial (Brady e Brown, 2004).....	20
Figura 2.17	(a) Distribuição de tensão axi simétrica ao redor de túnel circular em estado de tensão hidrostático. (b) escavações circulares efetivamente separadas para que os limites das zonas de influência não se sobreponham as escavações (Brady e Brown, 2004).....	22
Figura 2.18	Ilustração do efeito de zonas de influências provocada por escavações com diferente diâmetro (Brady e Brown, 2004).....	23
Figura 2.19	Exemplos de rupturas frágeis em túneis (hachuradas em cinza) como função da classificação geomecânica (RMR) e a razão entre σ_1 e a resistência à compressão uniaxial (RCU). Correlacionam-se também amplitudes de tensão induzida com os parâmetros anteriores (Kaiser <i>et al.</i> , 2000).....	24
Figura 2.20	Guia de análise de rupturas em maciços rochosos decorrentes de cisalhamento ou <i>spalling</i> baseado na razão entre a resistência à compressão uniaxial e resistência à tração e GSI. O modelo ilustra a transição entre <i>brittle spalling</i> e cisalhamento do maciço rochoso (Diederichs <i>et al.</i> , 2007).....	25
Figura 2.21	Identificação Cinemática de queda gravitacional (Hudson e Harrison, 2000).....	26
Figura 2.22	Análise cinemática para deslizamento de blocos em galerias subterrâneas (Hudson e Harrison, 2000).....	27
Figura 2.23	Análise cinemática para blocos estáveis (Hudson e Harrison, 2000).....	27
Figura 2.24	Situação hipotética de aumento de vão e conseqüente aumento das forças instabilizadoras em maciços anisotrópicos (Brady e Brown, 2004).....	28
Figura 2.25	Análise de cunhas pelo software <i>Unwedge</i> da <i>Rocscience</i>	28
Figura 2.26	Mecanismo de ruptura estrutural (Hoek <i>et al.</i> , 1993).....	29

Figura 2.27	(a) Imagem ilustrando início de <i>spalling</i> (b) <i>Spalling</i> superficial; (c) <i>overbreak</i> pequeno devido a <i>spalling</i> (d) <i>overbreak</i> moderado devido a <i>spalling</i> (Diederichs <i>et al.</i> , 2007).....	30
Figura 2.28	Modelo de resistência para ruptura do tipo <i>spalling</i> (Diederichs, 2014).....	31
Figura 2.29	Estimativa de dano decorrente do <i>spalling</i> em que CI representa a mínima resistência para início do desenvolvimento das fraturas. Imagem de <i>overbreak</i> consequente de <i>slabs</i> ocorridos em granito (Diederichs, 2014).....	31
Figura 2.30	Comparação entre <i>spalling</i> e <i>strain burst (rock burst)</i> (Diederichs <i>et al.</i> , 2007).....	32
Figura 2.31	Classificação de <i>rockburst</i> em acordo com Kaiser <i>et al.</i> , 1996 <i>apud</i> Diederichs, 2014.....	33
Figura 2.32	Modelo para previsão de rupturas do tipo <i>rockburst</i> (Diederichs, 2014).....	33
Figura 2.33	(a) Rupturas tipo <i>slabbing</i> não violenta. (b) Rupturas com liberação de energia por flexão (<i>buckling</i>) (Diederichs, 2014).....	34
Figura 2.34	Condição para deslizamento nos planos de foliação no entorno de uma escavação subterrânea (Goodman, 1989).....	35
Figura 2.35	Análise da ruptura tipo flexão composta (Hutchinson e Diederichs, 1996).....	36
Figura 2.36	<i>Buckling</i> na parte superior do furo de ventilação (localizado no realce 15 Fonte Grande Sul lado direito, 900m de profundidade, da mina Cuiabá (Tropia, 2013).....	37
Figura 2.37	Comparativo entre diferentes modelos realizados em Phase ² para escavação circular em maciço rochoso com uma única família de descontinuidade com diferentes orientações. A primeira coluna de seções foi modelado com K=0.5, a segunda com K=1 e a terceira com K=1,35 (Bewick e Kaiser 2009).....	38
Figura 2.38	Região de baixo confinamento das descontinuidades em análise numérica no <i>software</i> Phase ² (Bewick, 2008).....	39
Figura 2.39	Esforços nas estruturas horizontais quando influenciada por escavação circular (Bewick, 2008).....	40
Figura 2.40	Modelo de ruptura em túnel circular sob influência de uma família de fraturas (Bewick e Kaiser, 2009).....	41
Figura 2.41	Mecanismo de ruptura para maciços anisotrópicos (Oliveira, 2013).....	41

Figura 2.42	Categorização do sistema de suporte e reforço (Hudson e Harrison, 2000).....	44
Figura 2.43	(a) Ciclo hipotético de um túnel sendo desenvolvido em 5 estágios da qual cambotas metálicas são instaladas após a atividade de limpeza da frente detonada. (b) Curva de interação rocha suporte (<i>after</i> Daemen, 1977, apud Brady e Brown 2004).....	45
Figura 2.44	Ilustração da influência da rigidez e tempo de instalação dos reforços e suportes para sua performance (Brady e Brown, 2004).....	46
Figura 2.45	Curvas típicas de reação para algum tipo de suportes (Brady e Brown 2004).....	48
Figura 2.46	Concreto sobre regime compressivo, como consequência da aplicação ao redor de uma escavação subterrânea (Clements 2009, apud Hadjigeorgiou e Potvin, 2011).....	51
Figura 2.47	Distribuição de esforços no projetado quando aplicado até limite superior ao piso da galeria, (Clements (2009) apud Hadjigeorgiou e Potvin, 2011).....	52
Figura 2.48	Mecanismos de estabilização com suporte de superfície por restrição cinamática (Potvin <i>et al.</i> , 2004).....	53
Figura 2.49	Mecanismo de estabilização com suporte de superfície com deslocamentos expressivos do maciço sobre a camada do suporte (Potvin <i>et al.</i> , 2004).....	54
Figura 2.50	Mecanismo de estabilização com suporte de superfície pelo arco compressivo (Potvin <i>et al.</i> , 2004).....	54
Figura 2.51	Mecanismo de estabilização com suporte de superfície pela esbelteza das camadas de ruptura (Potvin <i>et al.</i> , 2004).....	55
Figura 2.52	Extensão do efeito da chapa do reforço para o concreto projetado (Potvin <i>et al.</i> , 2004).....	55
Figura 2.53	Mecanismos de ruptura em suporte de superfície (Potvin <i>et al.</i> , 2004).....	57
Figura 2.54	Ruptura por tração na flexão resultante de insuficiente resistência de aderência entre concreto e escavação (Kutchka, 2002).....	58
Figura 2.55	Dimensionamento de suporte e reforço para túnel circular com 7,3m de diâmetro. As expressões 6 H 20, 8 WF 31 e 8 WF 48 tratam-se de especificações técnicas dos perfis de vigas. (Wickham <i>et al.</i> , 1972 apud Hoek <i>et al.</i> , 1993).....	60
Figura 2.56	Recomendação empírica para dimensionamento de suporte e reforço (Grimstad e Barton, 1993).....	62

Figura 2.57	Recomendação de suporte para concreto reforçado com fibras em função da classificação de Q para um vão de 10 metros (Grimstad e Barton, 1993).....	62
Figura 2.58	Escavação axi simétrica e identificação da região plástica ao redor do mesmo (Brady e Brown,2004).....	64
Figura 2.59	Camada de concreto projetado em galeria circular (Brady e Brown,2004).....	65
Figura 2.60	Compilação de cenários para determinação da máxima pressão de suporte que o concreto projetado estará submetido (Hoek, 2006).....	65
Figura 2.61	Forma Gráfica de visualização da compilação proposta na Figura 2.61 (Hoek, 2006).....	66
Figura 2.62	Escavação cilíndrica com superfície rugosa em regime de deformação elasto plástica. (a) Seção transversal da galeria demonstrando a interface equivalente concreto/rocha. (b) Atuação das tensões sobre um elemento do material. (c) Raios de equivalência da interface concreto/rocha devido a presença da rugosidade (Windsor e Thompson, 1999).....	67
Figura 2.63	Irregularidades na superfície da escavação para diferentes maciços rochoso (Windsor e Thompson, 1999).....	68
Figura 2.64	Cenário crítico para os esforços no concreto projetado, mostrando o volume de material sem confinamento e que promoverá cargas sobre a camada entre os tirantes (reforços) (Barret e McCreath (1995) <i>apud</i> Hadjigeorgiou e Potvin, 2011).....	69
Figura 2.65	Modelos de ruptura no concreto projetado (Barret e McCreath (1995) <i>apud</i> Hadjigeorgiou e Potvin, 2011).....	70
Figura 3.1	Localização da Mina Cuiabá, sinalizado no mapa (Barbosa, 2008).....	71
Figura 3.2	Seção vertical esquemática da mina Cuiabá, atualizada em outubro de 2015.....	73
Figura 3.3	Produção em massa e ouro da Mina Cuiabá desde 2011 e planejado entre 2016 e 2026.....	74
Figura 3.4	Lavra por <i>sublevel stoping</i> no realce 16 Fonte Grande Sul da Mina Cuiabá.....	74
Figura 3.5	Lavra por corte e aterro no realce 8 Fonte Grande Sul.....	75
Figura 3.6	Mapa geológico estrutural do QF e principais estruturas do <i>Greensotne belt</i> (Baltazar e Zucchetti, 2007).....	75
Figura 3.7	Metandesito (MAN) em testemunhos de sondagem (Modificado de Trópia, 2013).....	76
Figura 3.8	Divisão dos corpos mineralizados da Mina Cuiabá no nível 03, a 180 metros de profundidade (Ribeiro-Rodrigues <i>et. al.</i> ,2007).....	77

Figura 3.9	(a) Formação Ferrífera Bandada (BIF) não sulfetada. (b) BIF sulfetada (Tropia, 2013).....	78
Figura 3.10	Filito Grafítico em testemunhos de sondagem (Tropia, 2013).....	78
Figura 3.11	Metabasaltos (MBA) com diferentes níveis de alteração hidrotermal. (Trópia, 2013).....	79
Figura 3.12	Litologia X1 e XS em testemunhos de sondagem (Trópia, 2013).....	80
Figura 3.13	Coluna estratigráfica simplificada da mina Cuiabá (Tropia, 2013).....	80
Figura 3.14	Dobra tubular, cujo fechamento foi erodido por estar em superfície. Representação em diferentes níveis da dobra da mina Cuiabá com destaque para o contorno (linha vermelha) representando a região mineralizada (Vieira, 2000).....	81
Figura 3.15	Representação da estrutura em dobra para a mina Cuiabá com eixo de caimento para sudeste (Holcombe e Coughlin, 2003).....	82
Figura 3.16	Classificação para os maciços rochosos da mina Cuiabá, em acordo a classificação GSI (Barbosa, 2008).....	84
Figura 3.17	Alteração na orientação das tensões in situ devido ao diferente valor do módulo de Young entre materiais (Hudson e Cooling, 1988).....	88
Figura 3.18	Variação de Kha com a profundidade, modificado de Brady e Brown (2004), e destaque do resultado obtido em ensaio da Mina Cuiabá em 2004 (ponto em vermelho) (Tropia, 2013).....	91
Figura 3.19	Ilustração esquemática dos critérios para locação dos furos para os ensaios de determinação de tensões usando as células STT-Furnas no prelo (Brandani <i>et al.</i> , 2016).....	92
Figura 3.20	Visão da capa do minério (<i>Hanging Wall</i>) com malha de cabos disposta em realce de corte e aterro 15.1 FGS Lado Direito.....	94
Figura 3.21	Aumento da quantidade de tirantes resinados aplicados na Mina Cuiabá desde 2014 e tendência de redução da aplicação de cavilhas expansivas.....	95
Figura 3.22	Diagrama esquemático mostrando os princípios de ação do enchimento (Potvin <i>et al.</i> , 2005).....	96
Figura 3.23	Tela aplicada em escavação da Mina Cuiabá, ao longo da rampa do nível 13 Fonte Grande Sul.....	97
Figura 3.24	Aplicação de "fogueiras" na estação de carga da mina em associação a reforços, cambotas rígidas e telamento eletrosoldado.....	97
Figura 3.25	Utilização de cambotas rígidas na estação de carga da mina Cuiabá.....	98
Figura 3.26	Aplicação de TSL em galeria da Mina Cuiabá no Nível 15 durante testes em 2012.....	98
Figura 3.27	Evolução do volume de concreto projetado na Mina Cuiabá e o orçamento para aplicação no ano de 2016.....	99

Figura 3.28	Comparação entre número de FOGs em áreas de desenvolvimento e lavra, e a porcentagem de lavra realizada por cada metodologia, seja corte e aterro ou <i>sublevel stoping</i>	100
Figura 3.29	Galeria em desenvolvimento com aplicação de concreto projetado como sistema de suporte conjugado a reforços do tipo tirante resinado na Mina Cuiabá.....	100
Figura 4.1	Localização da rampa Fonte Grande Sul (vermelho) em relação ao corpo mineralizado (azul) em visão em planta.....	102
Figura 4.2	Plano de detonação para seções de (5,5 x 5,5) m ² contemplando a sequência de detonação de cada furo em milissegundos.....	102
Figura 4.3	Projeção estereográfica com 936 pontos dos mapeados entre nível 11 e 18 da rampa FGS, representando maior concentração de polos em 147/31 (<i>dip direction/dip</i>).....	105
Figura 4.4	Projeção estereográfica das leituras realizadas para a estrutura S3.....	106
Figura 4.5	Sinalização das porções do Nível 11 ao 12 com suas respectivas evidências da estrutura S3.....	107
Figura 4.6	Foto da clivagem de crenulação (S3) com vista para Norte e mergulho a direita da foto (para leste) na Mina Cuiabá, Fernandes <i>et. al</i> (2016).....	107
Figura 4.7	Evidência de ruptura por <i>buckling</i> em estágio inicial no Nível 15 da rampa.....	109
Figura 4.8	(a) Setor da rampa FGS com ruptura por flexão evidente e (b) evidência de progressão do modelo de ruptura. Linha pontilhada em azul indica a seção inicial da escavação.....	109
Figura 4.9	Estágio elevado de ruptura, iniciado pelo <i>buckling</i> no Nível 13 da rampa FGS e formação de “capela”.....	110
Figura 4.10	Porcentagem de evidência qualitativa do mecanismo de ruptura, <i>buckling</i> , por nível da rampa Fonte Grande Sul. (Porcentagem calculada pela razão entre o comprimento da rampa do nível que apresenta evidência qualitativa de <i>buckling</i> e o comprimento total do nível estudado).....	111
Figura 4.11	Mapa de identificação das regiões com evidência de ruptura por flexão composta. (A área hachurada em vermelho destaca as regiões com evidência de <i>buckling</i>).....	111
Figura 4.12	Apresentação gráfica da evidência qualitativa de <i>buckling</i> correlato a diferença angular entre eixo do túnel e foliação para este trabalho e complementado com a evidência de Trópia (2013).....	112
Figura 4.13	Visão geral das zonas de dano para diferentes metodologias de escavação (Siren <i>et al.</i> , 2015).....	113
Figura 4.14	Relação entre as evidências qualitativas de <i>buckling</i> relacionadas com a presença da estrutura S3 ao longo das porções estudadas.....	114
Figura 4.15	Relação entre evidências qualitativas de <i>buckling</i> relacionadas com as porções da qual a estrutura S3 esta presente.....	114

Figura 4.16	Exemplo do escaneamento digital realizado do Nível 12 para 13 da rampa em estudo.....	115
Figura 4.17	Representação esquemática de <i>overbreak</i> para túneis (Adaptado de Spáthis, 2012 <i>apud</i> Zdazinky, 2015).....	116
Figura 4.18	Resultado quantitativo para o <i>overbreak</i> médio (barras vermelhas), máximo e mínimo por nível de estudo ao longo da rampa FGS. Para análise valores negativos de <i>overbreak</i> indicam <i>underbreak</i>	117
Figura 4.19	Exemplos de porções desconsideradas para interpretação dos resultados.....	118
Figura 4.20	Determinação da diferença angular entre dois planos, através da distância polar (Hutchinson e Diederichs, 1996).....	118
Figura 4.21	Efeito da orientação das descontinuidades na estabilidade em acordo com Bieniawski (1989) <i>apud</i> Hutchinson e Diederichs (1996).....	119
Figura 4.22	Relação entre dados de <i>overbreak</i> e ângulo entre foliação / eixo da rampa.....	120
Figura 4.23	Relação entre <i>overbreak</i> das porções e diferença angular entre eixo da rampa e estrutura s3.....	121
Figura 4.24	Comparativo de <i>overbreak</i> condicionado por nível e o efeito da estrutura S3 para o período de estudo.....	122
Figura 4.25	Relação entre a diferença angular entre S3 e a foliação principal com o respectivo <i>overbreak</i>	122
Figura 4.26	(a) Porção do nível 12 com $d_t = 1,6 m$. (b) Porção do Nível 14 com $d_t = 1,3m$	123
Figura 4.27	Relação entre zona de dano no teto e <i>overbreak</i>	124
Figura 4.28	(superior) Relação entre a zona de dano no teto e profundidade das regiões de estudo (inferior) Distribuição das zonas de dano da rampa.....	125
Figura 4.29	Relação entre a zona de dano normalizada no teto e profundidade das regiões de estudo.....	126
Figura 4.30	Zona de dano normalizada para cada nível estudado e seus respectivos limites.....	127
Figura 4.31	Porcentagem de <i>overbreak</i> por nível e separado por região com ou sem influência de bifurcações.....	128
Figura 5.1	Relação entre evidências qualitativas, quantitativas e suas interações com ao volume de lavra realizado até a data de levantamento, bem como tempo de exposição para saneamento mecanizado. (Dados de lavra calculados até outubro de 2015).....	131
Figura 5.2	Movimentação da curva caracterísitca do maciço, como consequência das tensões induzidas no maciço (Kaiser, 2015).....	133

Figura 5.3	Evidência de <i>buckling</i> entre os níveis 13 e 14 da rampa Fonte Grande Sul, sem evidência de <i>overbreak</i> devido a presença de suporte de superfície (Pereira,2014).....	134
Figura 5.4	Princípios de atuação do sistema de suporte/reforço para escavações subterrâneas (Cai e Kaiser, 2010).....	134
Figura 5.5	Concreto projetado como elemento confinante superficial do maciço rochoso (modificada de Pakalnis, 2014).....	135
Figura 5.6	Face detonada da rampa Fonte Grande Sul no dia 26/maio/2016, ilustrando a aplicação de concreto projetado no ciclo do desenvolvimento da rampa do Nível 19.....	136
Figura 5.7	Alteração no nível de <i>overbreak</i> da escavação após saneamento mecanizado em dois momentos distintos, nos anos de 2015 e 2016.....	137
Figura 5.8	Representação gráfica da evolução de <i>overbreak</i> (%) com influência do saneamento mecanizado relacionado a Figura 5.7.....	137
Figura 6.1	Comparação entre rampa FGS no nível 12 (foto superior) e nível 18 (foto inferior), ressaltando a diferença de seção entre ambas, devido a influência do saneamento mecanizado e utilização de concreto projetado.....	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Compilação de metodologias utilizadas para classificação de maciços rochosos. (Hoek <i>et al.</i> , 1993).....	12
Tabela 2.2	Recomendação para dimensionamento de suporte em acordo com a classificação RMR (Bieniawski, 1989).....	60
Tabela 2.3	Relação entre classificação de Barton (1974) e Morgan (1998) <i>apud</i> Papworth (2002).....	63
Tabela 3.1	Sequência de eventos propostos para a região da mina Cuiabá segundo Rankin (2006).....	82
Tabela 3.2	Caracterização das descontinuidades estruturais no corpo Fonte Grande Sul Barbosa (2008).....	83
Tabela 3.3	Classificação do maciço nos corpos FGS e Serrotinho da mina Cuiabá (Adptado de Barbosa 2008).....	85
Tabela 3.4	Parâmetros geomecânicos para os litotipos da mina Cuiabá (Adaptado de Tropia, 2013).....	86
Tabela 3.5	Compilação de resultados de ensaios da Mina Cuiabá 2015 (Pinto, 2015).....	87
Tabela 3.6	Resultados médios para o Nível 12 (Coetzer e Sellers, 2004).....	89
Tabela 3.7	Resultados médios para o Nível 14 (Coetzer e Sellers, 2004).....	90
Tabela 3.8	Tensões e direções principais <i>in situ</i> no N11, pelo modelo de cálculo (a), considerando módulo de elasticidade de 77280 MPa e coeficiente de Poisson de 0,16, Brandani <i>et al.</i> , 2016.....	93
Tabela 3.9	Tensões e direções principais <i>in situ</i> no N11, pelo modelo de cálculo (b), considerando módulo de elasticidade de 51250 MPa e coeficiente de Poisson de 0,335; Brandani <i>et al.</i> , 2016.....	93
Tabela 4.1	Resumo de informações dos níveis da rampa FGS. (*dados relativos à cota da boca do poço da Mina Cuiabá).....	103
Tabela 4.2	Resumo dos dados de mapeamento referentes a classificação dos maciços entre os níveis 13 a 15 da rampa FGS.....	104
Tabela 4.3	Compilação das informações mapeadas entre os níveis 11 e 18 da rampa FGS.....	105

Lista de símbolos, nomenclaturas e abreviações

Au – Ouro

BIF – *Banded Iron Formation* (Formação ferrífera bandada)

BIFS – Formação ferrífera bandada sulfetada

E – Módulo de *Young*

E' – Módulo de *Young* perpendicular à anisotropia

FGS – Corpo Fonte Grande Sul

GAL – Corpo Galinheiro

GSI – Índice de Resistência Geológica

FOG – *Fall of Ground*

K_H – Razão entre a magnitude da tensão horizontal maior e a vertical

K_H* – Razão entre a magnitude da tensão horizontal maior e menor

K_h – Razão entre a magnitude da tensão horizontal menor e a vertical

K_{Ha} – Razão entre a média das tensões horizontais e a vertical

MAN – Metandesito

MANX – Metandesito na zona de alteração distal da clorita

MBA – Metabasalto

PDCA – *Plan Do Chek Action*

Q – *Rock Tunneling Quality Index* (Índice de qualidade de rocha para túnel)

QF – Quadrilátero Ferrífero

QTZ – Quartzo

RCU – Resistência a Compressão Uniaxial

RMR – *Rock Mass Rating* (Valor de maciço rochoso)

Sb – Bandamento metamórfico

SER – Corpo Serrotinho

Sn – Foliação

TSL – *Thyn Spray on Liners*

UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais

X1 – Metapelitos

X2CL – Clorita-xisto

X2 – Sericita-xisto

XG – Metapelito carbonoso

XS- Metavulcanoclástica

σ – Tensão total

σ_v – Tensão vertical

σ_1 – Tensão principal maior

σ_c – Resistência a compressão uniaxial

σ_2 – Tensão principal intermediária

σ_3 – Tensão principal menor

ρ – Densidade

g – Gravidade

ε_c – *critical value of extension strain* (Valor crítico de deformação por extensão)

ε – Deslocamento

ε_a – Deslocamento axial

ε_r – Deslocamento radial

τ_{ub} – Tensão cisalhante excedente

ν – Coeficiente de Poisson

ν' – Coeficiente de Poisson perpendicular à anisotropia

η – Porosidade

Φ – Ângulo de atrito

Lista de equações

Equação 2.1: Determinação da tensão vertical (σ_v)

Equação 2.2: Tensão radial (σ_{rr}) para túnel de seção circular em ambiente hidrostático de magnitude p.

Equação 2.3: Tensão angular ($\sigma_{\theta\theta}$) para túnel de seção circular em ambiente hidrostático de magnitude p.

Equação 2.4: Tensão ($\sigma_{r\theta}$) nula.

Equação 2.5: Tensão crítica de *buckling*

Equação 2.6: Rigidez do suporte (k_c)

Equação 2.7 Máxima pressão de suporte ($p_{sc\ máx}$)

Equação 2.8: Capacidade resistiva para ruptura adesiva (c_a)

Equação 2.9: Capacidade resistiva para cisalhamento direto (c_{ds})

Equação 2.10: Capacidade resistiva para rupturas flexurais (c_{flex})

Equação 3.1: Cálculo de *overbreak*

Equação 3.2: Cálculo de *overbreak* equivalente

Lista de anexos

Anexo I: Fluxograma para dimensionamento de suporte – reforço (Hoek *et al.*, 1993)

Anexo II: Técnicas de preenchimento das rugosidades da escavação

Anexo III: Relação entre técnica de preenchimento e dimensão de cobertura

Anexo IV: Localização do ensaio realizado no nível 12 em 2004

Anexo V: Localização do ensaio realizado no nível 14 -2004

Anexo VI: Mapas de localização da estrutura S3

Anexo VII: Mapeamento qualitativo quanto a evidência de *buckling*

Anexo VIII: Recomendação de suporte, Hoek *et al.*, 1993.

Anexo IX: Coluna estatigráfica esquemática, Toledo (1997)

Anexo X: Medição de *overbreak* para os níveis 19 com concreto projetado no ciclo

Sumário

CAPÍTULO 1.....	1
INTRODUÇÃO.....	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2 OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO.....	2
1.3 METODOLOGIA.....	3
CAPÍTULO 2.....	5
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 ROCHA INTACTA.....	5
2.2 MACIÇOS ROCHOSOS.....	7
2.3 TENSÕES.....	12
2.3.1 Tensões <i>in situ</i> do maciço rochoso.....	15
2.3.2 Tensões induzidas.....	18
2.3.2.1 Zonas de Influência.....	21
2.4 MECANISMOS DE RUPTURA E ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS.....	23
2.4.1 Mecanismos de controle estrutural.....	25
2.4.2 Mecanismos controlados por tensões.....	29
2.4.2.1 Spalling.....	29
2.4.2.2 Flexão composta (buckling).....	34
2.5 SISTEMA DE REFORÇO E SUPORTE.....	42
2.5.1 Terminologia.....	43
2.5.2 Princípios de atuação do suporte e ou reforço.....	44
2.5.3 Reforços para escavações subterrâneas.....	48
2.5.4 Suportes para escavações subterrâneas.....	49
2.6 CONCRETO PROJETADO.....	49

2.6.1 História do concreto projetado.....	50
2.6.2 Mecanismos de atuação do concreto projetado.....	51
2.6.3 Mecanismos de ruptura do concreto projetado.....	56
2.6.4 Técnicas de dimensionamento.....	58
CAPÍTULO 3.....	71
MINA CUIABÁ.....	71
3.1 LOCALIZAÇÃO DA MINA CUIABÁ.....	71
3.2 SÍNTESE HISTÓRICA.....	71
3.3 ASPECTOS OPERACIONAIS.....	73
3.4 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA.....	75
3.4.1 Litografia.....	76
3.4.2 Geologia Estrutural.....	80
3.4.2.1 Geologia estrutural da Mina Cuiabá.....	81
3.5 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA.....	83
3.5.1 Caracterização Geotécnica.....	83
3.5.2 Parâmetros de rocha intacta.....	85
3.5.3 Tensões <i>in situ</i>	87
3.5.3.1 Ensaio realizado em 2004.....	88
3.5.3.2 Ensaio realizado em 2015.....	91
3.5.4 Diversidade de suporte/reforço aplicado na mina.....	94
CAPÍTULO 4.....	100
ESTUDO DO MECANISMO DE RUPTURA DA FONTE RAMPA GRANDE SUL	101
4.1 CARACTERÍSTICAS DA RAMPA FONTE GRANDE SUL (NÍVEL 11 AO NÍVEL 18).....	100
4.2 CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO DA RAMPA FGS.....	102
4.2.1 Classificação geomecânica.....	102

4.2.2 Mapeamento de estruturas.....	103
4.2.2.1 Foliação Principal.....	103
4.2.2.2 Estrutura S3.....	105
4.3 EVIDÊNCIA QUALITATIVA DE BUCKLING.....	107
4.4 AVALIAÇÃO QUANTITATIVA DO MECANISMO DE RUPTURA DA RAMPA FONTE GRANDE SUL.....	114
4.4.1 Overbreak.....	114
4.4.2 Análise crítica do resultado.....	117
CAPÍTULO 5.....	128
DISCUSSÃO	128
CAPÍTULO 6.....	137
CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	137
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	141

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O conhecimento do mecanismo de ruptura a qual as escavações subterrâneas estão submetidas é de fundamental importância para que estudos geotécnicos de dimensionamento de suporte possam ser realizados de maneira efetiva a evitar consequências do curto ao longo prazo, tanto no aspecto de segurança operacional quanto em custos de retrabalho para adequação das escavações.

Das características geotécnicas do maciço rochoso, a anisotropia decorrente da formação geológica, é sem dúvida uma das mais peculiares. A presença de anisotropia em maciços xistosos, decorrentes da orientação mineralógica durante o seu metamorfismo, modifica a distribuição de esforços pós escavação, condicionando, em alguns casos, a ocorrência de rupturas do tipo *buckling* (flexão composta).

O estudo dos fatores contribuintes para o mecanismo de ruptura do tipo flexão composta permite ao geotécnico dimensionar suportes específicos para que tal movimento progressivo seja restringido, reduzindo o comprometimento das condições de segurança operacional e o custo com retrabalho.

O conhecimento da interação rocha-suporte determinará o sucesso da sustentabilidade das escavações, haja visto que, o ciclo de uma mina consiste em uma atividade dinâmica, diretamente influenciado pelas constantes alterações às quais a mina é submetida durante a evolução do desenvolvimento da lavra. Este fato reforça a relevância de que os mecanismos de estabilização sejam dispostos nas escavações nos momentos adequados, promovendo assim, sua verdadeira efetividade.

Na região do Quadrilátero Ferrífero, QF, em Minas Gerais, inúmeros depósitos apresentam maciços rochosos anisotrópicos, e muitos destes são lavrados por metodologias subterrâneas, logo, o adequado conhecimento desta característica é relevante para a segurança e produtividade das operações.

1.2 OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação propõe estabelecer um estudo do mecanismo de ruptura do tipo *buckling*, flexão composta, a partir de evidências de campo e levantamentos realizados ao longo de uma rampa de acesso na Mina Cuiabá, bem como sua interação com a recomendação de suporte e práticas correntes da mina. Atualmente, a mina possui aproximadamente 200Km de escavações, uma profundidade superior a 1200 metros e diversas situações com evidências geomecânicas do mecanismo de ruptura citado.

A dissertação, essencialmente, avalia e compara as evidências de *buckling* com as teorias existentes. Demonstra também os fatores mais relevantes que condicionam o mecanismo de ruptura citado e direcionar tipo de suportes que podem prover uma capacidade adequada, considerando ainda as mudanças do estado de tensão às quais o ambiente está submetido com a dinamicidade da mina subterrânea.

O estudo deste fenômeno, contribui para:

- Entender melhor o mecanismo de ruptura do tipo *buckling*;
- Validar tecnicamente a necessidade de aplicação de suporte de superfície como alternativa para evitar progresso do mecanismo de ruptura;
- Verificar a influência da direção da galeria, dos tipos litológicos e das suas estruturas geológicas na formação do *buckling*;
- Compreender a influência do saneamento mecanizado nas regiões de *buckling* e suas consequências para a estabilidade da escavação;

Além dos objetivos descritos acima, os estudos desenvolvidos na dissertação tiveram como finalidade contribuir para o conhecimento geomecânico da região do Quadrilátero Ferrífero no que diz respeito ao comportamento de maciços anisotrópicos em escavações subterrâneas e também para escavações em maciços semelhantes localizadas em outros contextos geológicos.

Outras minas, independentemente da parte financiadora, poderão ter como referências os dados, metodologia e conclusões aqui apresentados.

1.3 METODOLOGIA

A metodologia de trabalho adotada na dissertação teve como referência o processo de gestão, conhecido como PDCA (*Plan, Do, Check, Action*), da qual representa o método de solução de problemas (Campos, 2013).

Na primeira fase dos trabalhos, foram descritos os principais fatores que provocam e/ou agravam o mecanismo de ruptura nas escavações em estudo neste trabalho, o *buckling*, bem como o princípio de ruptura. Como exemplo destes fatores podemos citar inclinação do túnel, atitude dos planos de foliação, litologia, espaçamento entre planos, parâmetros geotécnicos do maciço rochoso, entre outros.

A etapa seguinte envolveu um mapeamento geotécnico com objetivo de quantificar em extensão os locais com evidências do mecanismo de ruptura ao longo de toda a rampa, independente do estágio de evolução da ruptura, referindo-se apenas a presença do mecanismo de estudo.

Diante dos resultados observados na segunda etapa, uma nova alternativa quantitativa do impacto do mecanismo de ruptura *buckling* nas escavações, foi proposto, representando assim a terceira etapa. Nesta, toda a extensão da rampa Fonte Grande Sul entre os níveis 11 (profundidade de 764 metros) e 18 (profundidade de 1205 metros) foi digitalmente escaneada para determinação da porcentagem de *overbreak*, evidente nas rampas em virtude da presença do mecanismo de ruptura estudado nas etapas anteriores; e também devido à influência de aspectos operacionais temporais, condicionados pela dinamicidade da qual escavações subterrâneas são submetidas durante a evolução da lavra e desenvolvimento.

A quarta etapa compreendeu um segundo mapeamento da rampa, porém, com o propósito de estudar aspectos estruturais que pudessem ser fatores agravantes no processo, como a estrutura S3 (família de foliação referente a clivagem de crenulação), bem como maior detalhamento da foliação evidente no ponto de estudo. Outra característica como a inclinação da rampa foi medida para que a análise comparativa com o proposto por Trópia (2013) fosse certificado.

A quinta e última etapa dos estudos compreende a análise e combinação dos dados obtidos em todas as etapas e comparação com as recomendações teóricas apresentadas nas literaturas consultadas.

As etapas da dissertação foram revisitadas de maneira iterativa durante o desenvolvimento do trabalho, demonstrando assim, a grande relevância da etapa de verificação proposta na metodologia PDCA, citada no primeiro parágrafo deste capítulo.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ROCHA INTACTA

Desde os anos 60, período quando iniciaram-se os estudos relativos à mecânica das rochas, trabalhos mais elaborados foram desenvolvidos para a rocha intacta, em virtude da maior proximidade deste elemento a mecânica dos sólidos clássica e a maior facilidade para obtenção de amostras para realização de ensaios em áreas onde o homem, até então, não havia acessado (Hudson e Harisson, 2000).

O conhecimento da deformabilidade, resistência e mecanismo de ruptura da rocha intacta, representam parâmetros críticos para o adequado dimensionamento de escavações nos aspectos de reforços e suportes.

Alguns parâmetros provenientes de ensaios laboratoriais em amostras, permitem classificá-las para aplicações, associadas inicialmente ao comportamento da rocha intacta (Goodman, 1989). Dentre estes parâmetros exemplifica-se: porosidade, densidade, permeabilidade, resistência a compressão uniaxial, velocidade de propagação sônica, módulo de *Young* e coeficiente de *Poisson*.

Ensaios para determinação da resistência da rocha intacta requerem preparação minuciosa da amostra e da metodologia de ensaio, sendo assim, os resultados são sensíveis ao método e tipo de carregamento. Dentre os métodos destaca-se:

1. Resistência a compressão puntiforme;
2. Resistência a Compressão Uniaxial;
3. Resistência a Compressão Triaxial;
4. Resistência a tração direta;
5. Ensaio Brasileiro;

Segundo Brady e Brown (2004), o ensaio de compressão uniaxial, representa dentre os ensaios existentes, o mais praticado em rochas. O ensaio permite determinar a resistência à compressão uniaxial (σ_c) e propriedades elásticas como módulo de *Young*, E , e

coeficiente de *Poisson*, v. A Figura 2.1 demonstra resultado típico para ensaio de compressão uniaxial.

A realização deste ensaio, bem como sua interpretação são padronizadas pela *International Society for Rock Mechanics* (ISRM), garantindo assim a minimização das influências dos efeitos da restrição das bases da amostra, relação altura pelo diâmetro, forma da amostra, taxa de carregamento, rigidez dos equipamentos de ensaio, ciclos de carregamentos e descarregamento, e outros.

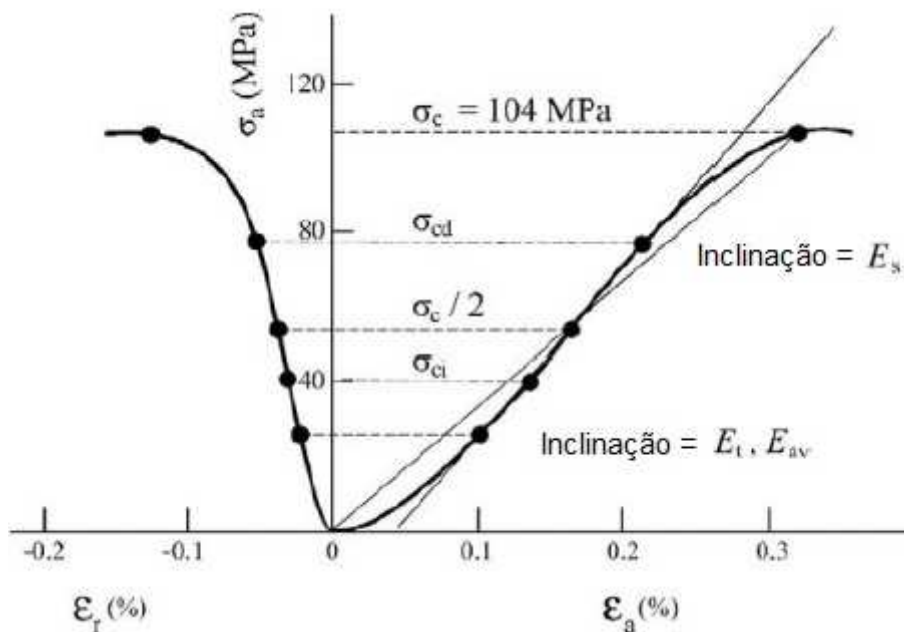


Figura 2.1: Resultados típicos dos ensaios de compressão uniaxial, para a determinação da Resistência de compressão uniaxial (σ_c), do módulo de *Young* (E) e do coeficiente de *poisson* (Brady e Brown, 2004).

A influência da tensão confinante, σ_3 , representa um elemento de fundamental relevância para o comportamento da rocha intacta, assim como evidenciado pela Figura 2.2. Nota-se que com aumento do confinamento a resistência de pico aumenta, ocorre uma transição de comportamento da amostra de frágil para dúctil, a diferença entre resistência de pico e residual tende a desaparecer para elevados confinamentos e o comportamento sobre a tensão de pico ganha maior amplitude de deformação à medida que se eleva o confinamento.

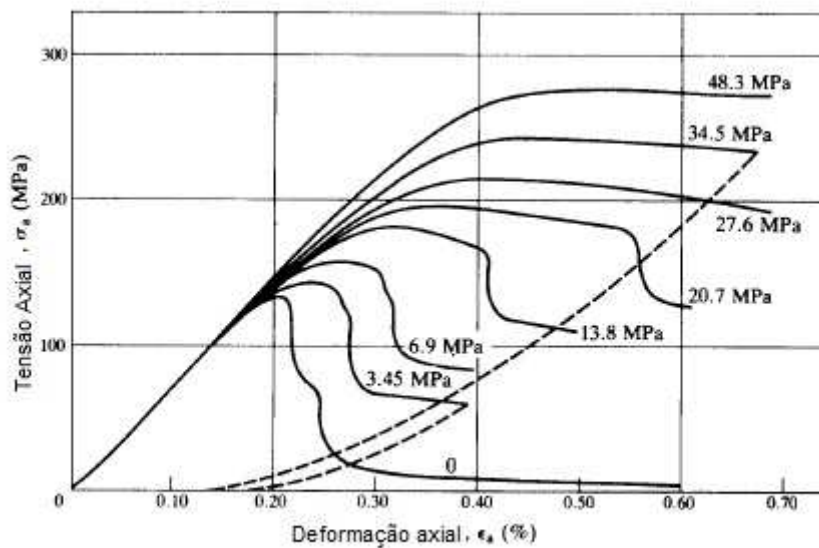


Figura 2.2: Curvas de tensão vs deformação, obtidas a partir de ensaios triaxiais para amostras de Mármore Tennessee. As pressões de confinamento estão indicadas nas respectivas curvas (Brady e Brown, 2004).

2.2 MACIÇOS ROCHOSOS

Escavações em rocha, seja em aplicações de superfície ou subterrânea, provocam equivalentes ou maiores consequências nas discontinuidades que na rocha intacta. Assim sendo, a classificação do maciço rochoso para aplicações de engenharia não se baseia somente em testes de laboratório, mas também em características estruturais e no ambiente o qual o objeto de estudo está disposto (Goodman, 1989).

A Figura 2.3 ilustra a transição de rocha intacta para maciço rochoso intensamente fraturado evidenciada no aumento da área da amostra em um ambiente hipotético ao redor de uma escavação subterrânea. A escolha do tipo de modelo a se aplicar nos estudos estará relacionada ao tamanho da escavação quando comparado com o número de famílias de discontinuidade, espaçamento das discontinuidades, estado de tensão, cinemática das discontinuidades em relação à escavação e resistência destes planos.

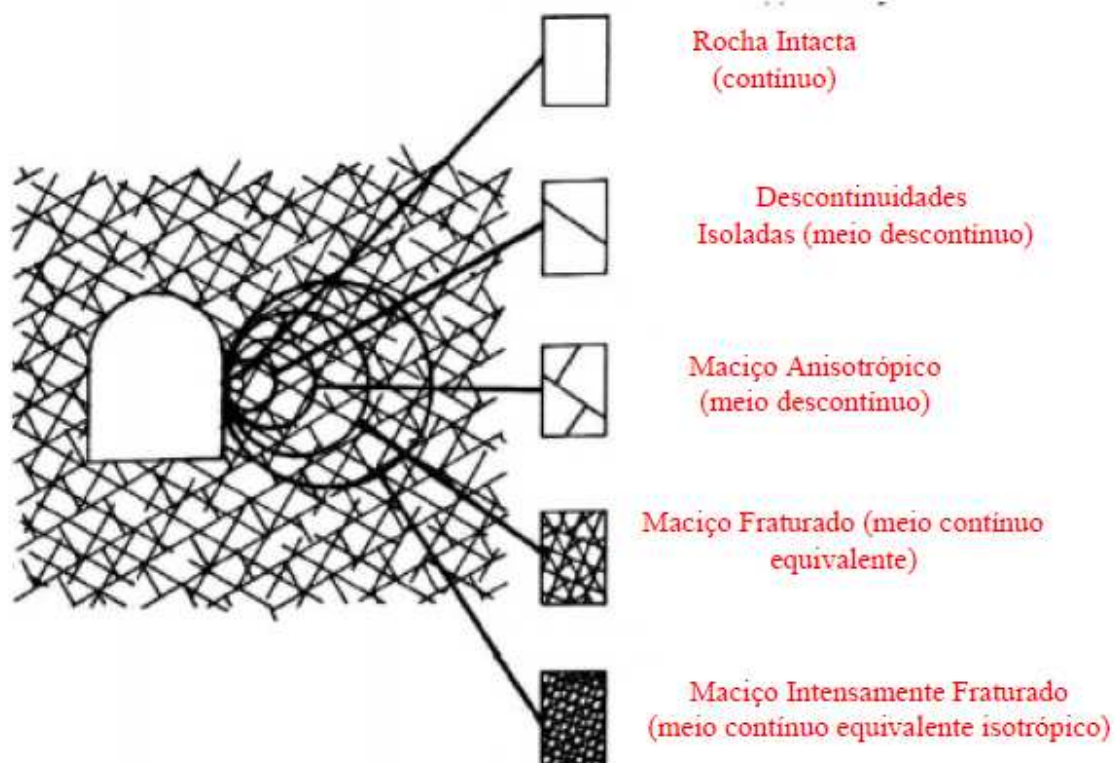


Figura 2.3: Efeito escala e suas respectivas correspondências referentes a meio contínuo ou descontínuo (*after* Hoek e Brown, 1988 *apud* Brady e Brown, 2004).

A presença de uma família principal de descontinuidade ou de várias, não necessariamente implica que o maciço rochoso irá se comportar como meio descontínuo. Em ambiente de mineração no qual as rochas encaixantes são submetidas a elevados esforços compressivos, é razoável considerar o maciço rochoso como um meio elástico contínuo equivalente. (Brady e Brown, 2004)

A Figura 2.4 demonstra uma analogia entre uma lamina de rocha intacta destacando a disposição dos minerais contra os contornos de uma amostra de rocha intensamente fraturada. Mesmo considerando que a lamina possui uma escala sub milimétrica e a amostra de rocha fraturada uma escala métrica, ambas poderão apresentar um comportamento contínuo equivalente isotrópico, ainda tratando-se de um maciço rochoso.

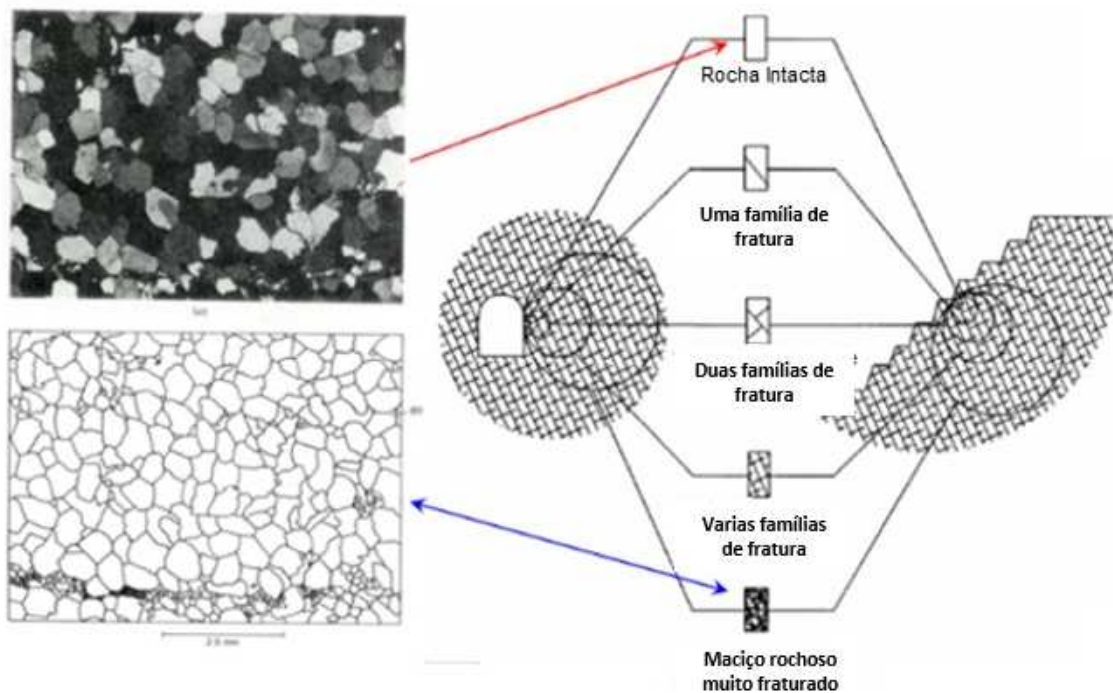


Figura 2.4: Efeito escala para maciços rochosos (after Hoek e Brown, 1988 *apud* Brady e Brown, 2004).

Para maciços considerados como descontínuos, Figura 2.3, a determinação das propriedades mecânicas globais representa um grande desafio. Correlações teóricas podem ser aplicadas para estimativa da resistência geral do maciço, assim como proposto por Jaeger para descontinuidades únicas (Brady e Brown, 2004).

Ambientes descontínuos caracterizam um ambiente anisotrópico, pois condicionam uma variabilidade das propriedades físicas para diferentes direções. Tais como o módulo de deformabilidade, a resistência à compressão uniaxial e a variação da velocidade de propagação de ondas sísmicas.

De acordo com o nível de variação observada em três direções ortogonais a rocha poderá ser classificada em diferentes grupos. Quando as direções ortogonais apresentam mesmos valores a rocha denomina de isotrópica, quando apenas duas direções são equivalentes isotrópica transversa, quando os três são valores distintos a rocha têm caráter ortotrópico. Para maciços com simetria conferida por estruturas tipo xistosidade ou foliação, observa-se módulos de deformabilidade maiores quando ensaio for realizado paralelo a estrutura, ou seja, aplicação de força paralelo a estrutura.

Assim como para a deformabilidade, algumas rochas poderão exibir anisotropia em relação à resistência à compressão. Para rochas xistosas é frequente observar valores mais elevados da resistência quando a carga é aplicada perpendicularmente aos planos de xistosidade, registrando valores mínimos quando a carga é aplicada em direção oblíqua às estruturas. Pela Figura 2.5 observa-se que o valor da resistência é variável em função da orientação relativa da descontinuidade e da direção de carga. Registra-se, ainda, que o valor mínimo é função do ângulo de atrito (Φ) e da descontinuidade.

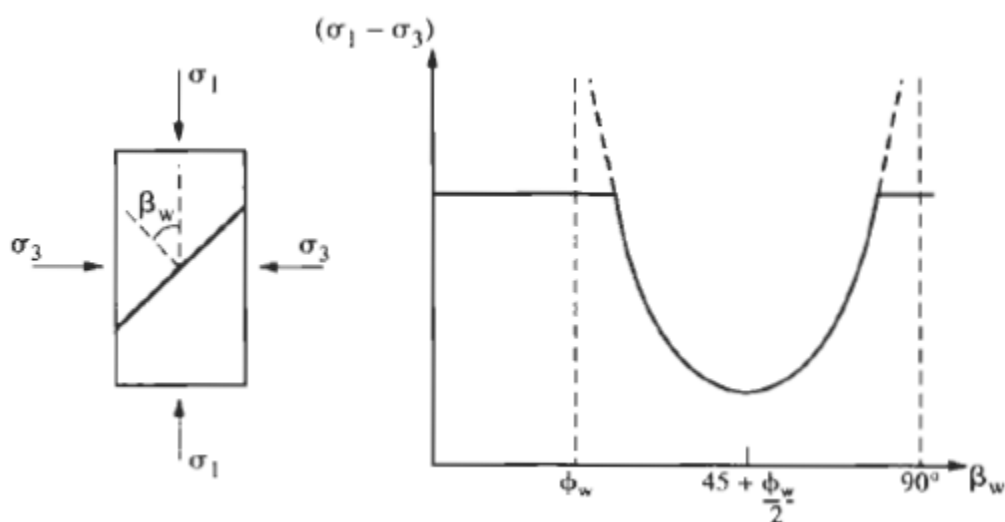


Figura 2.5: Tensão de ruptura em função da orientação da descontinuidade sob confinamento constante para ensaio de compressão triaxial (Hudson e Harrison, 2000).

A Figura 2.5, representa a perda de resistência de uma amostra quando apresenta um único plano de descontinuidade. Considerando um maciço rochoso com maior quantidade de famílias, observa-se pela Figura 2.6 que o impacto das estruturas se torna ainda mais relevante quanto à perda de resistência de pico, forçando a ruptura a quase exclusivamente a ocorrer pelo cisalhamento entre planos e não pela rocha intacta. Neste exemplo hipotético as famílias de descontinuidade apresentam as mesmas características mecânicas e o maciço tende a ser isotrópico, porém, caso qualquer plano tenha características distintas, o comportamento do material perderia tal característica de contínuo equivalente e passaria a ser novamente anisotrópico descontínuo.

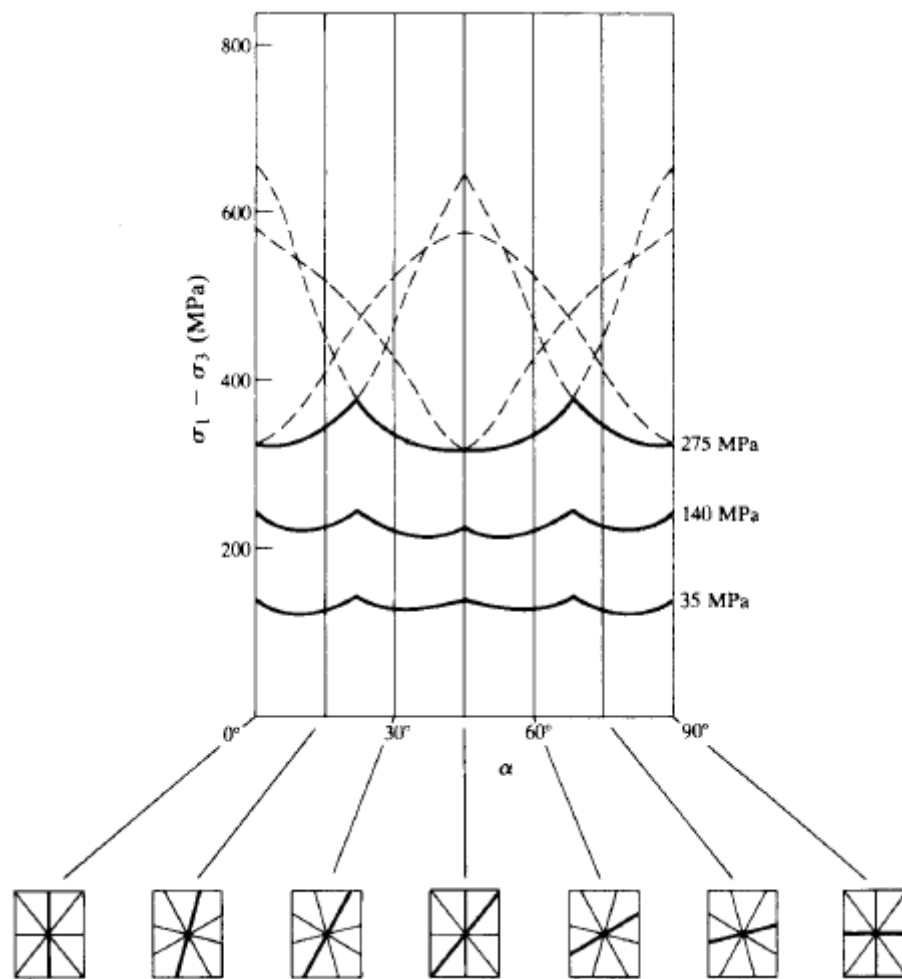


Figura 2.6: Resistência de ruptura de maciço hipotético, composto por quatro planos de descontinuidade em três diferentes níveis de confinamento para ensaio de compressão triaxial (Brady e Brown, 2004).

A dificuldade em determinar as resistências globais do maciço por ensaios e metodologias analíticas representativas induziram a criação de modelos empíricos. Diversos autores, propuseram metodologias práticas para que maciços rochosos pudessem ser classificados quantitativamente com base em suas principais propriedades, em sua maioria listadas em *check-list* padronizados pelos próprios autores. A Tabela 2.1, apresenta as principais referências com o propósito de determinar classificação ao maciço rochoso.

Tabela 2.1: Compilação de metodologias utilizadas para classificação de maciços rochosos. (Hoek *et al.*, 1993).

METODOLOGIA	AUTORES
Classificação de Ritter	Ritter (1879)
Classificação de Terzaghi	Terzaghi (1946)
Classificação de Lauffer	Lauffer (1958)
<i>Rock Quality Designation Index (RQD)</i>	Deere et al., 1967
<i>Rock Structure Rating (RSR)</i>	Wickham et al., 1972
<i>Rock Mass Rating (RMR)</i>	Bieniawski (1976)
<i>Tunneling Quality Index (Q)</i>	Barton et al. (1974)
<i>Modified basic RMR (MBR)</i>	Cummings et al., 1982 e Kendorski et al., 1983
<i>Modified Rock Mass Rating (MRMR)</i>	Laubscher and Page (1990)
<i>Geological Strenght Index (GSI)</i>	Hoek (1994)

A partir dessas classificações geomecânicas, critérios de resistência para maciço rochoso foram também determinados.

2.3 TENSÕES

O maciço rochoso, superficial ou subterrâneo, apresenta uma condição específica de estado de tensão decorrente de diversos motivos, bem como: gravitacional, tectônico e outros. Segundo Goodman (1989), qualquer maciço *in situ* possui componentes de tensão diferentes de zero.

Hudson *et al.*, (2003) define tensão como um tensor quantitativo, não sendo apenas um escalar e nem apenas um vetor, mas possuem plano de aplicação, magnitude e direção para esforços normais e cisalhantes. De acordo com o mesmo autor, três fatores são fundamentais para entendimento da tensão: o primeiro é representado pelo entendimento da existência das forças cisalhantes, Figura 2.7.

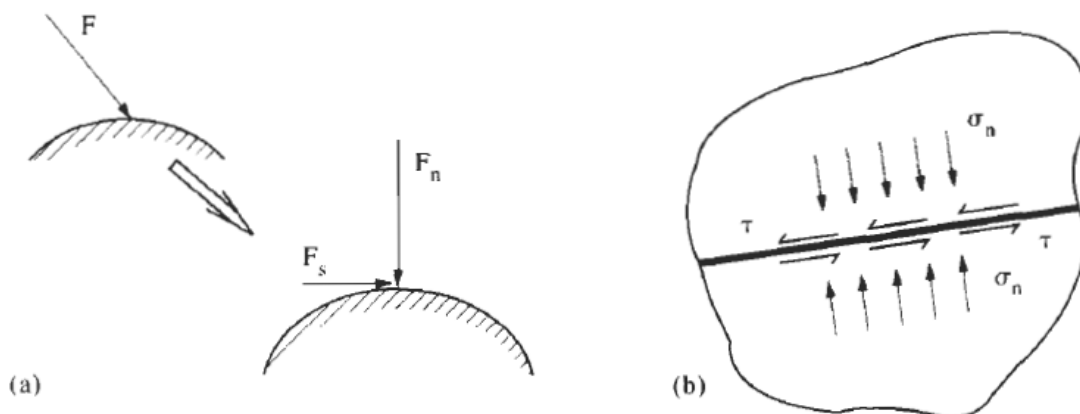
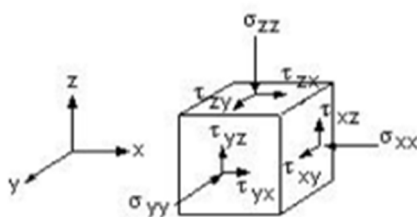


Figura 2.7: (a) Forças Normais (F_n) e Forças Cisalhantes (F_s). (b) Tensão Normal e tensão cisalhante (Hudson e Harrison, 2000).

A Figura 2.8 representa a tensão em um cubo infinitesimal com três componentes normais atuando perpendicular às faces de um cubo e seis cisalhantes atuando ao longo dessas faces, compondo assim um total de nove componentes que podem ser escritas na forma matricial conforme apresentado abaixo.

Tensões normais e tensões de cisalhamento



$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

Estado de tensão geral

Figura 2.8: Componentes de tensão atuantes em um cubo infinitesimal dentro de um maciço rochoso (Hudson e Cooling, 1988).

O segundo fator para entendimento da tensão correlaciona-se com a maneira de se calcular as componentes do estado de tensão que são dependentes da resultante da força e da área de atuação, logo, provocando uma resultante controlada por duas variáveis conjugadas, conforme Figura 2.9

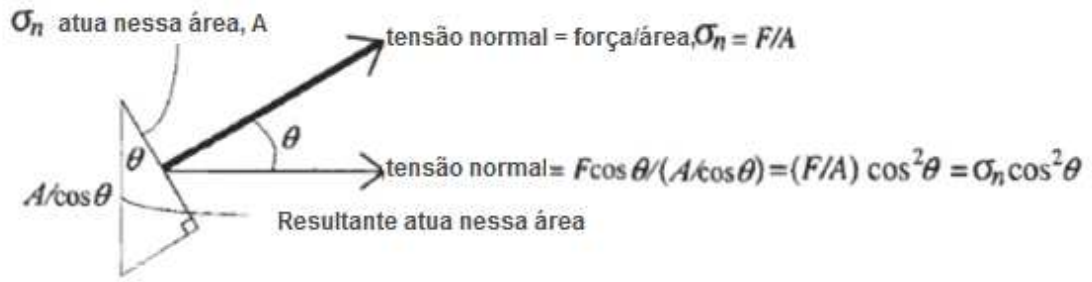


Figura 2.9: Resolução das componentes de tensão (Hudson e Harrison 2000).

Quando as tensões normais e cisalhantes são transformadas em acordo com um sistema de coordenada, as equações resultantes para os novos planos específicos, possibilitam a determinação do círculo de Mohr, definido no espaço tensão normal e cisalhante. Esta solução representa o terceiro fator fundamental para entendimento da tensão.

Hudson *et al.*, (2003) explicam que existe apenas uma orientação em que, ao ser transladado, terá suas componentes cisalhantes com valor igual a zero. Nessa orientação, as faces do cubo representarão planos principais de tensão e as tensões normais a essas serão, então, o que se denomina como tensões principais sendo $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ (Figura 2.10).

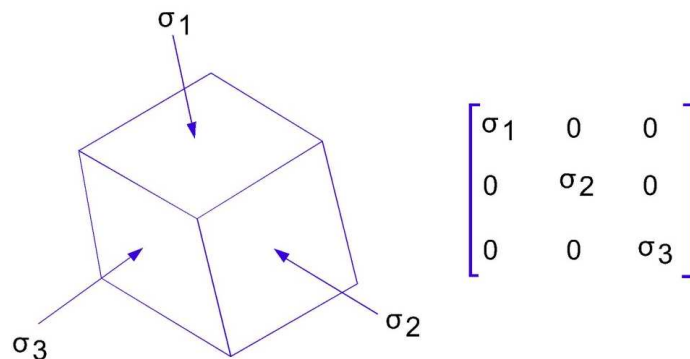


Figura 2.10: Componentes de tensão principais atuantes perpendicularmente a planos onde não há tensões cisalhantes (Hudson e Harrison, 2000).

2.3.1 Tensões *in situ* do maciço rochoso

O estado de tensão final a qual uma escavação está submetida é a resultante do estado de tensão *in situ* somado as tensões induzidas, oriundas, por exemplo, do efeito escavação. Como as tensões induzidas são diretamente correlatas ao estado de tensão inicial, a

determinação do segundo é fundamental para qualquer análise de engenharia. (Brady e Brown, 2004)

O conhecimento prévio do estado de tensão em um determinado ponto do maciço rochoso permite avaliar as condições de contorno que um projeto de engenharia poderá estar submetido (Hudson e Harrison, 2000).

As tensões *in situ* representam um conceito fundamental para os princípios de mecânica de rochas e suas aplicações. Seu conhecimento associado a outras propriedades do maciço rochoso é necessário para prever o comportamento dos maciços a serem escavados (saindo da sua condição natural), quando se estuda a estabilidade de estruturas como túneis, minas, furos ou escavações de superfície (Amadei e Stephansson, 1997).

As tensões atuantes em um maciço rochoso são provenientes da gravidade (peso da coluna de rocha) e de fatores como superfície topográfica, erosão, inclusões geológicas, tensões tectônicas e falhas, que podem alterar o estado de tensões *in situ* em um ponto do maciço rochoso.

A tensão vertical (σ_v), em uma primeira aproximação resultante do peso da coluna de rocha existente acima de um ponto em qualquer profundidade, a ser calculada pela Equação 2.1 abaixo:

$$\sigma_v = \rho gh. \quad (2.1)$$

Sendo ρ a densidade da rocha, g a gravidade e h a espessura de coluna de rocha.

Medidas de tensão vertical, *in situ*, de várias operações de mineração ou obras civis no mundo, Figura 2.11, confirmam uma boa correlação entre os dados observados em maiores profundidades, enquanto para profundidades menores (< 500m) verifica-se maior variabilidade (Brady e Brown, 2004).

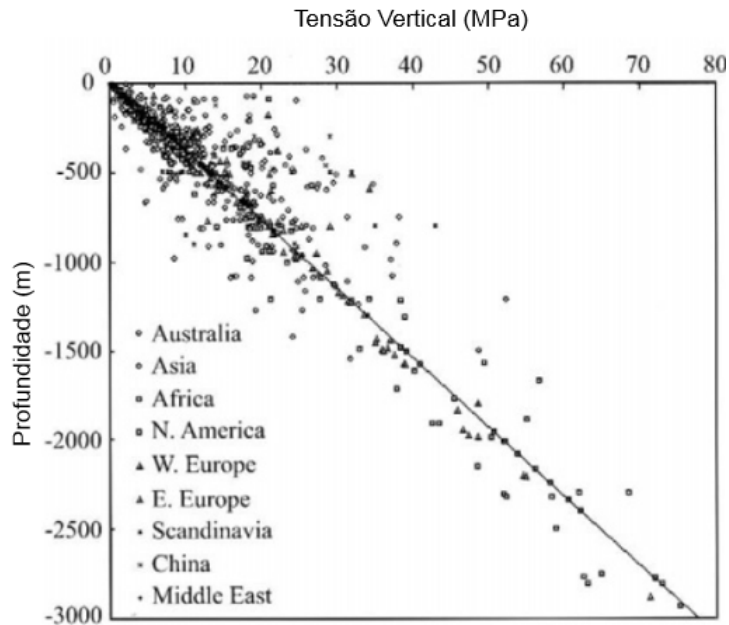


Figura 2.11: Variação da tensão vertical com a profundidade (Windsor ,2003 *apud* Brady e Brown, 2004).

As componentes verticais, existem ainda compondo o estado de tensão horizontais, σ_H e σ_h , são em gerais definidas como a resultante da multiplicação da tensão vertical (σ_v) por um fator K. De acordo com Herget (1988) *apud* Magalhães (1999), não são comuns os casos em que as tensões horizontais são menores ou iguais à tensão vertical. Aytmatov (1986) *apud* Amadei e Stephansson (1997), também apresenta que, em 65% a 70% das medições de tensão realizadas em diferentes partes do mundo, as tensões horizontais são maiores que as verticais. Segundo Brady e Brown (2004), a estimativa da tensão horizontal se faz mais complexa quando comparada da vertical.

Sheorey (1994) *apud* Brady e Brown (2004), desenvolveu um modelo da crosta terrestre com objetivo de estudar o comportamento do fator K para diferentes coeficientes elásticos, diferentes densidades e coeficientes térmicos entre a crosta e manto. O produto de suas equações pode ser observado na Figura 2.12 que se mostra bastante semelhante aos resultados de medições *in situ* propostos por Windsor (2003), apresentado na Figura 2.13.

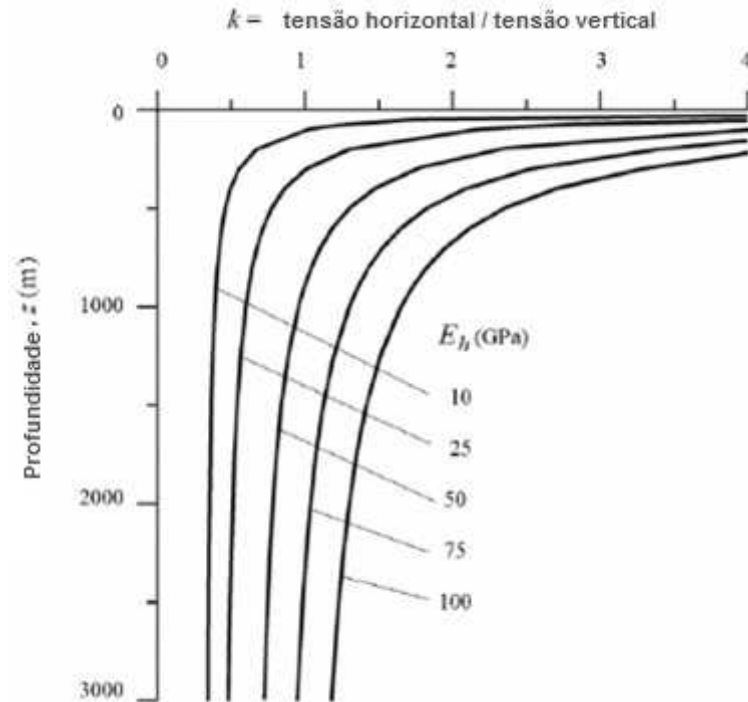


Figura 2.12: Fator K para diferentes módulos de elasticidade, de acordo com a equação de Sheorey (Sheorey 2004 *apud* Brady e Brown 2004).

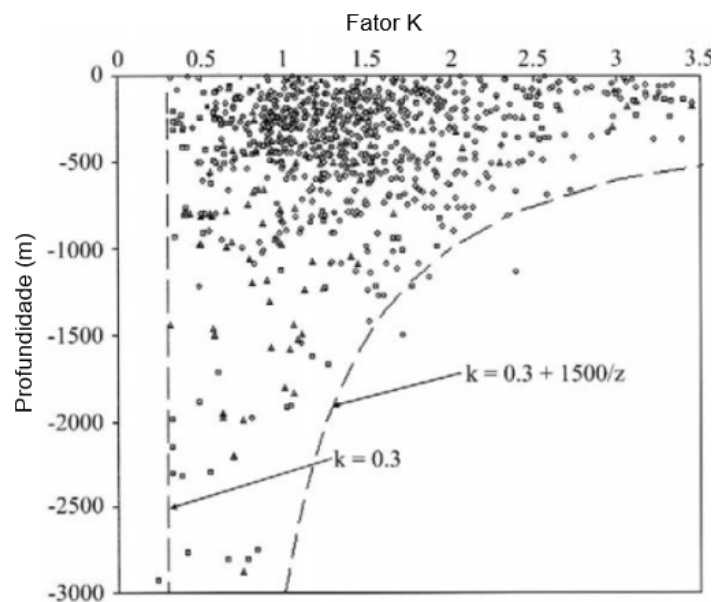


Figura 2.13: Variação de k com a profundidade (Windsor, 2003 *apud* Brady e Brown, 2004).

Algumas técnicas de medição da tensão *in situ* têm sido desenvolvidas desde 1930, por diversas metodologias que vem se aprimorando nos últimos anos. Ljunggren *et al.*, (2003), classificam os métodos de determinação de tensão *in situ* em duas categorias principais. São elas:

- I. Métodos que modificam a condição *in situ* do maciço pela indução de deformação ou abertura de fraturas pré-existentes. Como as técnicas: Fraturamento Hidráulico, Sobrefuração (*overcoring*), Macaco Plano (*flat jack*), por exemplo.
- II. Métodos baseados na observação do comportamento do maciço rochoso sem qualquer influência de um ensaio específico. Como opções de observação: *discing*, *breakouts*, deformação de grandes volumes de rocha (retro-análise), Métodos Acústicos (Efeito Kaiser), dentre outros.

2.3.2 Tensões induzida

A Figura 2.14 destaca um corpo mineralizado horizontal e uniforme, em que ABCD e EFGH representam os blocos que serão lavrados e que, antes de serem escavados exercem esforços de estabilização no maciço rochoso circundante. Após a lavra, Figura 2.14 (b), é razoável considerar que forças de mesma magnitude, e sentidos opostos são aplicadas as regiões explotadas. A ocorrência destas induções de esforços, provocam deslocamentos do maciço encaixante, nos pilares, bem como alterações no estado de tensão *in situ*.

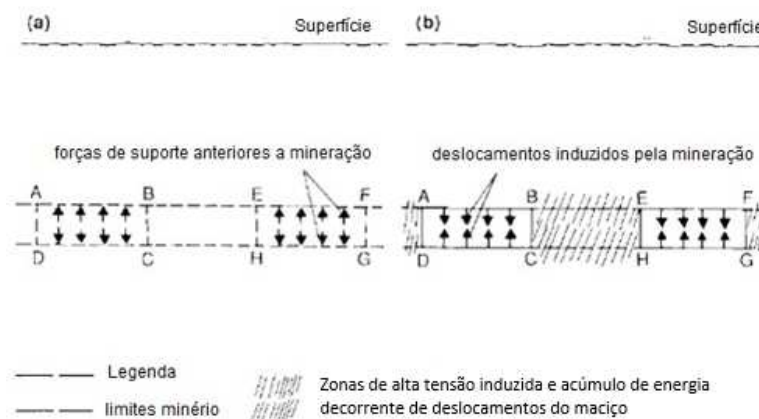


Figura 2.14: (a) Condição pré lavra ao redor do corpo mineralizado, e (b) consequências pós lavra nas redistribuições de esforços no maciço (Brady e Brown, 2004).

De maneira mais geral, quando escavações subterrâneas são desenvolvidas em um maciço rochoso, as tensões na vizinhança são redistribuídas provocando a mudança do estado de tensão, como observado na Figura 2.15, na qual, as tensões *in situ*, σ_v e σ_h modificaram-se após a escavação do túnel circular para σ_1 , σ_2 , σ_3 .

O estado de tensão induzido por escavações pode ser determinado por soluções analíticas e/ou numéricas, que apresentam limitações e premissas da metodologia.

Para os modelos analíticos, Kirsch (1898) *apud* Brady e Brown 2004, apresenta para meios elásticos e escavações circulares a determinação dos esforços induzidos nas vizinhanças. Como sequência destes estudos outros autores como Love (1927), Muskhelishvili (1953) e Savin (1961) sugerem soluções para escavações com várias geometrias em meios elásticos.

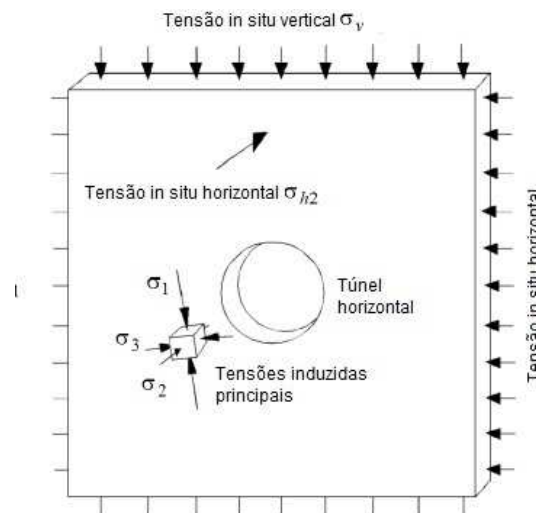


Figura 2.15: Ilustração do estado de tensão induzido próximo a um túnel horizontal, previamente submetido a um estado de tensão uniforme vertical e horizontal (Hoek,2006).

A Figura 2.16 demonstra uma seção transversal em túnel circular submetido a um estado de tensão biaxial, definido por $p_{yy} = p$, e $p_{xx} = Kp$. A solução completa para as redistribuições de tensão e deslocamento são provenientes da solução de Kirsch (1898) *apud* Brady e Brown 2004 que não serão apresentadas nesta revisão.

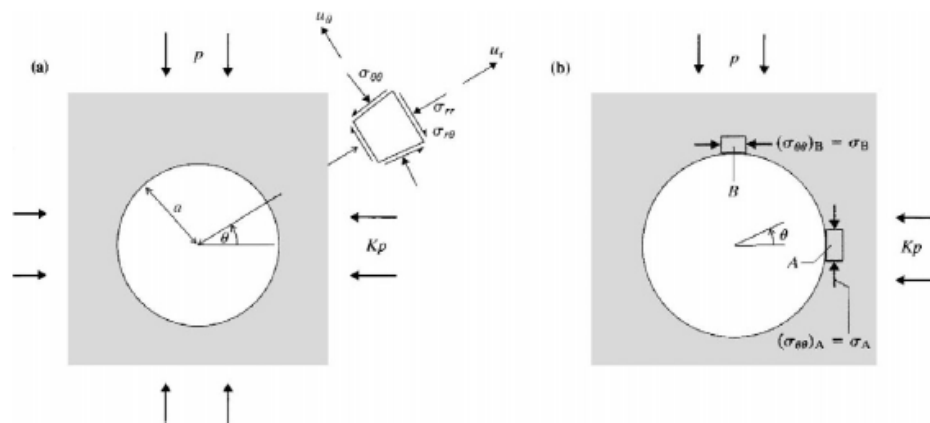


Figura 2.16: Problema geométrico para solução de redistribuição de esforços e deslocamentos ao redor de uma escavação circular e submetido ao estado de tensão biaxial (Brady e Brown, 2004).

A solução proposta por Kirsch é de grande importância para estudos preliminares do comportamento de um determinado meio ou para calibração de modelos numéricos. Para projetos, modelos analíticos são, em sua grande maioria, simplistas nos aspectos de geometria e propriedade dos materiais. Portanto, soluções numéricas se tornam mais próximas da realidade e menos conservadoras. Dentre as metodologias existentes, destacam-se duas classes:

- Métodos de Contorno: quando as superfícies das escavações são discretizadas em elementos e o interior do maciço rochoso é representado matematicamente como um meio contínuo. Geralmente este método se restringe a análise elástica.
- Método de domínio: quando o domínio da análise é dividido em elementos que possuem propriedades específicas, e se interajem determinando o comportamento resultante do maciço rochoso. Dentro desta classe algumas técnicas se destacam como: elementos finitos, diferenças finitas e elementos discretos.

De acordo com Hoek (2006), os métodos numéricos podem se combinar, formando os modelos híbridos que maximiza as vantagens de cada metodologia, minimizando as desvantagens individuais.

2.3.2.1 Zonas de Influência

Brady e Brown (2004) definem zona de influência como o domínio onde o estado de tensão inicial é significativamente modificado pela execução de uma escavação. Os mesmos autores destacam que esta influência é condicionada principalmente pela geometria da escavação e pelo estado de tensão *in situ*.

A redistribuição de tensões resultante de uma escavação circular em um maciço rochoso considerado elástico, submetido a um estado de tensão hidrostático de magnitude p , podem ser calculados pelas expressões abaixo que também sinalizam uma distribuição axi simétrica, conforme Figura 2.17 (a), devido a independência da redistribuição com o ângulo θ . Em outras palavras $\sigma_{r\theta}$, será sempre zero. As Equações 2.2, 2.3 e 2.4 sinalizam as redistribuições mediante as premissas anteriormente citada.

$$\sigma_{rr} = p \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) \quad (2.2)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = p \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) \quad (2.3)$$

$$\sigma_{r\theta} = 0 \quad (2.4)$$

Diante das expressões acima citadas, facilmente nota-se que a uma distância $r = 5a$, tem se uma redistribuição da tensão *in situ*, p , de aproximadamente 4%. Que poderia ser considerado como o limite prático da região de influência da escavação. Tal fato segue ilustrado pela Figura 2.17 (a).

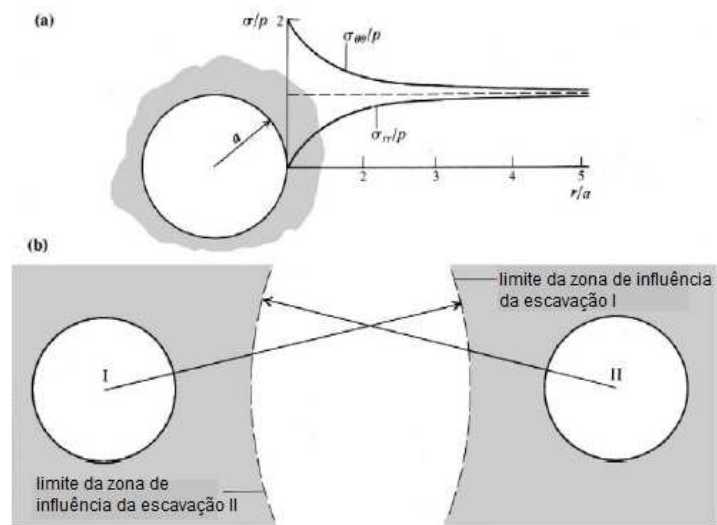


Figura 2.17: (a) Distribuição de tensão axi simétrica ao redor de túnel circular em estado de tensão hidrostático. (b) escavações circulares efetivamente separadas para que os limites das zonas de influência não se sobreponham as escavações (Brady e Brown, 2004).

Em ambientes de mineração, é recorrente a presença de mais de uma escavação próximas, logo, zonas de influências de cada uma delas podem se interagir. A Figura 2.17 (b) demonstra duas escavações com mesmo diâmetro interagindo-se entre si por meio de sobreposição da influência, enquanto nas regiões laterais, em cinza, alterações ocorrem devido unicamente pela própria escavação. Situações como a ilustrada pela Figura 2.18, demonstra cenários que, escavações com diferentes diâmetros podem provocar sobreposição de influências.

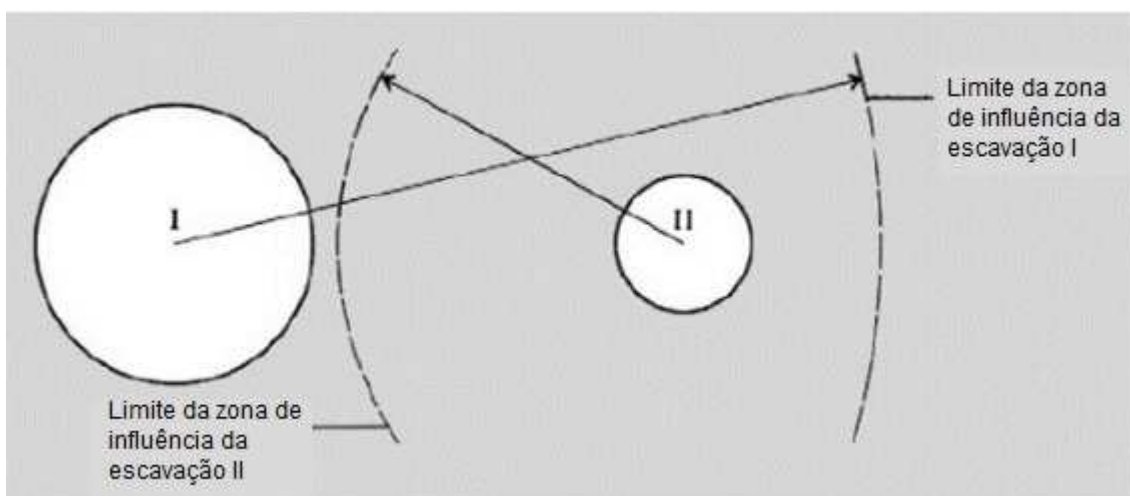


Figura 2.18: Ilustração do efeito de zonas de influências provocada por escavações com diferente diâmetro (Brady e Brown, 2004).

2.4 MECANISMOS DE RUPTURA EM ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

O conhecimento do comportamento mecânico do maciço rochoso, pós escavação, e da sua interação com o sistema de reforço – suporte se faz de extrema importância para que possíveis instabilidades possam ser evitadas. Para tal êxito, a correta compreensão dos mecanismos se faz fundamental.

Segundo Kaiser *et al.*, (2000), dois são os fatores fundamentais para entendimento do comportamento: (a) as propriedades geotécnicas do maciço rochoso e (b) o estado de tensão *in situ* correlato a resistência do maciço rochoso. A estes fatores poderíamos acrescentar a razão entre as dimensões da escavação e dos blocos formados pelas descontinuidades.

Na Figura 2.19 é evidenciado que mecanismos de ruptura podem ser agrupados em duas categorias:

1. Mecanismos de controle estrutural;
2. Mecanismos controlados por redistribuição de tensões.

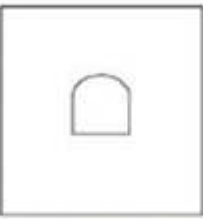
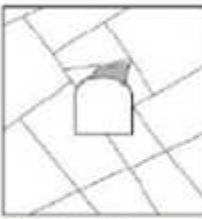
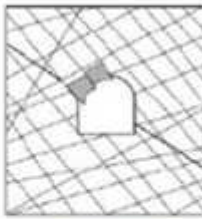

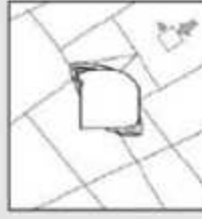


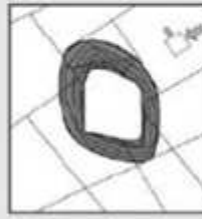
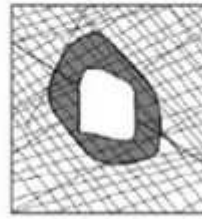
	Maciço ($RMR > 75$)	Fraturamento Moderado ($50 > RMR > 75$)	Altamente Fraturado ($RMR < 50$)	
Baixa Tensão In Situ ($\sigma_1 / \sigma_c < 0.15$)	 Resposta Elástica Linear	 Queda e Deslizamento de Blocos e Cunhas	 Desvencilhamento de blocos da superfície escavada	Baixa Tensão Induzida $\sigma_{max} / \sigma_c < 0.4 \pm 0.1$
Média Tensão In Situ ($0.15 > \sigma_1 / \sigma_c < 0.4$)	 Ruptura frágil no perímetro da escavação	 Ruptura frágil localizada da rocha intacta e movimentação de blocos	 Ruptura frágil localizada da rocha intacta e desprendimento pelas discontinuidades	Média Tensão Induzida $0.4 \pm 0.1 < \sigma_{max} / \sigma_c < 1.15 \pm 0.1$
Alta Tensão In Situ ($\sigma_1 / \sigma_c > 0.4$)	 Ruptura frágil ao redor da escavação	 Ruptura frágil ao redor da escavação e movimentação de blocos	 Meio elastoplástico	Alta Tensão Induzida $\sigma_{max} / \sigma_c > 1.15 \pm 0.1$

Figura 2.19: Exemplos de rupturas frágeis em túneis (hachuradas em cinza) como função da classificação geomecânica (RMR) e a razão entre σ_1 e a resistência à compressão uniaxial (RCU). Correlacionam-se também amplitudes de tensão induzida com os parâmetros anteriores (Kaiser *et al.*, 2000).

A Figura 2.20 destaca, de maneira análoga a Figura 2.19, parâmetros que possibilitam a identificação do modelo de ruptura esperado para a escavação em estudo de acordo com diferentes valores de GSI para o maciço rochoso.

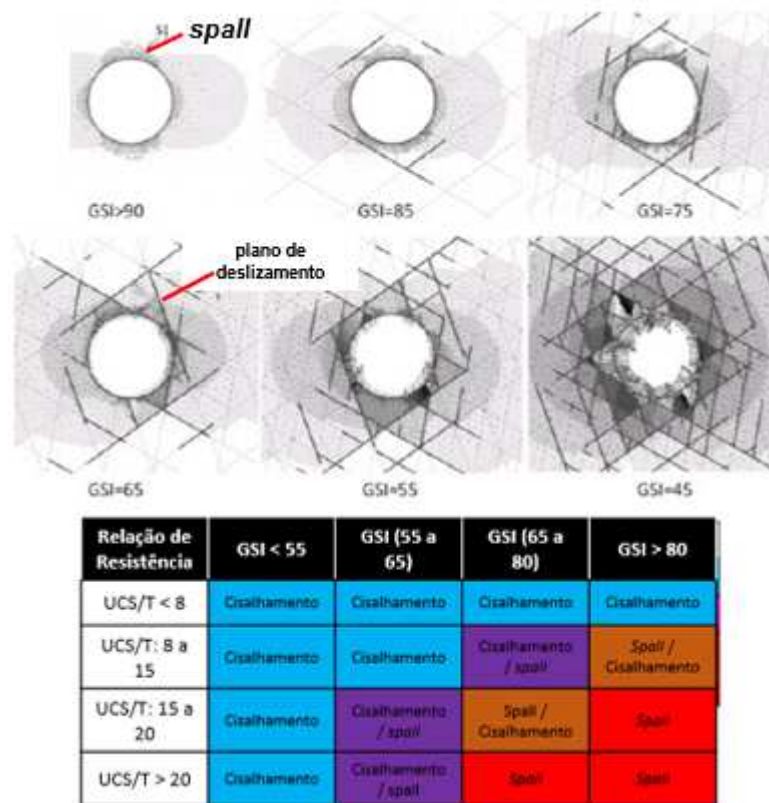


Figura 2.20: Guia de análise de rupturas em maciços rochosos decorrentes de cisalhamento ou *spalling* baseado na razão entre a resistência à compressão uniaxial e resistência à tração e GSI. O modelo ilustra a transição entre *brittle spalling* e cisalhamento do maciço rochoso (Diederichs *et al.*, 2007).

2.4.1 Mecanismos de controle estrutural

Em escavações subterrâneas em que o maciço rochoso se caracteriza pela presença de estruturas persistentes e sob baixas profundidades, as rupturas mais comuns são caracterizadas pelo deslizamento cunhas (Hoek *et. al*, 1993).

Instabilidades são controladas por estruturas que correspondem à blocos específicos que podem cair e/ou escorregar do contorno da escavação como consequência da força gravitacional, em sua maioria (Hudson e Harrison, 2000).

A formação de um bloco está condicionada à existência de quatro planos não paralelos, formando assim um tetraedro. Quando se considera a avaliação para uma escavação subterrânea, apenas três planos somados a superfície da própria escavação já podem

permitir a formação de um bloco. Diante destas interações entre planos, as análises dos mecanismos podem ser realizadas utilizando técnicas de análise cinemática.

A partir da identificação do possível bloco de ruptura, três são as possibilidades cinemáticas a serem avaliadas: queda do bloco do teto, cisalhamento do bloco sobre plano de descontinuidade ou da linha de interseção ou o bloco se encontra estável.

A queda do bloco sem que haja cisalhamento em qualquer plano é condicionado por um movimento estritamente vertical que se representa na projeção hemisférica como o seu centro. Quando um bloco definido pela interseção dos planos na projeção coincide com o ponto de movimento vertical, constata-se que a ruptura gravitacional do bloco é possível, Figura 2.21.

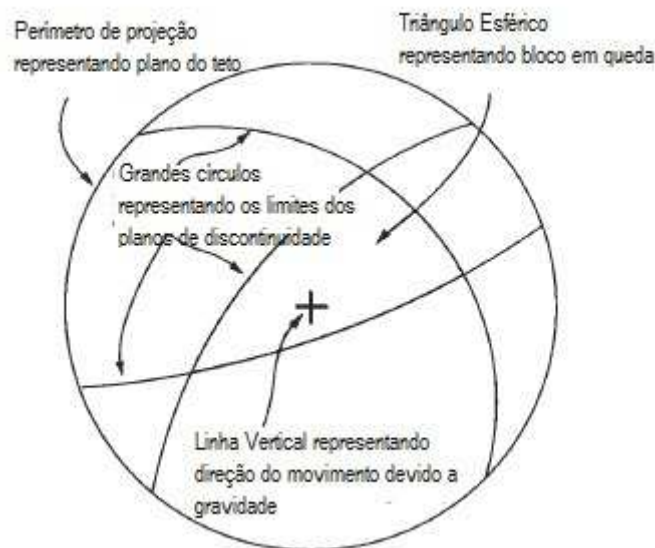


Figura 2.21: Identificação Cinemática de queda gravitacional (Hudson e Harrison, 2000).

O cisalhamento de um bloco, em seu plano de maior inclinação ou pela linha de interseção de maior mergulho pode ser observado pela análise cinemática, e pela projeção hemisférica como ilustrado na Figura 2.22. Não necessariamente o plano de maior mergulho ou a linha de interseção com maior mergulho será o sentido de cisalhamento. Na Figura 2.22 nota-se que, o fato dos ângulos serem superiores ao ângulo de atrito entre planos, não garante o cisalhamento em tal direção devido a necessidade de que a linha de

maior mergulho deve, impreterivelmente, estar inclusa dentro da região característica do bloco de ruptura.

A região de interferência entre os planos, representa cinematicamente as direções admissíveis de movimento e qualquer outra, estaria direta ao maciço rochoso.

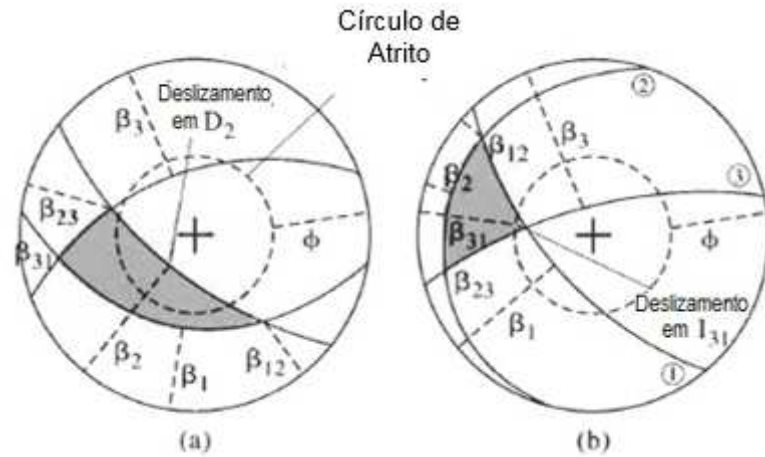


Figura 2.22: Análise cinemática para deslizamento de blocos em galerias subterrâneas (Hudson e Harrison, 2000).

Para que um possível bloco seja considerado estável, o triângulo de interferências entre os planos deve estar completamente externo ao círculo de atrito, conforme Figura 2.23.

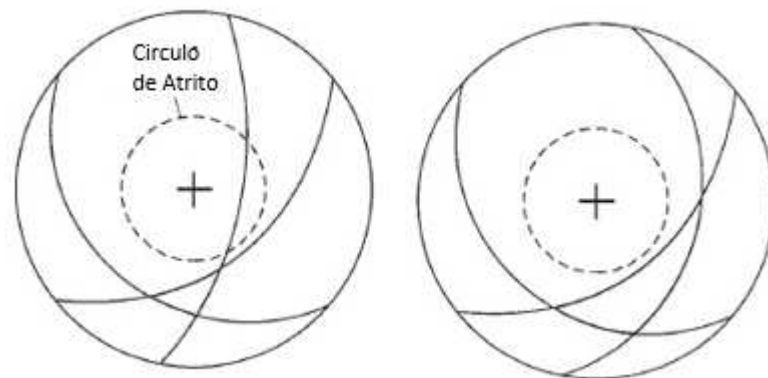


Figura 2.23: Análise cinemática para blocos estáveis (Hudson e Harrison, 2000).

As análises dos modelos de rupturas estruturais são diretamente dependentes do tamanho das escavações, como se observa na Figura 2.25 que destaca o aumento do bloco passível de ruptura caso o tamanho da escavação seja aumentado. De acordo com Brady e Brown

(2004), o aumento da massa do bloco ocorre de maneira quadrática ao aumento do vão, enquanto as forças mobilizadas pelo suporte aumentam linearmente ao vão, Figura 2.24. Este fato demonstra que um aumento no vão da escavação pode provocar uma redução abrupta na estabilidade da escavação.

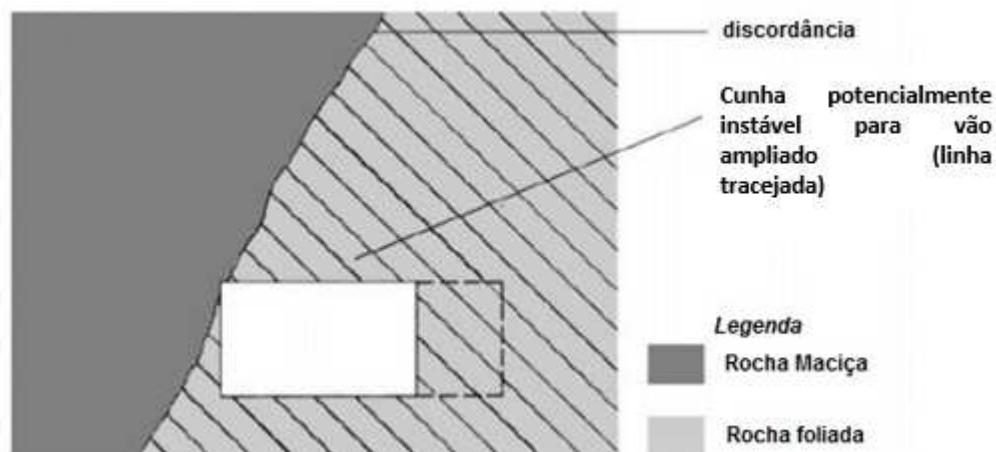


Figura 2.24: Situação hipotética de aumento de vão e consequente aumento das forças instabilizadoras em maciços anisotrópicos (Brady e Brown, 2004).

Recursos numéricos são comumente utilizados para simulação tridimensional da formação de blocos em escavações subterrâneas. Entretanto, algumas limitações devem ser consideradas para que não haja interpretação errônea dos resultados.

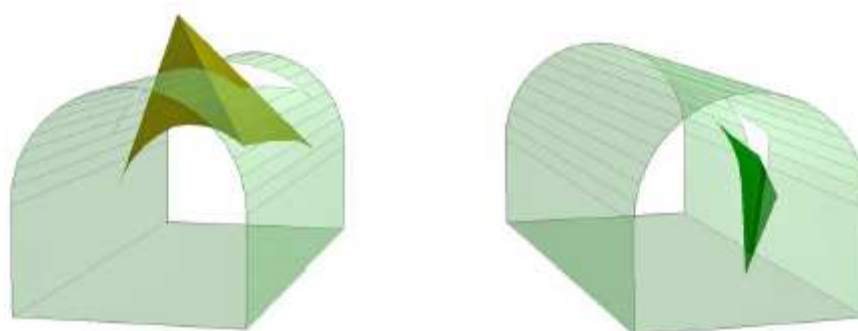


Figura 2.25: Análise de cunhas pelo software *Unwedge* da Rocscience.

A Figura 2.26 ilustra uma situação real em que o sistema de suporte não foi adequado para a estabilização do bloco.

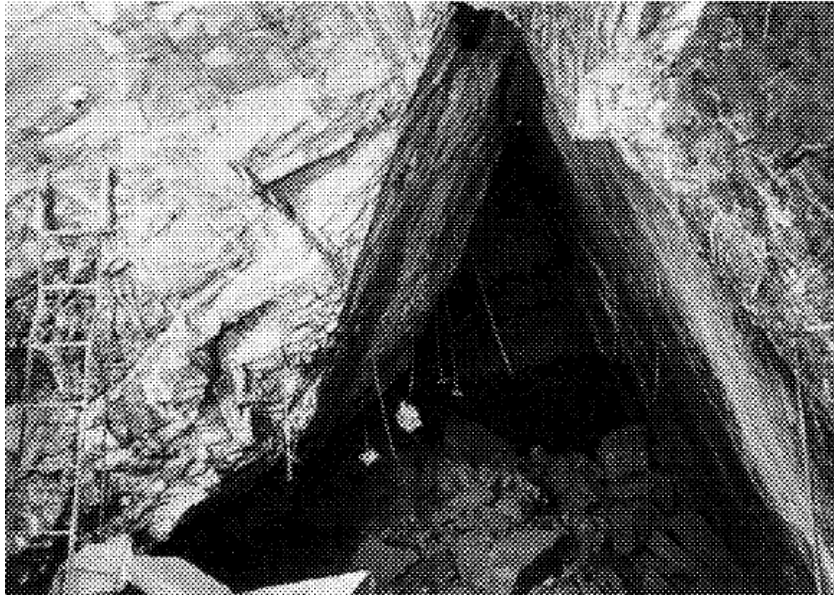


Figura 2.26: Mecanismo de ruptura estrutural (Hoek *et al.*, 1993).

2.4.2 Mecanismos controlados por tensão

Para os mecanismos de controle estrutural a força gravitacional representa o fator responsável pelas rupturas quando associadas às premissas apresentadas. Para os mecanismos que serão discutidos nesta seção, o fator controlador das rupturas está diretamente associado as redistribuições de tensões, que são, por si só, mais variáveis e assim, com maior nível de complexidade quando comparada aos mecanismos anteriores.

A Figura 2.19 apresenta diversas situações em que pode-se observar rupturas controladas por tensões, sejam em maciços rúpteis ou naqueles com módulos de elasticidade menores devido a presença de planos de anisotropia persistentes. Geralmente estes mecanismos estão associados a profundidades mais elevadas quando comparadas ao mecanismo estrutural.

2.4.2.1 *Spalling*

O *Spalling* pode ser definido como o desenvolvimento de fraturas sobre o regime de compressão nas proximidades do limite das escavações, assim como ilustrado pela Figura 2.27 (Diederichs *et al.*, 2007).

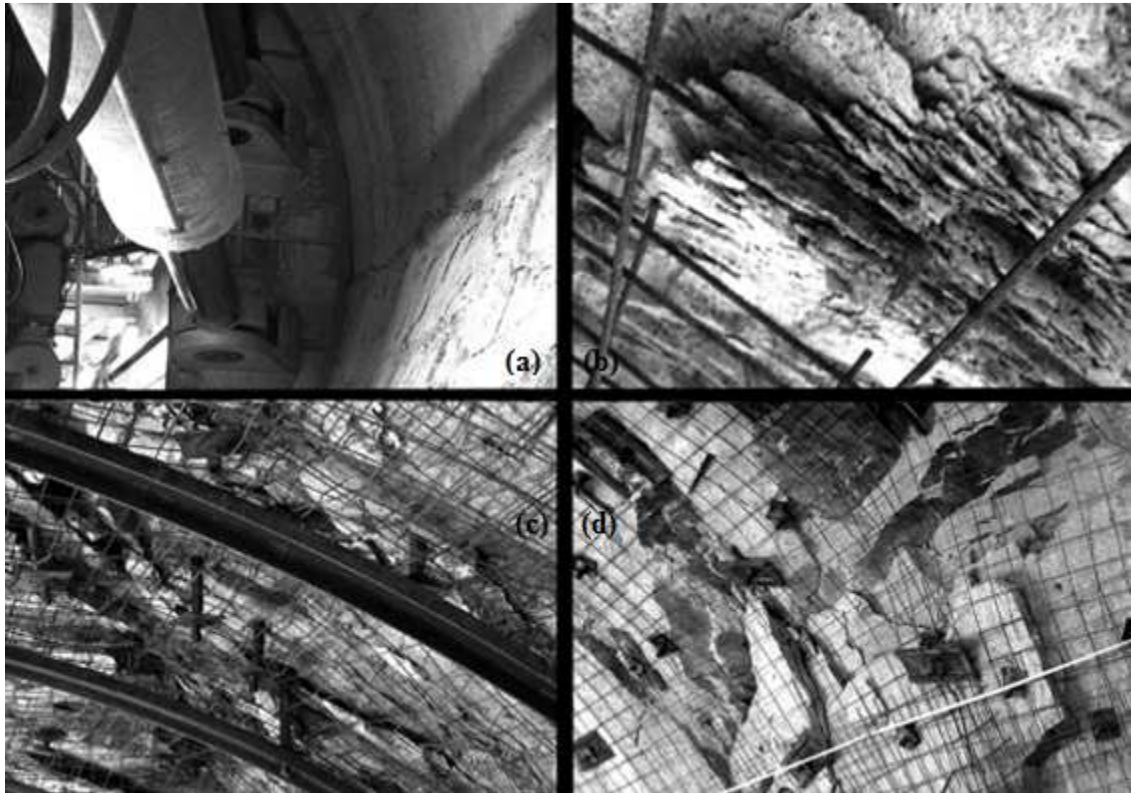


Figura 2.27: (a) Imagem ilustrando início de *spalling* (b) *Spalling* superficial; (c) *overbreak* pequeno devido a *spalling* (d) *overbreak* moderado devido a *spalling* (Diederichs *et al.*, 2007).

Para maciço rochoso intacto e/ou com nível de fraturamento moderado, evidências práticas sinalizam que o mecanismo em discussão se inicia quando a tensão confinante na face se equivale a (40 – 60) % da resistência à compressão uniaxial de laboratório (Diederichs, 2014).

As Figura 2.28 e Figura 2.29, destacam modelos empíricos para simulação de ocorrência de rupturas frágeis do tipo *spalling*.

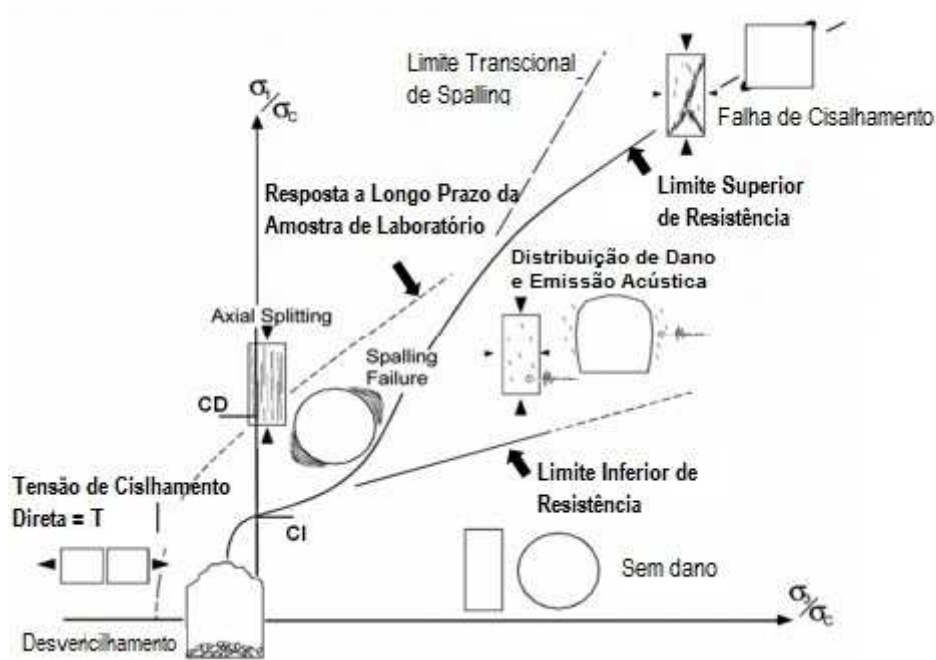


Figura 2.28: Modelo de resistência para ruptura do tipo *spalling* (Diederichs, 2014).

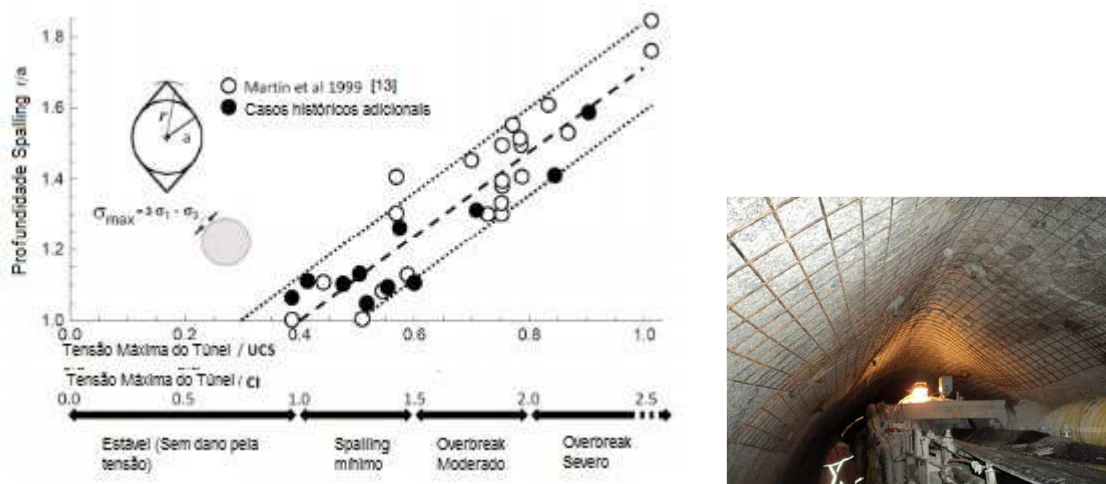


Figura 2.29: Estimativa de dano decorrente do *spalling* em que CI representa a mínima resistência para início do desenvolvimento das fraturas. Imagem de *overbreak* conseqüente de *slabs* ocorridos em granito (Diederichs, 2014).

É importante destacar (Figura 2.29) que quando na região de *overbreak* moderado ou severo, existe o potencial para que ejeções dinâmicas aconteçam que são denominadas por *strain burst* ou *rock burst*.

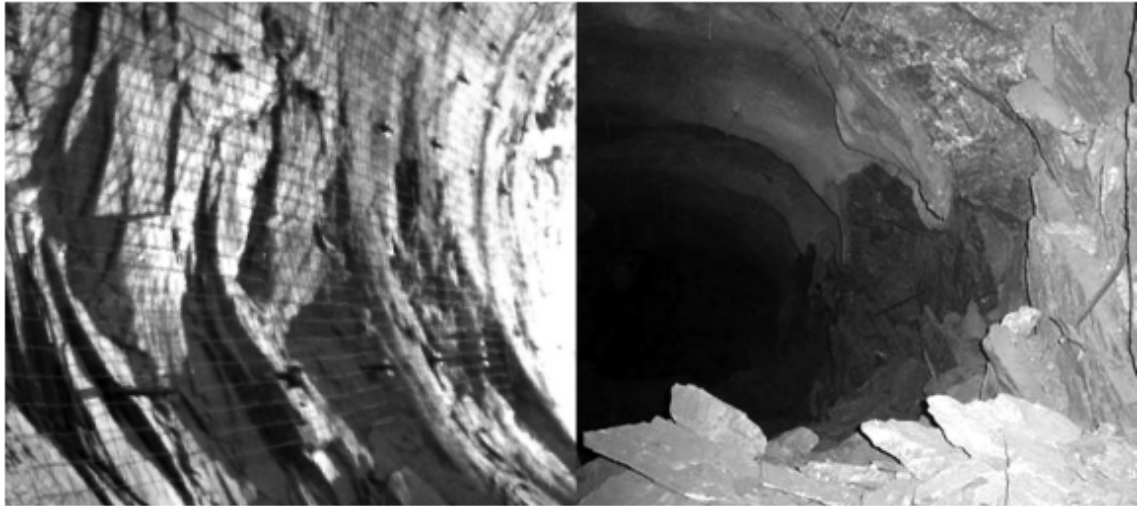


Figura 2.30: Comparação entre *spalling* e *strain burst* (*rock burst*) (Diederichs *et al.*, 2007).

Kaiser *et al.*, (1996), *apud* Diederichs (2014), define *rockburst* como sendo uma ruptura que ocorre em uma escavação de maneira repentina e violenta, associada com um evento sísmico. O mesmo autor divide o mecanismo em três variações (Figura 2.31):

1. Aumento de volume (*bulking*) devido ao fraturamento: associado à redistribuição de tensões capaz de provocar a ruptura da rocha no perímetro da escavação de maneira violenta;
2. Ejeção de rocha devido a transferência de energia sísmica: associada à transferência de energia sísmica do maciço que reagirá provocando uma ejeção abrupta.
3. Quedas induzidas por vibração sísmica: associada a regiões que podem possuir um nível de estabilidade crítico e é levado a ruptura devido a um evento sísmico.

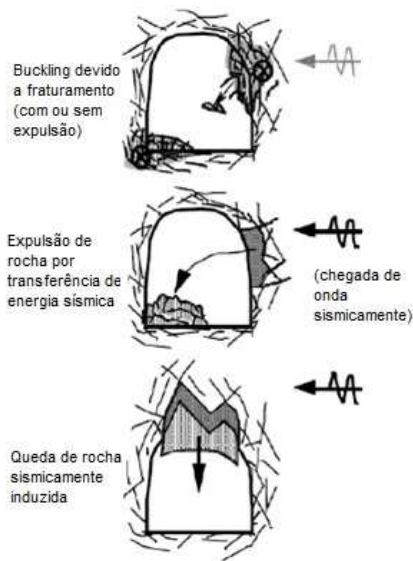


Figura 2.31: Classificação de *rockburst* em acordo com Kaiser *et al.*, 1996 *apud* Diederichs, 2014.

A capacidade de uma rocha armazenar energia está relacionada com sua resistência e sua rigidez, enquanto sua fragilidade está relacionada com a razão entre a resistência a compressão uniaxial e à tração. A combinação desses parâmetros, excluindo-se a existência de estruturas pode representar um indicador do potencial dos eventos de *spalling* e *rockburst* (Figura 2.32).

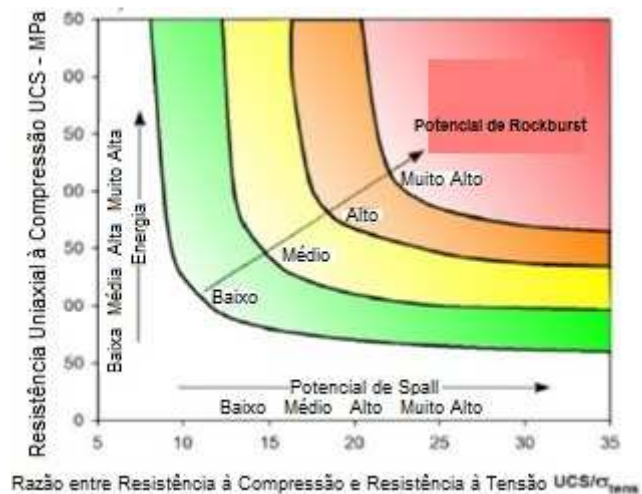


Figura 2.32: Modelo para previsão de rupturas do tipo *rockburst* (Diederichs, 2014).

2.4.2.2 Flexão composta (*buckling*)

Conforme descrito na seção anterior, a redistribuição de tensões pode provocar nos contornos das escavações o surgimento de *slabs* que em caso de elevadas energias podem ser projetados formando o mecanismo *rockburst*. Este tipo de ruptura frágil em regiões de tensões elevadas, seja explosivo ou não, apresenta uma situação anterior em que finas camadas formadas sofrem flexão composta, liberando assim parte do volume rompido (Figura 2.33).

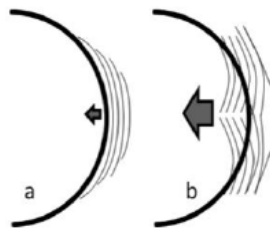


Figura 2.33: (a) Rupturas tipo *slabbing* não violenta. (b) Rupturas com liberação de energia por flexão (*buckling*) (Diederichs, 2014).

Maciços rochosos anisotrópicos também podem condicionar a ocorrência de rupturas frágeis como a flexão composta (Hudson e Harrison, 2000). Suas estruturas, foliações com elevada frequência, podem estar paralelas à parede da escavação o que, conseqüentemente, implicaria em potenciais rupturas em níveis de tensão inferiores à resistência à compressão da rocha devido ao mecanismo de flexão composta.

De acordo com Goodman (1989), a ocorrência e extensão do *buckling* é correlata a diversos fatores, entre eles o ângulo de atrito. Sendo ϕ_j o ângulo de atrito da descontinuidade e α o ângulo entre a tensão tangencial no entorno da escavação e a normal ao plano de foliação, considerando-se ainda a coesão nula, temos as seguintes condições possíveis para um maciço foliado:

- Estável, para $\alpha < \phi_j$
- Deslizamento possível, para $\alpha > \phi_j$
- Condição limite, para $\alpha = \phi_j$

O mesmo autor descreve uma metodologia gráfica (Figura 2.34) para identificação de zonas de deslizamento nos planos de foliação, com potencial de flexão, em torno de uma escavação qualquer.

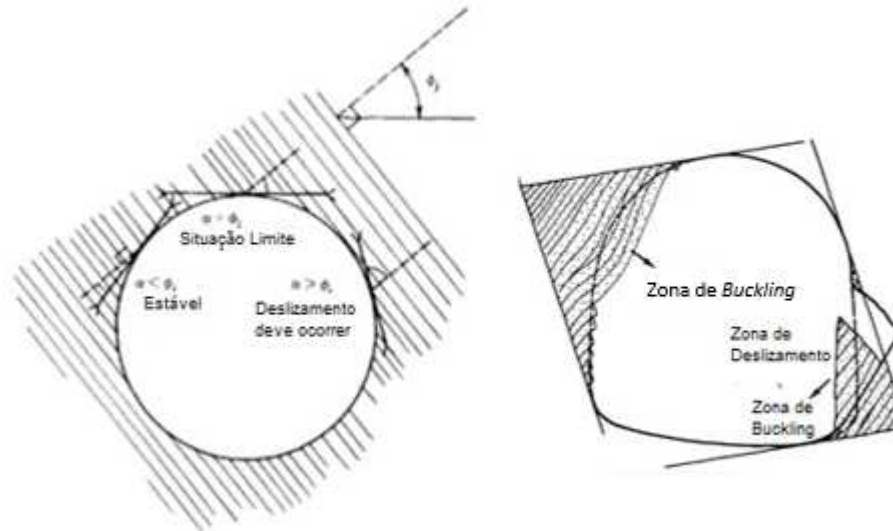


Figura 2.34: Condição para deslizamento nos planos de foliação no entorno de uma escavação subterrânea (Goodman, 1989).

De acordo com Hutchinson e Diederichs (1996), a tensão crítica requerida para ocorrer o *buckling*, baseada na geometria do *slab* e na resistência da rocha, pode ser determinada pela Equação 2.5, desde que as seguintes premissas sejam consideradas.

- A dimensão em profundidade da camada de *slab* é superior a qualquer outra da análise;
- A espessura do *slab* seja considerada como a menor possível;
- A camada da foliação (*slabs*), são suficientemente intactas para que as propriedades mecânicas de compressão uniaxial e módulo de elasticidade sejam consideradas;
- Nenhuma outra estrutura intercepta as camadas modificando o modelo de ruptura.

$$\sigma_b = \frac{\pi^2 E}{12 \left(\frac{S}{T}\right)^2} \quad (2.5)$$

E = Módulo de Elasticidade da rocha intacta (paralelo a foliação)

S = Vão de exposição da camada;

T = Espessura da camada.

A Figura 2.35 reproduz a Equação 2.5 graficamente para avaliação direta da condição de estabilidade referente a ocorrência de *buckling*.

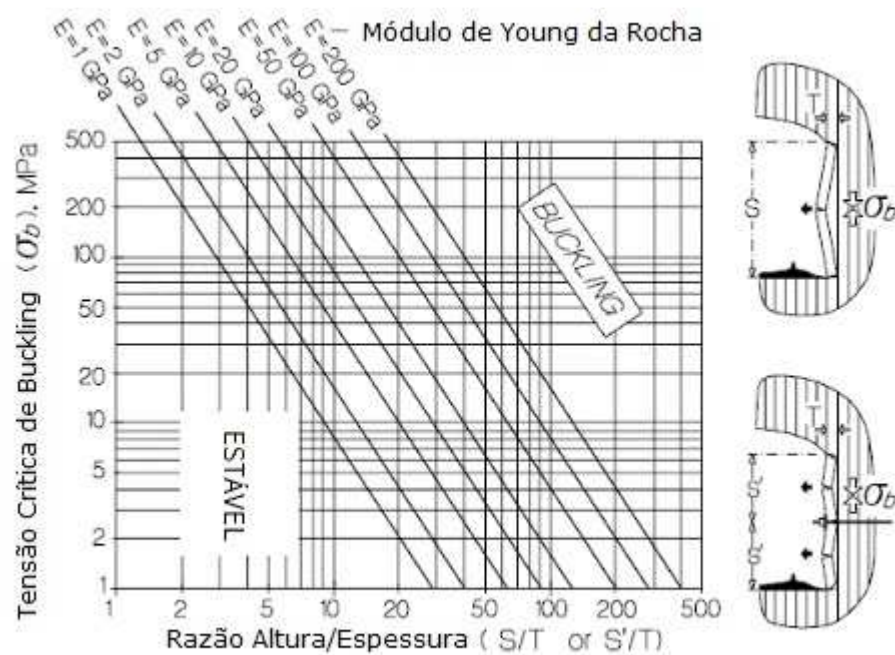


Figura 2.35: Análise da ruptura tipo flexão composta (Hutchinson e Diederichs,1996).

A Figura 2.36 ilustra o mecanismo de flexão composta em uma escavação subterrânea circular a 900 metros de profundidade na Mina Cuiabá.



Figura 2.36: *Buckling* na parte superior do furo de ventilação (localizado no realce 15 Fonte Grande Sul lado direito, 900m de profundidade, da mina Cuiabá (Tropia, 2013).

Bewick e Kaiser (2009) explicam que quando estruturas como planos de foliação estão presentes no maciço rochoso, a sua resistência é efetivamente diminuída devido à resistência à tração das feições estruturais. Esta menor redução pode ser agravada dependendo da orientação relativa da foliação em relação a escavação. Como resultado, a ruptura pode ocorrer em extensões que normalmente não seriam esperadas devido a influência da anisotropia. Assim sendo, a presença de anisotropia no maciço rochoso promove as seguintes condições:

- Modificam a resistência do maciço sobre diferentes direções de carregamento;
- Distribuem os esforços e deslocamentos ao redor da escavação não uniformemente;
- Profundidade da zona de dano se torna não uniforme;
- Permitem para baixo níveis de tensão e condições de tensão não esperadas, rupturas consequentes da redistribuição de esforços, próximas à face.

Everitt e Lajtai (2004) comentam que a presença de anisotropia no maciço como o principal fator para determinação das rupturas rúpteis, não simétricas.

Em contraste com a Figura 2.29 que mostra que a zona de dano no maciço é estritamente dependente da tensão máxima atuante e de sua resistência. Bewick e Kaiser (2009) demonstram a relevância da presença da anisotropia, em alinhamento a Everitt e Lajtai (2004), relativamente à razão entre horizontal e vertical.

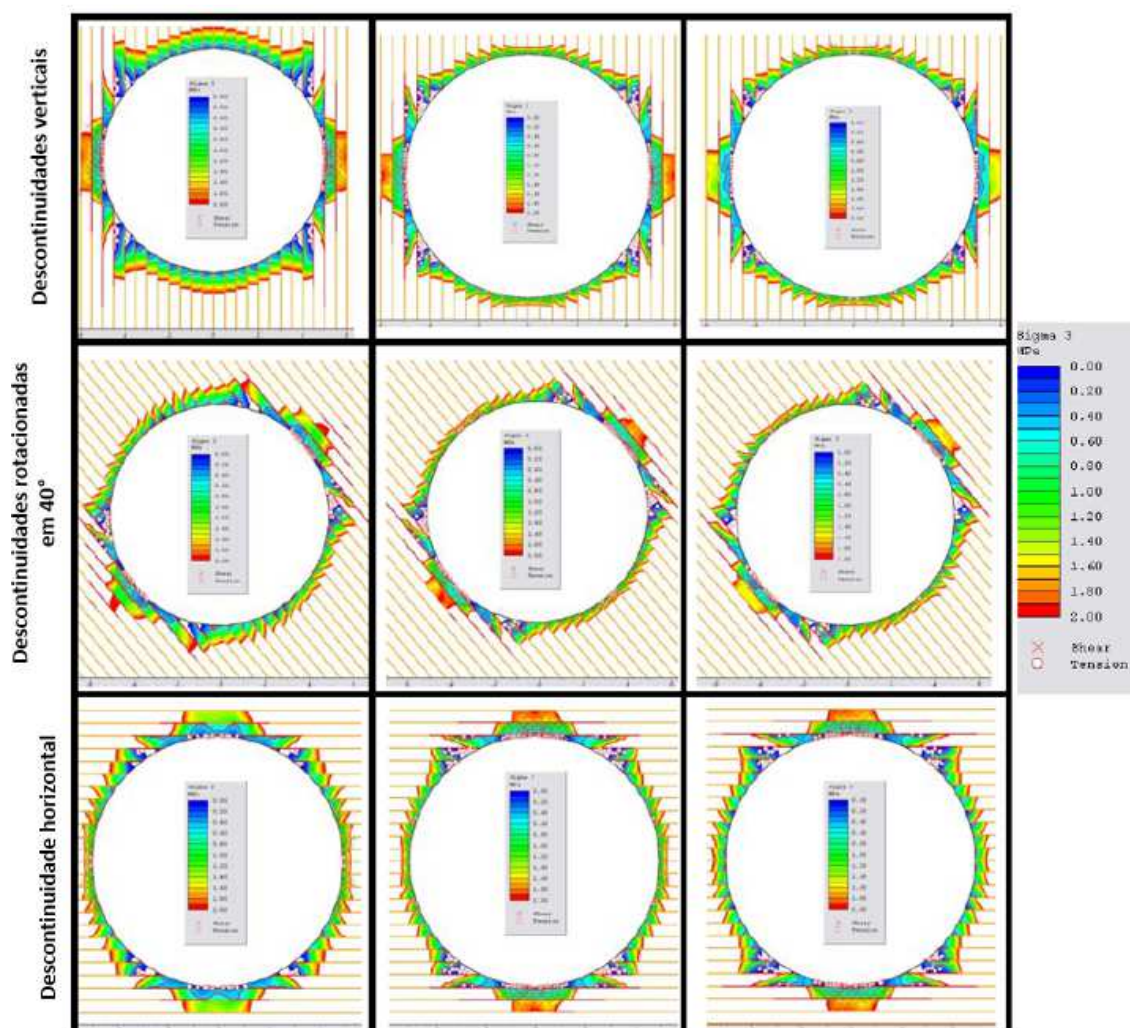


Figura 2.37: Comparativo entre diferentes modelos realizados em Phase² para escavação circular em maciço rochoso com uma única família de descontinuidade com diferentes orientações. A primeira coluna de seções foi modelado com $K=0.5$, a segunda com $K=1$ e a terceira com $K=1,35$ (Bewick e Kaiser 2009).

Bewick (2008), demonstra que a presença da anisotropia promove a criação de regiões nas quais as descontinuidades estão submetidas a baixo confinamento. Estas regiões apresentam direção perpendicular à foliação e com abertura simétrica de 50° . Nesse intervalo angular, nas proximidades da escavação, os planos de fraqueza estão alinhados

com as tensões tangenciais que permitem o cisalhamento entre os mesmos, provocando, por consequência, a abertura dos planos de anisotropia no sentido da escavação, como sinalizada pelas simbologias de ruptura por tração na Figura 2.38. Este fato potencializa a região de baixo confinamento das descontinuidades, aumentando assim, a zona de ruptura.

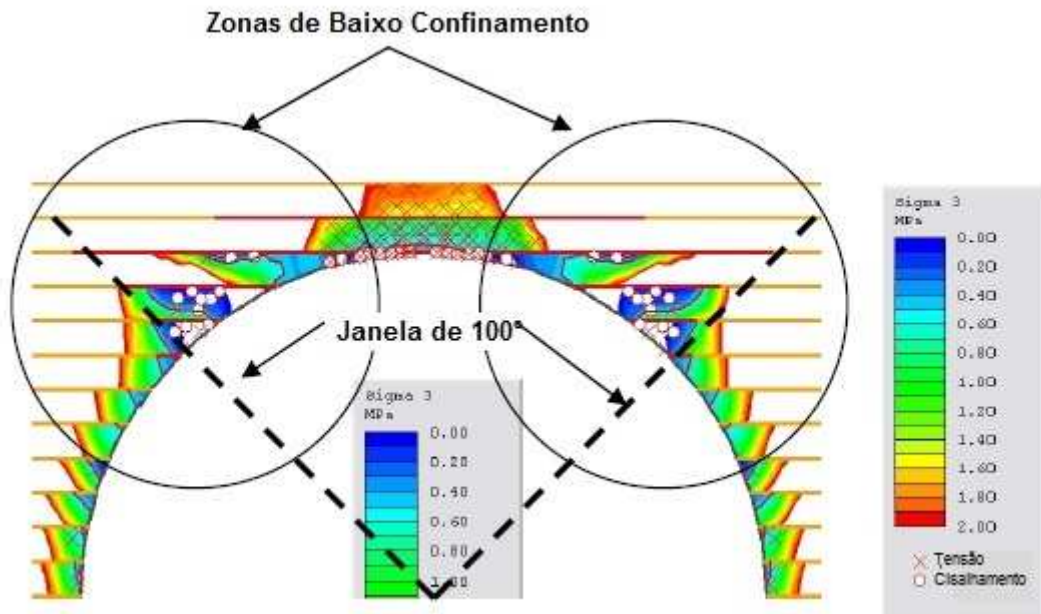


Figura 2.38: Região de baixo confinamento das descontinuidades em análise numérica no *software* Phase² (Bewick, 2008).

As regiões fora do domínio de baixo confinamento das descontinuidades, possuem um confinamento das estruturas que limitaram o cisalhamento estrutural nessas regiões, logo, os mecanismos de rupturas desta poderão ocorrer na rocha intacta.

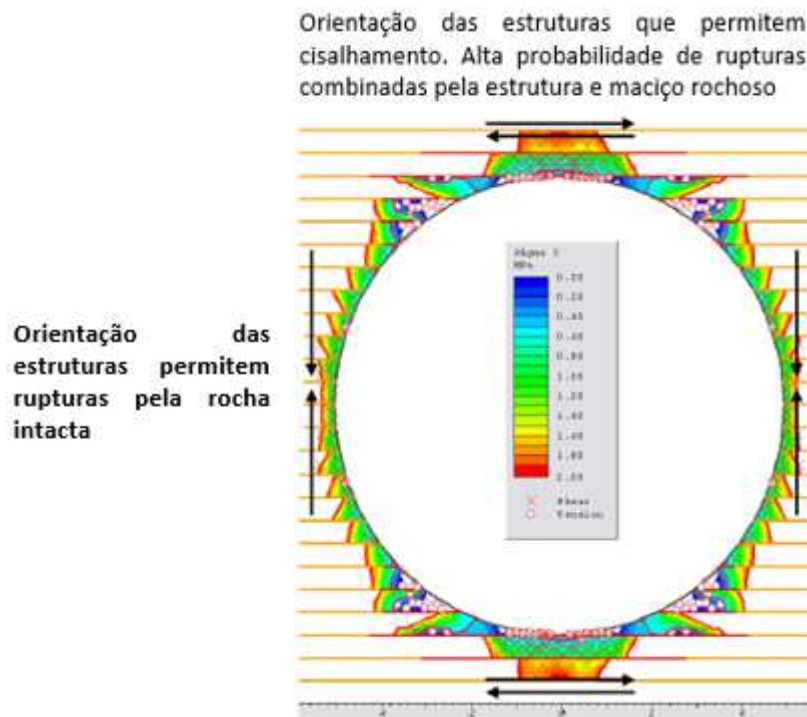


Figura 2.39: Esforços nas estruturas horizontais quando influenciada por escavação circular (Bewick, 2008).

De acordo com os autores, três regiões podem ser observadas.

- Região 1: Possui extensão de até 20% do raio da escavação e se caracteriza por baixo confinamento das descontinuidades, favorecendo, assim, rupturas por tração. Bewic (2008), considera o limite de baixo confinamento quando, $\sigma_3 = 0,5MPa$, o que caracteriza regiões de potencial perda de massa do maciço e possível aumento de volume (*bulking*).
- Região 2: Possui extensão entre 20% a 60% do raio da escavação e se caracteriza por possuir confinamento necessário para evitar rupturas por tração, entretanto não por cisalhamento entre os planos.
- Região 3: Domínio angular de influência da anisotropia em relação a escavação.

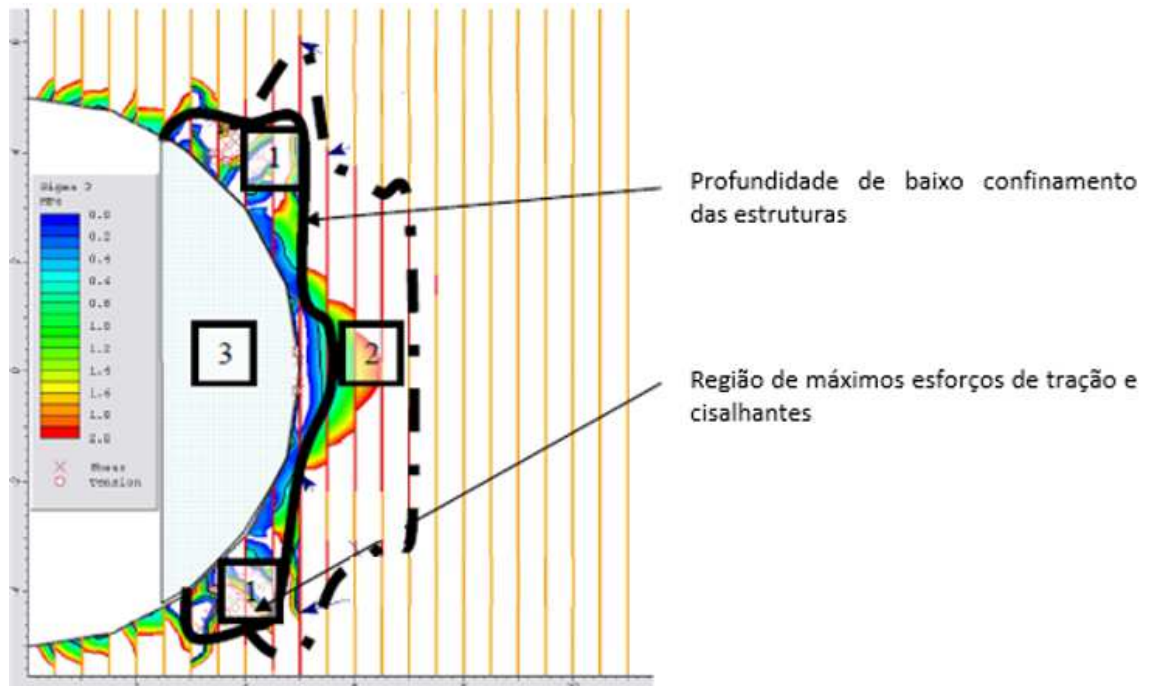


Figura 2.40: Modelo de ruptura em túnel circular sob influência de uma família de fraturas (Bewick e Kaiser, 2009).

Oliveira (2013) destaca que após o cisalhamento entre os planos mais superficiais e a ruptura destes, é preciso avaliar o comportamento das camadas de rocha que permanecem intactas, logo acima das que plastificaram, pois, a partir de então irão absorver todas as tensões, podendo também ser submetidas a flexão composta (Figura 2.41).

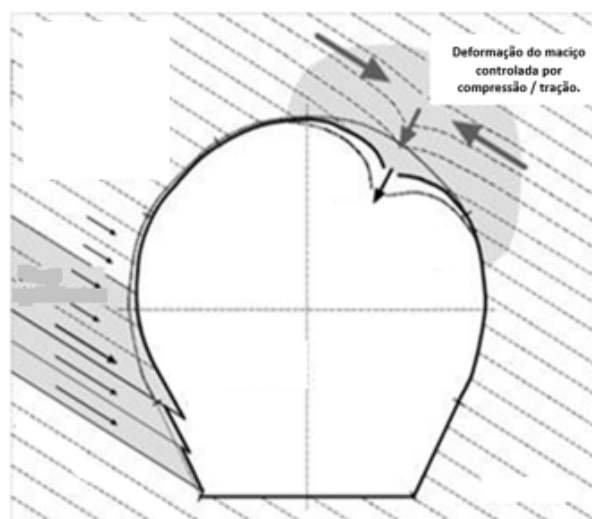


Figura 2.41: Mecanismo de ruptura para maciços anisotrópicos (Oliveira, 2013).

Bewick (2008), sugere a partir de estudos paramétricos realizados que:

- A influência das estruturas não está condicionada somente a sua orientação em relação a escavação, mas também, no espaçamento entre os planos da estrutura dominante. Tal fato implica diretamente na dimensão da ruptura na escavação, no cisalhamento entre os planos, nas rupturas por tração e no baixo nível de confinamento das estruturas ao redor da escavação;
- A razão entre o vão da escavação e o espaçamento entre estruturas, quando superior a 10, indica que as estruturas do maciço serão cruciais para que a ruptura aconteça condicionada e associada às propriedades da rocha intacta. Quando a razão for inferior, a ruptura será em sua maioria, na rocha intacta.
- A profundidade de baixo confinamento das estruturas é geralmente limitada a 20% do raio do túnel;
- A razão entre a tensão máxima atuante e a resistência à compressão uniaxial sugere que para valores inferiores à 0,8 a região de baixo confinamento das estruturas será controlada pela influência da orientação da estrutura em relação à escavação. Caso este limite seja ultrapassado, as rupturas deixarão de ser condicionadas pelas estruturas, migrando para a rocha intacta.

Tropia (2013) demonstra que, após mapeamento de treze *raises* de ventilação em maciço anisotrópico da mina de Cuiabá, a diferença angular entre o eixo do furo e os respectivos planos são favoráveis a ocorrência de ruptura por flexão composta quando for inferior a 20°.

Diederichs (2014) relata que o mecanismo de *buckling* representa a consequência de acúmulo de tensão sobre os planos de anisotropia, que por consequência, promovem a liberação deste acúmulo pela flexão das camadas. Destaca também que, a presença de estruturas persistentes paralelas à escavação é favorável a ocorrência do mecanismo.

2.5 SISTEMA DE REFORÇO E SUPORTE

O dimensionamento de suporte para escavações subterrâneas consiste em um conjunto de etapas, cuja adequada aplicação promove maior garantia de estabilidade da escavação, seja no estágio inicial da mina ou pós atividades de lavra (Hoek *et al.*, 1993).

Diversas são as técnicas disponíveis na literatura para dimensionamento do sistema ideal de reforço e suporte: metodologias analíticas, empíricas e numéricas. Cada uma com sua relevância para momentos específicos do projeto em estudo. No Anexo I é possível verificar de maneira simplificada os passos necessários para seleção do sistema de reforço e suporte, em alinhamento com os diferentes modelos de ruptura, segundo Hoek *et al.*, (1993).

2.5.1 Terminologia

Segundo Brady e Brown (2004), os conceitos de suporte e reforço são definidos pelas terminologias:

- Suporte consiste na aplicação de elementos na superfície das escavações capazes de atuarem de maneira passiva as solicitações do maciço;
- Reforço consiste em mecanismos de conservação ou melhoria das propriedades do maciço rochoso utilizando-se de técnicas específicas;

No passado definiam-se os suportes como sendo temporários ou permanentes, sendo o primeiro direcionado para reforços ou suportes instalados para garantir a condição segura durante a lavra. Para situações nas quais o tempo de vida da escavação fosse elevado, eram necessários os permanentes. Tal terminologia deve ser evitada devido a incongruências das técnicas (Brady e Brown, 2004).

Uma maior coerência técnica pode ser obtida usando-se denominações de suporte e reforços primários ou secundários. Os primários são todos aqueles instalados durante ou imediatamente após a execução da escavação para garantir condições seguras de operação para os avanços subsequentes, para iniciar o processo de mobilização da manutenção dos parâmetros do maciço e para controlar os deslocamentos a limites aceitáveis. Qualquer suporte ou reforços aplicados em estágios futuros são denominados secundários (Brady e Brown, 2004).

Os mesmos autores destacam que os elementos estruturais utilizados, podem também ser classificados como ativos ou passivos, os primeiros aplicam se uma pré-determinada força contra a escavação durante a instalação, enquanto os passivos desenvolvem esta

força contra a escavação a medida que a deformação do maciço rochoso impõe um deslocamento ao elemento estrutural.

Para Hudson e Harrison (2000), a estabilização do maciço rochoso pode ocorrer de acordo com o fluxograma apresentado na Figura 2.42 que apresenta, em particular as divisões de acordo com suas classificações.

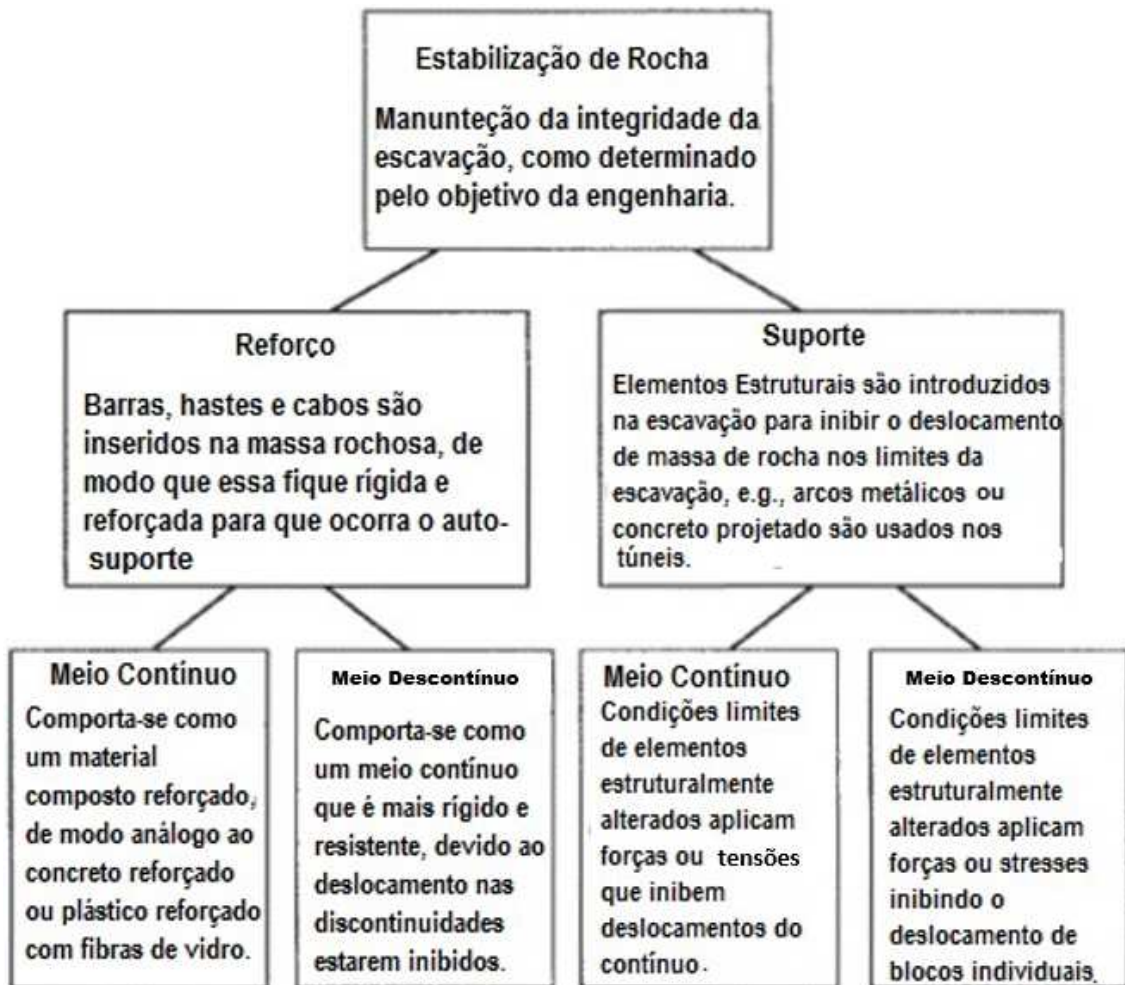


Figura 2.42: Categorização do sistema de suporte e reforço (Hudson e Harrison, 2000).

2.5.2 Princípios de atuação do suporte e ou reforço

A Figura 2.43, ilustra uma situação na qual um túnel foi desenvolvido com a instalação de cambotas a cada avanço, considerando um estado de tensão hidrostático com magnitude p_0 . Ao longo da seção X-X observa-se a evolução da deformação radial da escavação e o aumento da pressão nos suportes instalados.

No passo 1, ponto A do gráfico, a escavação ainda não atingiu a seção de estudo e encontra-se afastada da zona de sua influência, logo as tensões no maciço se equivalem a pressão natural do meio. No passo 2 o túnel avançou, passando pela seção em estudo, permitindo que a rocha deforme como esperado no modelo elástico em meio hidrostático. Considerando que as cambotas tivessem sido instaladas no momento desse avanço as pressões correspondentes aos pontos B e C atuariam no teto e paredes, respectivamente.

Partindo do princípio que o maciço não possui comportamento tensão-deformação dependente do tempo, o passo 3 representa apenas o momento em que as cambotas seriam instaladas. Já no passo 4, onde novamente constata-se um avanço do túnel, as cambotas da seção X-X recebem deformação da rocha, reagindo assim de forma passiva com a pressão do suporte nos pontos F e E. A partir deste ponto, caso o suporte tenha sido corretamente dimensionado a deformação da rocha será controlada pelo suporte, mesmo considerando o passo 5.

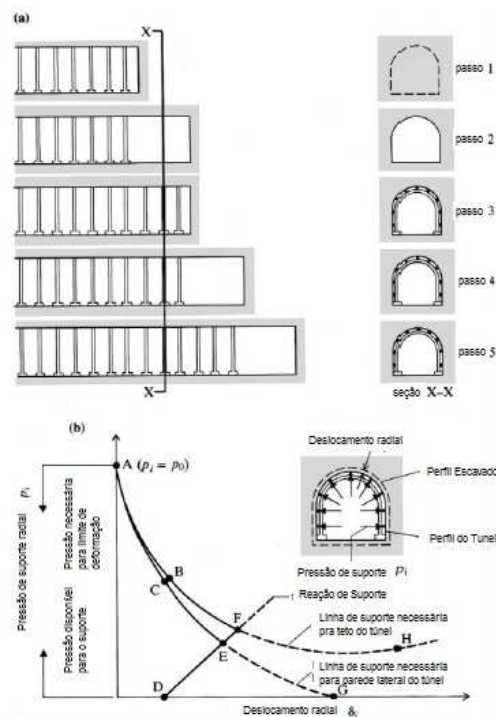


Figura 2.43: (a) Ciclo hipotético de um túnel sendo desenvolvido em 5 estágios da qual cambotas metálicas são instaladas após a atividade de limpeza da frente detonada. (b) Curva de interação rocha suporte (after Daemen, 1977, apud Brady e Brown 2004).

Como mostrado na Figura 2.43, para o dimensionamento de suporte e reforço deve-se considerar a interação entre os elementos e o maciço rochoso, mas, sobretudo, o momento correto de instalação deve ser considerado bem como a rigidez do suporte.

Na Figura 2.44, ABCDE, ilustra a curva característica de deformação do maciço. O possível ponto para que se instale os devidos suportes ou reforços, são definidos como o F e G.

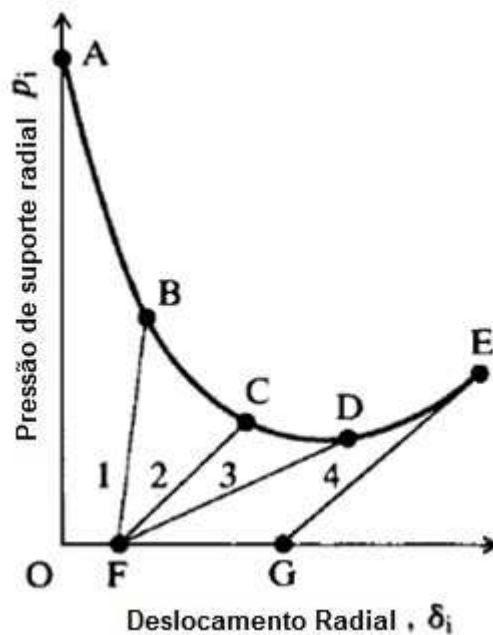


Figura 2.44: Ilustração da influência da rigidez e tempo de instalação dos reforços e suportes para sua performance (Brady e Brown, 2004).

O suporte 1, instalado no momento F, promove o equilíbrio no maciço rochoso no ponto B. Devido sua elevada rigidez, uma grande quantidade de carga será direcionada ao suporte, fato que pode promover a ruptura catastrófica do maciço rochoso pela ruptura do sistema de reforço ou suporte.

O suporte 2, com rigidez inferior ao 1 é também instalado no momento F e atinge o equilíbrio no ponto C da curva característica do maciço rochoso, permitindo um alívio de parte das tensões, evitando grandes cargas sobre o sistema de reforço e suporte.

O suporte 3, com rigidez inferior ao 2 é também instalado no momento F e alcança o equilíbrio no ponto D, momento no qual o maciço já iniciou o processo de desprendimento de blocos por gravidade. Embora tal sistema possa promover uma solução temporária, caracteriza um exemplo de risco pelo fato de que, qualquer carga extra, proveniente de redistribuição de tensões de lavras próximas, deverá ser suportada pelos elementos de estabilização. Geralmente, estes possuem grande capacidade de absorver deformação devido a menor rigidez (Brady e Brown, 2004).

O suporte 4, possui a mesma rigidez do suporte 2, entretanto é instalado em um momento distinto, tardiamente. Tal diferença provoca no suporte 4 um excesso de esforços anteriormente ao equilíbrio na curva característica do maciço, conseqüente do acúmulo de convergência da escavação da qual poderá ser submetido.

Diante do discutido, fica evidente a importância da instalação de suportes e/ou reforços nos momentos corretos e com as propriedades adequadas para a estabilização do maciço. Como ilustração, a Figura 2.45 demonstra diferentes comportamentos para distintos materiais de reforço e/ou suporte.

A Figura 2.45 ilustra a rigidez para alguns elementos de estabilização, entretanto na prática, a rigidez dos suportes ou reforços são usualmente não lineares devido a má condição com que ocorre o contato entre rocha e os elementos de estabilização (Brady e Brown, 2004).

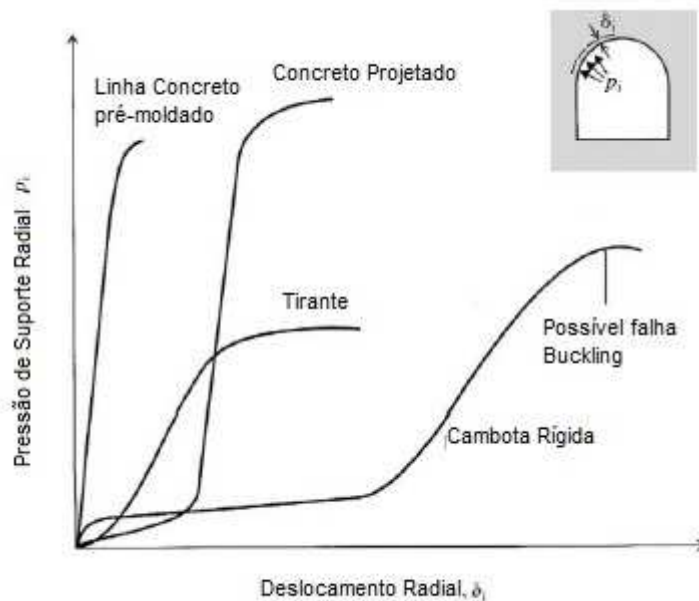


Figura 2.45: Curvas típicas de reação para algum tipo de suportes (Brady e Brown 2004).

2.5.3 Reforços para escavações subterrâneas

Hudson e Harrison (2000) sugerem, assim como Brady e Brown (2004), que os elementos estruturais sejam separados em Reforço e Suporte em acordo com as definições já apresentadas.

Reforço são todos aqueles elementos que podem alterar as equações constitutivas do problema devido as alterações promovidas na qualidade do maciço rochoso, pode se exemplificar com os elementos que seguem:

- Tirantes resinados;
- Cordoalhas preenchidas com mistura ligante de água e cimento;
- Cavilhas expansivas;
- *Split Set*;
- Enfilagem.

2.5.4 Suportes para escavações subterrâneas

Suporte caracterizam como todos aqueles elementos capazes de alterar a condição de contorno de uma situação, pode se exemplificar com os elementos que seguem:

- Cambotas rígidas;
- Cambotas Flexíveis;
- *Straps* (Brady e Brown, 2004);
- Concreto Projetado;
- *Thin Spray on Liners* (Stacey *et al.*, 2009);
- Macacos Hidráulicos;
- Enchimento hidráulico;
- Enchimento em pasta com cimento;
- Telas;
- Arranjo de cabos sobre o perímetro de um pilar e ou galeria (Brady e Brown, 2004);
- Arranjo construtivo de madeira;

Todos estes podem também ser denominados como suportes de superfície e estarem em combinação com os reforços.

2.6 CONCRETO PROJETADO

O concreto projetado pode ser definido como o concreto que se projeta pneumáticamente contra a parede de uma escavação em altas velocidades (Sam, 2002).

Para a Federação Européia de representantes de produtores e especialistas de construção com concreto (EFNARC, 1996), concreto projetado representa a mistura de cimento, agregado e água projetada pneumáticamente através de uma tubulação que produzirá um material homogêneo e denso. Normalmente a mistura pode também contemplar a adição de aditivos e fibras (EFNARC, 1996).

2.6.1 História do Concreto Projetado

O início da utilização de concreto projetado data de 1907, quando Karl Akeley iniciou o processo de projeção via seca, chamado de gunita (Rispi e Brooks, 2001). A aplicação, até então era direcionada para obras civis e ganhou relevância também na mineração com o passar dos anos. Sam (2002) destaca os principais momentos durante a evolução do processo de projeção de concreto:

- 1907: Primeiro equipamento de projeção de concreto via seca foi desenvolvido na Pensilvânia (EUA) por Carl Akeley para utilização em obras civis;
- 1910: O equipamento e processo de aplicação foi apresentado ao público em evento realizado nos EUA e patenteado em 2011;
- 1915: Carl Akeley registrou o termo gunita como o produto da projeção realizada;
- 1930: O termo concreto projetado foi apresentado pela Associação Americana de Engenharia de estradas;
- 1940: A utilização de granulometria grossa foi introduzida nas misturas para projeção;
- 1955: O processo de projeção via umida foi introduzido;
- 1957: Nova tecnologia de equipamentos de projeção foi desenvolvida por Meynadier e Aliva;
- 1975: Os noruegueses realizaram estudos comprovando o benefício da utilização de microsílica;
- 1977: Os noruegueses introduziram pela primeira vez a adição de fibras como substituição as telas;
- 1994: Aditivos aceleradores menos agressivos foram introduzidos ao mercado;

No decorrer do século passado, o concreto projetado substituiu os tradicionais métodos de revestimento em escavações subterrâneas e se tornou uma alternativa muito importante na estabilização de seções escavadas, sejam em obras civis ou minerações. Novas tecnologias de concreto, equipamento, logística e técnicas operacionais tem propiciado o aumento da aplicação deste tipo de suporte em todo o mundo.

Para Rispin e Brooks (2001), uma tendência crescente na mineração tem considerado a aplicação de concreto projetado no ciclo do desenvolvimento como suporte complementar.

2.6.2 Mecanismos de atuação do concreto projetado

Suporte de superfície, como concreto projetado, telas, TSL (*Thyn Spray on Liners*), *straps* e/ou combinações possuem como princípio básico fazer com que o maciço rochoso mantenha sua integridade, reduzindo deslocamentos e por consequência, prevenindo a perda de massa no entorno da escavação (Kuchta, 2002).

Bernard (2008) *apud* Seymour *et al.*, (2011) relatam que o concreto projetado previne a degradação e a conexão do sistema de ancoragens suportando material desconfinando que esteja no contorno da escavação.

Kaiser e Tannant (2001) *apud* Seymour *et al.*, (2011) descrevem que o concreto projetado resiste aos esforços por adesão, restringindo a movimentação da superfície da escavação em decorrência de sua rigidez, adesão e resistência a tração na flexão.

O mecanismo de transferência de esforços entre maciço rochoso e concreto projetado está intimamente correlacionado à maneira que o mesmo é disposto nas superfícies das escavações. Para aproveitar sua resistência à compressão uniaxial, o concreto deve ser disposto de tal forma a permitir a formação de um arco compressivo. Para tal, se faz necessário que o suporte seja aplicado piso a piso, como a Figura 2.46 (b).

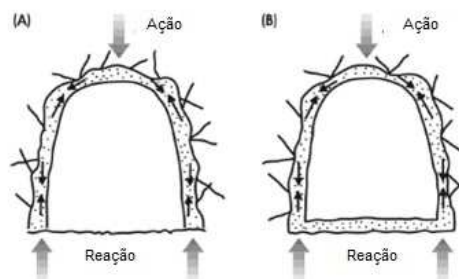


Figura 2.46: Concreto sobre regime compressivo, como consequência da aplicação ao redor de uma escavação subterrânea (Clements 2009, *apud* Hadjigeorgiou e Potvin, 2011).

Em aplicações para mineração, vários são os fatores que induzem a projeção de maneira a não se estender até o piso (Figura 2.47), como por exemplo longevidade da galeria, otimização do tempo de projeção e redução de custo (Hadjigeorgiou e Potvin, 2011).

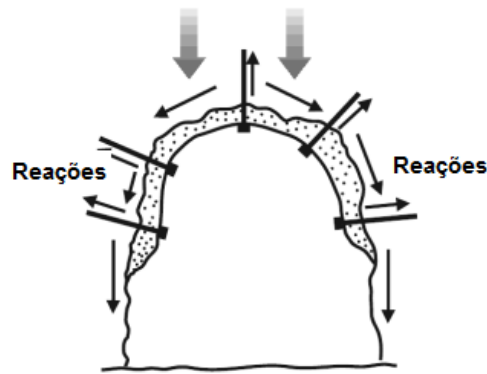


Figura 2.47: Distribuição de esforços no projetado quando aplicado até limite superior ao piso da galeria, (Clements (2009) *apud* Hadjigeorgiou e Potvin, 2011).

O exemplo mostrado na Figura 2.47 não irá conferir ao concreto sua maior capacidade resistiva por não formar o arco compressivo. Seu comportamento diante aos esforços estará relacionado com:

- a) A aderência entre concreto projetado e maciço rochoso / resistência ao cisalhamento entre concreto e maciço rochoso;
- b) A sua resistência à tração na flexão;
- c) A transferência de carga para sistema de reforço, desde que este seja aplicado depois do projetado.

Chryssanthakis *et al.*, (1997) simularam numericamente a influência do concreto projetado em maciços descontínuos, demonstrando a redução nos esforços do sistema de ancoragem em até 50% da carga quando comparada a situação sem aplicação de concreto projetado. Os autores destacam uma redução de 6% no deslocamento da superfície da escavação.

Potvin *et al.*, (2004) identificaram diversos mecanismos de atuação do concreto projetado que podem atuar isoladamente ou em combinação, assim como:

a) Limitador cinemático

A interação entre o concreto projetado e o maciço rochoso por meio da adesão, previne deslocamentos da região superficial e evita degradação progressiva do maciço. Na Figura 2.48 (a), nota-se que a resistência ao cisalhamento entre a rocha e o concreto surge devido à adesão, restringindo a movimentação e a rotação dos blocos. Quando a adesão entre concreto projetado e a rocha ocorre sem a devida eficiência, esforços cisalhantes neste plano serão evidenciados, conforme Figura 2.48 (b). A penetração de concreto nas trincas promove maior restrição cinemática aos blocos do maciço, Figura 2.48 (c).

O concreto projetado quando aplicado no estágio inicial das fraturas de tensão, pode ser favorável como limitador do progresso de ruptura, assim como destacado pela Figura 2.48 (d). A aplicação de concreto com espessura adequada pode prevenir eventos de porte expressivo, Figura 2.48 (e). O resultado de uma espessura inferior ao recomendado, Figura 2.48 (f), implica em ruptura local, provocando a transferência de esforços de tração e flexão à camada de concreto.

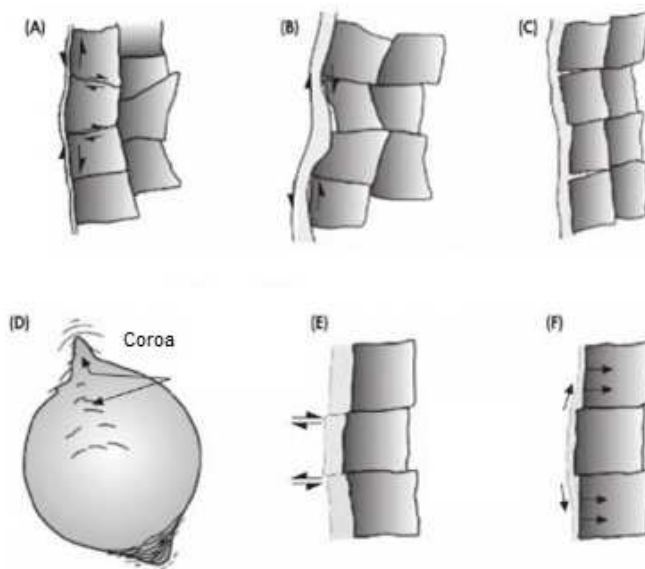


Figura 2.48: Mecanismos de estabilização com suporte de superfície por restrição cinemática (Potvin *et al.*, 2004).

b) Mecanismo tipo “Basket”

Quando o maciço rochoso encontra-se com alto nível de plastificação, a camada de concreto será submetida a esforços de retenção da massa plastificada. Neste processo, a

tenacidade do concreto será de grande relevância para sua estabilidade determinando a capacidade de absorção de energia durante a deformação.

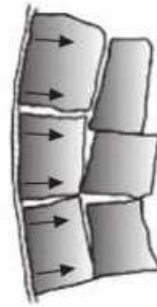


Figura 2.49: Mecanismo de estabilização com suporte de superfície com deslocamentos expressivos do maciço sobre a camada do suporte (Potvin *et al.*, 2004).

c) Mecanismo por arco compressivo

Esforços de compressão no concreto ocorrem quando o sistema de suporte está submetido ao arco compressivo em resposta a movimentação de convergência da escavação.

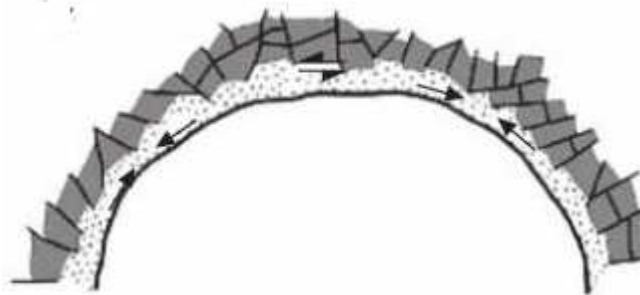


Figura 2.50: Mecanismo de estabilização com suporte de superfície pelo arco compressivo (Potvin *et al.*, 2004).

d) Reforço aos planos de fraqueza

Os maciços xistosos apresentam proeminência de ruptura por *buckling* quando os planos se posicionam paralelos à escavação, logo as camadas do maciço podem ser alteradas com o projetado, reduzindo, como consequência, sua esbelteza e aumentando a resistência ao *buckling*. Fato este que se mostra de fundamental importância para que um evento de ruptura não seja progressivo.

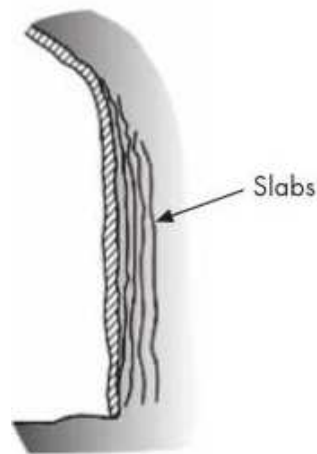


Figura 2.51: Mecanismo de estabilização com suporte de superfície pela esbeltez das camadas de ruptura (Potvin *et al.*, 2004).

e) Mecanismo por consequência da influência da chapa do reforço;

A combinação de aplicação de reforços e concreto projetado promove a transferência de cargas mais eficientemente para o primeiro sistema devido a interação chapas de superfície e o concreto, Figura 2.52. A instalação dos tirantes posterior ao concreto projetado é altamente recomendável para que, caso haja ruptura do concreto, as chapas estarão exercendo força contrária ao bloco, não permitindo sua queda.

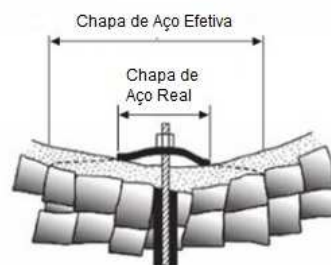


Figura 2.52: Extensão do efeito da chapa do reforço para o concreto projetado (Potvin *et al.*, 2004).

2.6.3 Mecanismos de Ruptura do concreto projetado

Potvin *et al.*, (2004) demonstram alguns modelos de ruptura típicos de suporte de superfície, como por exemplo, o concreto projetado.

A presença de blocos, pela existência de descontinuidades, propicia esforços cisalhantes no concreto, Figura 2.53 (a). Caso o concreto não resista a esta solicitação, a perda de adesão somada a esforços de tração na flexão representarão o mecanismo de ruptura, Figura 2.53 (b).

Esforços distribuídos ao longo da superfície da escavação, são oriundos de diversos mecanismos geomecânicos, como gravitacional sobre blocos, convergência da escavação sobre altas tensões ou eventos dinâmicos de sismicidade. Caso o efeito arco não seja predominante, rupturas por tração na flexão serão mais prováveis, Figura 2.53 (b).

Caso a adesão concreto e rocha seja efetiva, ambos deformaram como uma única unidade. Em virtude da característica frágil do concreto, uma variedade de modos de ruptura pode ser esperado, como por exemplo o cisalhamento direto, Figura 2.53 (c), a ruptura por flexão, Figura 2.53 (d), flexão composta ou *bukling*, Figura 2.53 (e). A combinação entre estes modelos também é possível.

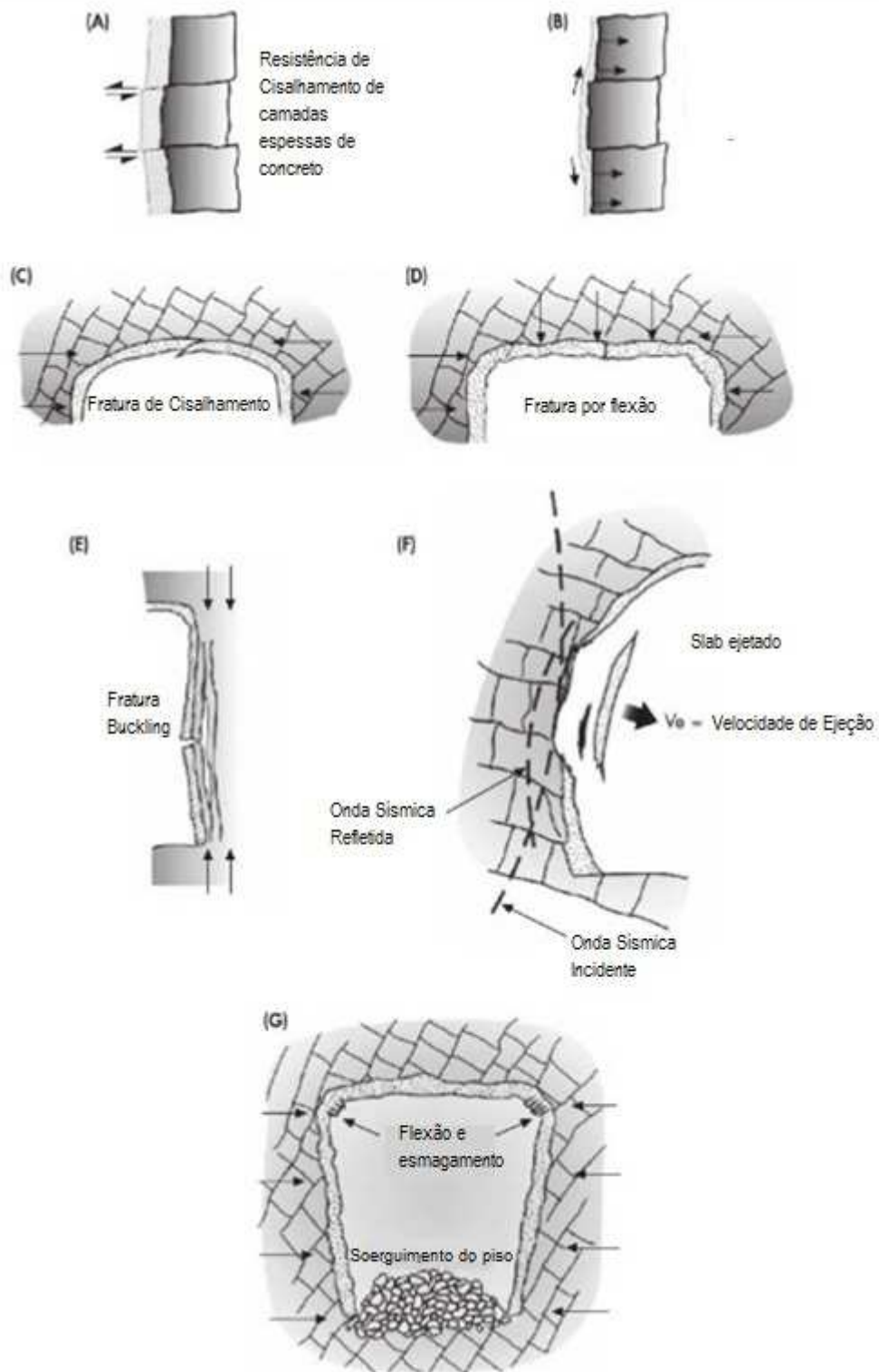


Figura 2.53: Mecanismos de ruptura em suporte de superfície (Potvin *et al.*, 2004).

Em regimes de elevada tensão, susceptíveis a *rock burst*, a ejeção de blocos de concreto e rocha podem ser evidenciados, conforme Figura 2.53 (f). Em situações com tensão

horizontal elevada quando convergências das escavações são significativas, rupturas por compressão das extremidades são possíveis, conforme Figura 2.53 (g).

Holmgren (2001) *apud* Kutcha (2002), descreve que testes realizados na Suécia ilustram resultados em que o concreto projetado de boa qualidade inicia seu processo de ruptura pela resistência de adesão. Diante deste fato, a movimentação subsequente do maciço, seja por gravidade e/ou progressão do *buckling*, irá promover um movimento na camada de concreto, aumentando assim, seus esforços de tração na flexão. Hadjigeorgiou e Potvin (2011) complementam que camadas de concreto projetado com baixa espessura, promovem facilmente rupturas localizadas por perda de adesão.



Figura 2.54: Ruptura por tração na flexão resultante de insuficiente resistência de aderência entre concreto e escavação (Kutcha, 2002).

2.6.4 Técnicas de dimensionamento

Todas as técnicas existentes para dimensionamento de suporte e reforço, sejam empírica, analítica ou numérica, permitem estudar de maneira estática as cargas necessárias para o sistema proposto.

Kaiser (2015) mostra que as utilizações de modelos empíricos para dimensionamento do sistema de suporte/reforço de escavações, principalmente em minerações, podem não ser aconselháveis em virtude das constantes mudanças do estado de tensão do ambiente, haja visto, a dinamicidade desses ambientes. Papworth (2002) relata que algumas minas perceberam que algumas metodologias empíricas não se ajustam de maneira satisfatória à redistribuição de tensão, enquanto outras as consideram muito conservadoras.

McCreath e Kaiser (1992), *apud* Mirzamani *et al.*, (2011), sugerem a partir de observações e testes que a aplicação do suporte de superfície (concreto projetado) mostra-se efetivo em ambientes de *rock burst* de baixa magnitude. Para Diederichs (2014)

evidências de *spalling* em galerias, desenvolvidos pela metodologia de perfuração e detonação são frequentemente efetivamente suportados pela utilização de concreto projetado reforçado com fibras e tirante grauteados/resinados.

Hoek *et al.*, (1993) descrevem que a aplicação ideal do concreto projetado seria para maciços fraturados quando rupturas estruturais podem ocorrer de maneira progressiva.

2.6.4.1 Dimensionamento do concreto projetado

De acordo com Hoek *et al.*, (1993) o dimensionamento do suporte com concreto projetado para escavações subterrâneas consiste em um processo de significativa imprecisão. Entretanto, experiências práticas ao longo dos anos demonstram que, estes elementos respondem melhor que o esperado na maioria das aplicações.

Os mesmos autores destacam que a complexa interação entre o maciço rochoso e a camada de concreto, que possui variações das propriedades físicas com a cura, definem parte dos elementos para as análises teóricas. Entretanto, análises mais realistas somente são possíveis pela utilização de modelos numéricos.

Dentre as recomendações empíricas existentes destacam-se:

- a) Wickham *et al.*, 1972 *apud* Hoek *et al.*, 1993: correlaciona a espessura do concreto com a classificação geomecânica *Rock Structure Rating* (RSR), Figura 2.55, criada para túneis circulares com 7,3 m de diâmetro e para que os reforços também sejam dimensionados e conjugados ao concreto projetado.

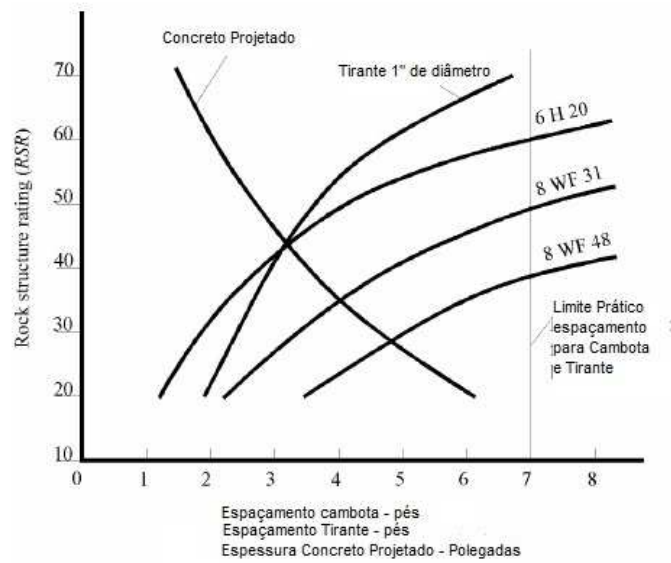


Figura 2.55: Dimensionamento de suporte e reforço para túnel circular com 7,3m de diâmetro. As expressões 6 H 20, 8 WF 31 e 8 WF 48 tratam-se de especificações técnicas dos perfis de vigas. (Wickham *et al.*, 1972 *apud* Hoek *et al.*, 1993).

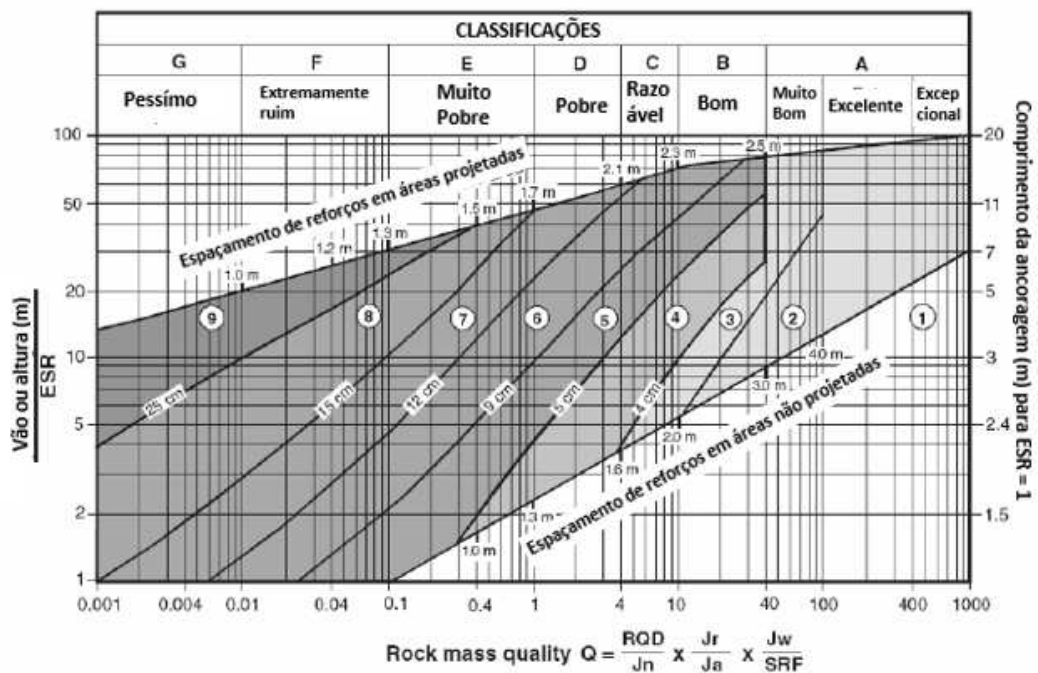
- b) Bieniawski (1989): sugere dimensionamento de concreto projetado em conjunto com tirantes e cambotas de acordo com diferentes faixas de classificação *Rock Mass Rating* (RMR), considerando vão de 10 metros, Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Recomendação para dimensionamento de suporte em acordo com a classificação RMR (Bieniawski, 1989).

Classe do Maciço Rochoso	Escavação	Tirantes (diâmetro de 20 mm, completamente rebocado)	Concreto Projetado	Cambotas
I – Rocha muito boa <i>RMR</i> : 81 - 100	Face completa. 3 metros de avanço.	Geralmente, nenhum suporte necessário exceto por cavilhas locais		
II – Rocha boa <i>RMR</i> : 61 - 80	Face completa. 1 – 1,5 metros de avanço. Suporte completo a 20 metros da face.	Localmente, tirantes/cavilhas no topo com 3 metros de extensão, espaçados em	50 mm no topo onde necessário.	Desnecessário

		2,5 metros com tela ocasionalmente.		
III – Rocha Razoável <i>RMR</i> : 41 - 60	Topo e meio da galeria. 1,5 – 3 metros em avanço no galeria superior. Suporte Inicial após cada detonação. Suporte completo a 10 metros da face.	Tirantes/cavilha sistemático com 4 metros de extensão, espaçados a 1,5 – 2 metros no topo e paredes com tela no topo.	50 – 100 mm no topo e 30 mm nas laterais.	Desnecessário
IV – Rocha pobre <i>RMR</i> : 21 - 40	Topo e meio da galeria. 1,0 – 1,5 metros em avanço no topo da galeria. Instalar suporte simultaneamente a escavação, a 10 metros da face.	Tirantes/cavilha sistemáticos de 4 – 5 metros de extensão, espaçados a 1 – 1,5 metros no topo e paredes com tela.	100 – 150 mm no topo e 100 mm nas laterais.	Cambotas leves a médias espaçadas a 1,5 metros onde necessário.
V – Muito pobre <i>RMR</i> : < 20	Múltiplos <i>drifts</i> a 0,5 – 1,5 metros em avanço no topo da galeria. Instalar suporte simultaneamente a escavação. Concreto projetado assim que possível após a detonação.	Tirantes/cavilhas sistemáticos com 5 – 6 metros de extensão, espaçados de 1 – 1,5 metros no topo e paredes com tela. “Bolt invert”	150 – 200 mm no topo, 150 mm nas laterais e 50 mm na face.	Cambotas médias e pesadas espaçadas a 0,75 metro com cobertura metálica e pré-suporte temporário se necessário.

c) Grimstad e Barton (1993): propõem uma relação entre a classificação geomecânica Q (Barton *et al.*, 1974) para diferentes sistemas de suporte, incluindo concreto projetado e concreto reforçado com fibras, Figura 2.56.



CATEGORIAS DE REFORÇO

- | | |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> 1) Sem Suporte 2) Ancoragem espaçada 3) Ancoragem sistemática 4) Reforço sistemático (e concreto projetado não reforçado, 4 a 10 cm) 5) Concreto reforçado com fibras (5 a 9 cm) e ancoragem | <ul style="list-style-type: none"> 6) Concreto reforçado com fibras (9 a 12 cm) e ancoragem 7) Concreto reforçado com fibras (12 a 15 cm) e ancoragem 8) Concreto reforçado com fibras (> 15 cm) e ancoragem 9) Concreto pré-moldado |
|--|---|

Figura 2.56: Recomendação empírica para dimensionamento de suporte e reforço (Grimstad e Barton, 1993).

Os mesmos autores propõem a Figura 2.57.

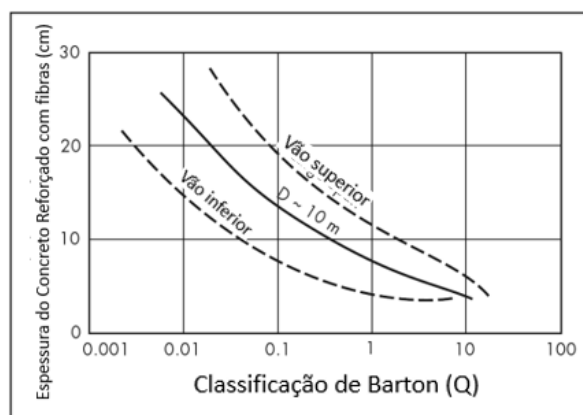


Figura 2.57: Recomendação de suporte para concreto reforçado com fibras em função da classificação de Q para um vão de 10 metros (Grimstad e Barton, 1993).

- d) Morgan, (1998) *apud* Papworth, 2002: apresenta diferentes valores de tenacidade do concreto em relação à classificação geomecânica de Barton *et al.*, 1974. Para tal, o indicador de tenacidade (*Toughness Performance Level* - TPL), foi definido pelo autor, que o correlaciona com ensaios de tenacidade proposto pela EFNARC (1996), Tabela 2.3.

Tabela 2.3: Relação entre classificação de Barton (1974) e Morgan (1998) *apud* Papworth (2002).

TPL	Classe de Barton et al. 1974	EFNARC (Joules)
IV	F	> 1400
	E	> 1000
III	D	> 700
II	C	> 500
I	B	> 500
0	A	0

- e) Hoek *et al.*, (1993): propuseram uma compilação combinando recomendações empíricas e práticas, resultando na figura que permite o dimensionamento do suporte, conforme Anexo VIII.

Metodologias analíticas também podem ser utilizadas com intuito de garantir a eficiência do sistema de suporte. Dentre estas destaca-se:

- a) Brady e Brown (2004): sugerem para escavações circulares metodologias analíticas que realizam cálculos embasados na interação de rocha suporte, apresentada pela Figura 2.44, considerando um problema axisimétrico, conforme Figura 2.58.

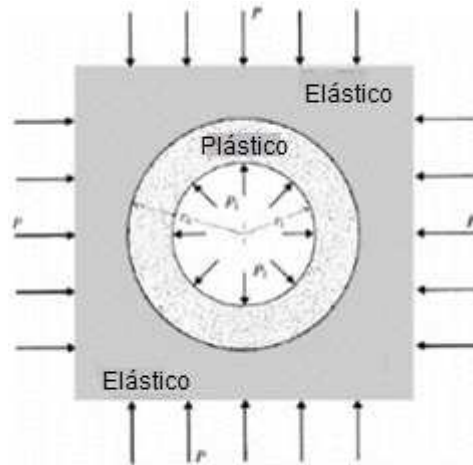


Figura 2.58: Escavação axi simétrica e identificação da região plástica ao redor do mesmo (Brady e Brown,2004).

Para determinação da rigidez do concreto projetado e da máxima pressão de suporte que ele poderá exercer, as expressões abaixo podem ser utilizadas.

Considerando:

E_c = Módulo de Elasticidade do Concreto Projetado;

ν_c = Poisson do Concreto Projetado;

t_c = Espessura da camada de concreto;

r_i = Raio interno da escavação.

σ_{cc} = Resistência a compressão uniaxial do concreto projetado

Rigidez do Suporte:

$$k_c = \frac{E_c[r_i^2 - (r_i - t_c)^2]}{(1 + \nu_c)[(1 - 2\nu_c)r_i^2 + (r_i - t_c)^2]} \quad (2.6)$$

Máxima pressão de suporte:

$$p_{sc \max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right] \quad (2.7)$$

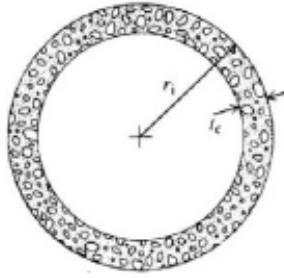


Figura 2.59: Camada de concreto projetado em galeria circular (Brady e Brown,2004).

Utilizando as Esquações 2.6 e 2.7, Hoek 2006 apresenta simulações para diferentes cenários mostrados nas Figura 2.60 e na Figura 2.61.

Tipo de Suporte	Espessura - mm	Idade - dias	UCS - MPa	Número da Curva	Pressão Máxima de Suporte $P_{i \max}$ (MPa) para um túnel de diâmetro D (metros)
 Revestimento de Concreto ou Concreto Projetado	1m	28	35	20	$P_{i \max} = 57,8D^{-0,92}$
	300	28	35	21	$P_{i \max} = 19,1D^{-0,92}$
	150	28	35	22	$P_{i \max} = 10,6D^{-0,97}$
	100	28	35	23	$P_{i \max} = 7,3D^{-0,98}$
	50	28	35	24	$P_{i \max} = 3,8D^{-0,99}$
	50	3	11	25	$P_{i \max} = 1,1D^{-0,97}$
	50	0,5	6	26	$P_{i \max} = 0,6D^{-1,0}$

Figura 2.60: Compilação de cenários para determinação da máxima pressão de suporte que o concreto projetado estará submetido (Hoek, 2006).

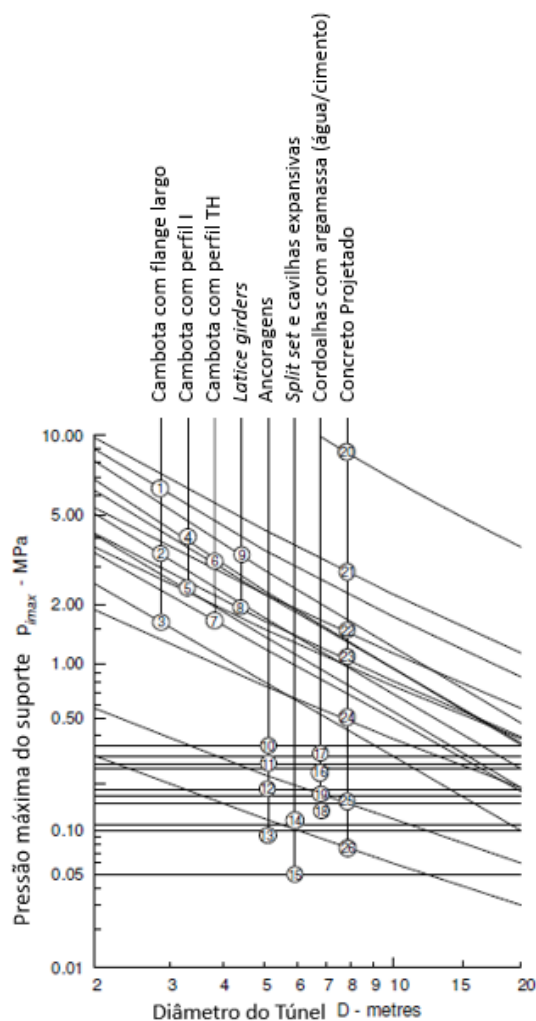


Figura 2.61: Forma Gráfica de visualização da compilação proposta na Figura 2.61 (Hoek, 2006).

- b) Windsor e Thompson (1999): em virtude da rugosidade das escavações, conseqüente do processo de abertura por perfuração e desmonte, os autores consideraram que a camada de concreto projetado como uniforme e prismática seria equivocado. Portanto, propuseram uma camada de cobertura que permite as irregularidades serem consideradas no dimensionamento do suporte a partir de um estudo embasado na interação rocha suporte. Assim, os autores propõem equações para cálculo da rigidez, tensão e deslocamento do suporte considerando a rugosidade (Figura 2.63), a técnica de preenchimento (Anexo II e III) e as dimensões do preenchimento.

Para efeito de cálculo, a superfície da rocha e a respectiva cobertura são substituídos por uma linha equivalente, conforme Figura 2.62. A metodologia detalhada pelo autor sugere um dimensionamento de suporte mais realista que o modelo para superfícies não rugosas.

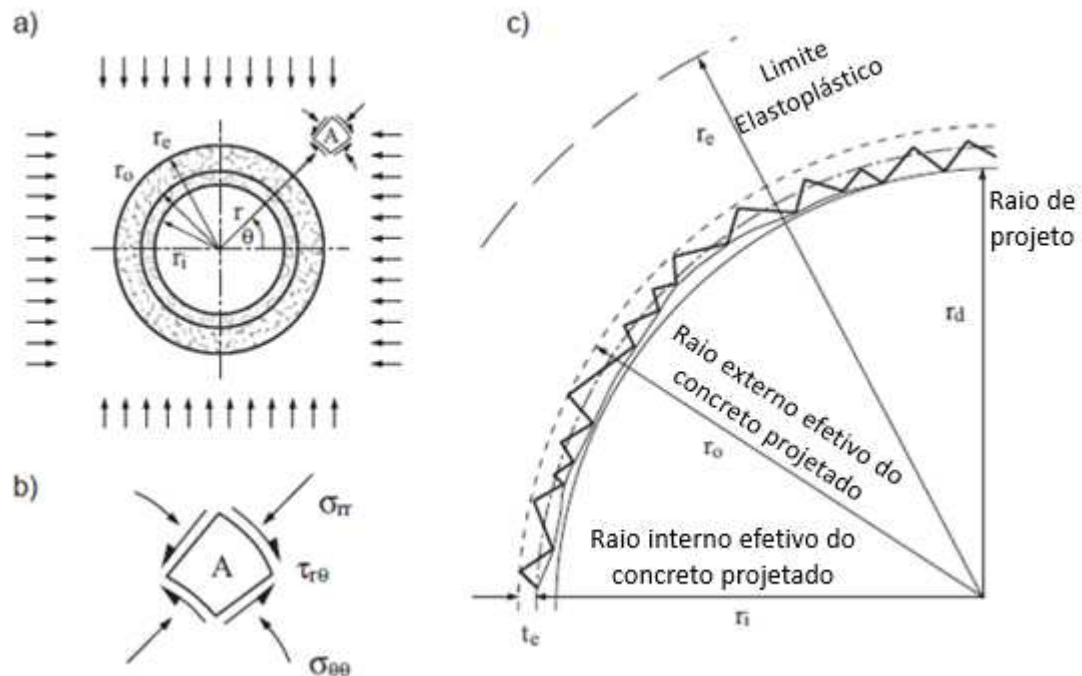


Figura 2.62: Escavação cilíndrica com superfície rugosa em regime de deformação elasto plástica. (a) Seção transversal da galeria demonstrando a interface equivalente concreto/rocha. (b) Atuação das tensões sobre um elemento do material. (c) Raios de equivalência da interface concreto/rocha devido a presença da rugosidade (Windsor e Thompson, 1999).

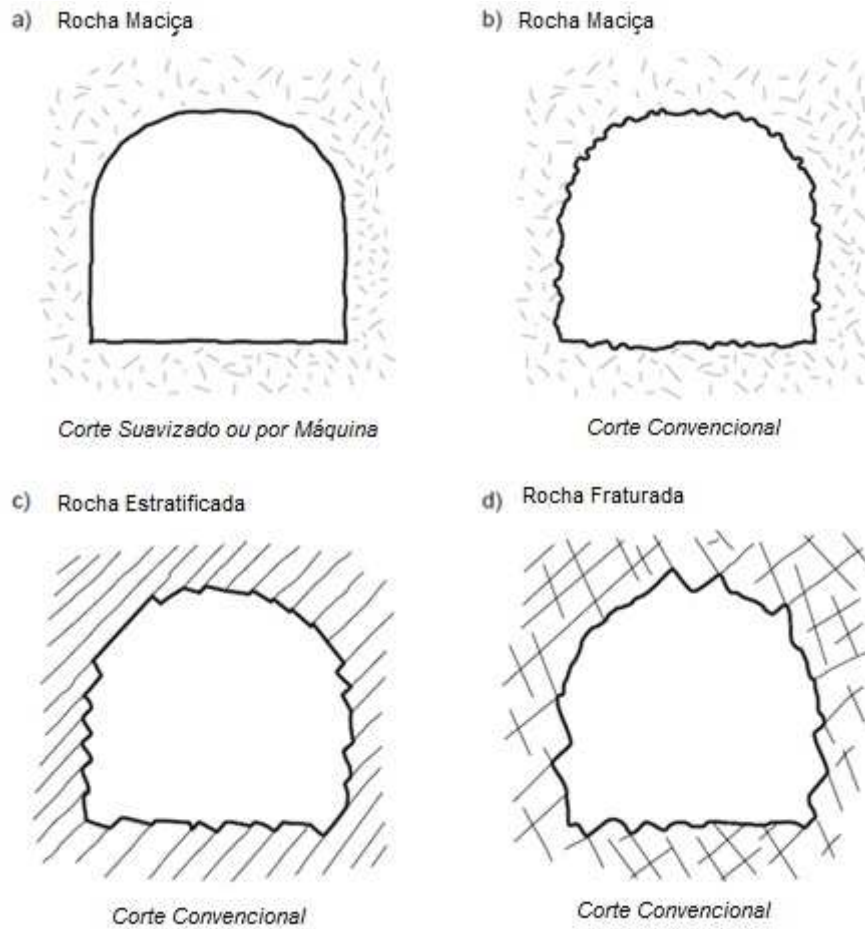


Figura 2.63: Irregularidades na superfície da escavação para diferentes maciços rochoso (Windsor e Thompson, 1999).

- c) Barret e McCreath (1995) *apud* Hadjigeorgiou e Potvin (2011): propuseram modelos determinísticos para analisar o cenário crítico no qual blocos podem se formar entre a malha de reforço, provocando rupturas do tipo adesiva, cisalhamento direto, flexão e cisalhamento devido ao pulsionamento (*punching*) que não será detalhado neste trabalho (Figura 2.64).

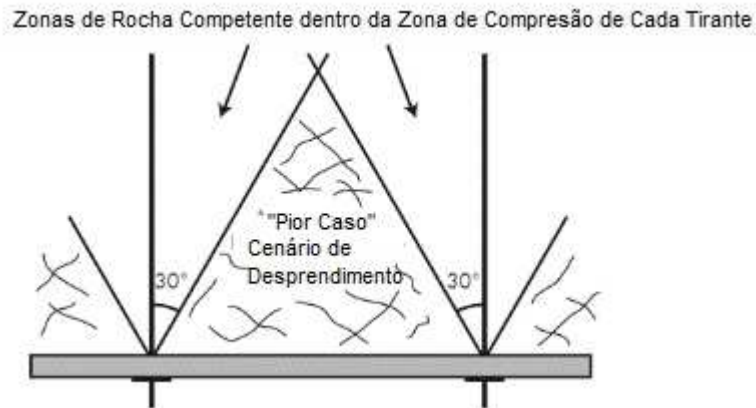


Figura 2.64: Cenário crítico para os esforços no concreto projetado, mostrando o volume de material sem confinamento e que promoverá cargas sobre a camada entre os tirantes (reforços) (Barret e McCreath (1995) *apud* Hadjigeorgiou e Potvin, 2011).

Para ruptura do tipo adesiva, conforme Figura 2.65 (a), a capacidade resistiva, c_a , pode ser calculada pela expressão:

$$c_a = 4\sigma_a s a \quad (2.8)$$

Sendo: σ_a = resistência de adesão do concreto projetado; s = espaçamento entre tirantes; a = comprimento de aderência.

Para rupturas do tipo cisalhamento direto, a capacidade resistiva (c_{ds}) do concreto pode ser calculada pela Equação 2.9 que ignora qualquer pressão decorrente do efeito arco na camada de concreto.

$$c_{ds} = \tau_{ds} s t \quad (2.9)$$

Sendo: τ_{ds} = Resistência de cisalhamento direto do concreto; t = espessura do concreto.

Considerando um concreto projetado não reforçado com fibras, a capacidade resistiva para ruptura flexurais, (c_{flex}), em uma camada de seção retangular pode ser calculada por:

$$c_{flex} = \sigma_{flex} \frac{t^2 s}{6 \cdot 2} \quad (2.10)$$

Sendo: σ_{flex} = resistência flexural do concreto projetado.

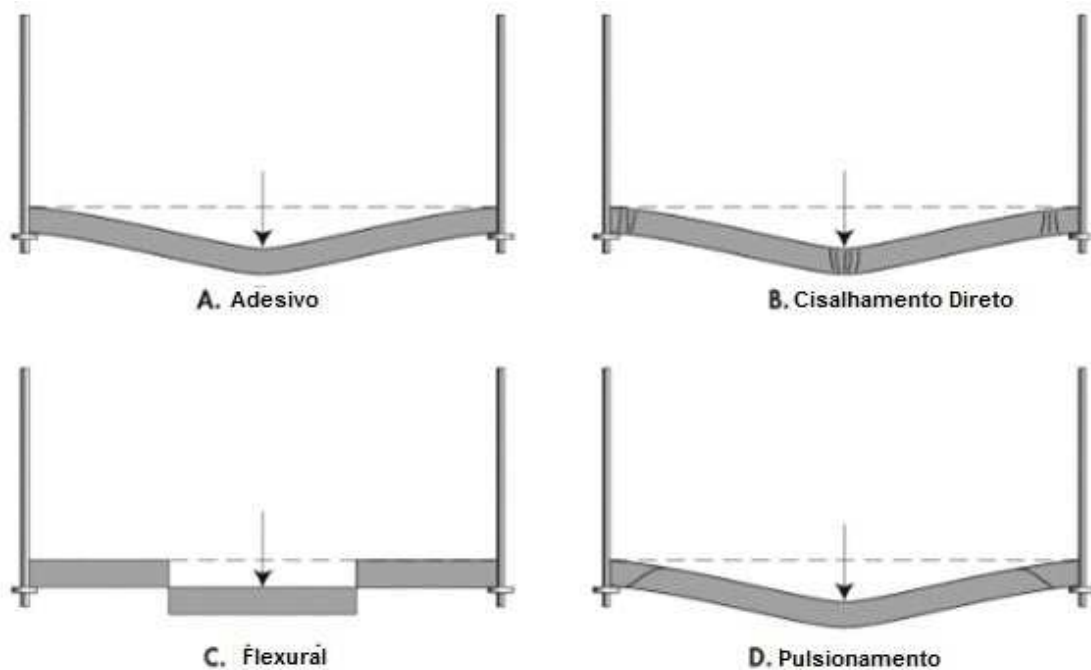


Figura 2.65: Modelos de ruptura no concreto projetado (Barret e McCreath (1995) *apud* Hadjigeorgiou e Potvin, 2011).

Todas as técnicas apresentadas para o dimensionamento do concreto projetado, sejam as empíricas ou analíticas, buscam prover à escavação o devido suporte para a eliminação de rupturas progressivas. Hoek *et al.*, (1993) destacam que o concreto projetado não pode evitar que deformação ocorram no maciço. Entretanto, contribui no controle da deformação, especialmente quando utilizado em combinação com outros sistemas de reforços. Os autores destacam também que a camada de concreto, quando instalada previamente a instalação dos reforços, apresenta maior eficácia.

CAPÍTULO 3

MINA CUIABÁ

3.1 LOCALIZAÇÃO DA MINA CUIABÁ

A mina Cuiabá está localizada no setor NW do Quadrilátero Ferrífero (QF), a 11 km do centro da cidade de Sabará ou 12 Km do centro de Caeté, nas margens da rodovia MG-262 que liga a cidade de Belo Horizonte a Caeté, conforme Figura 3.1.

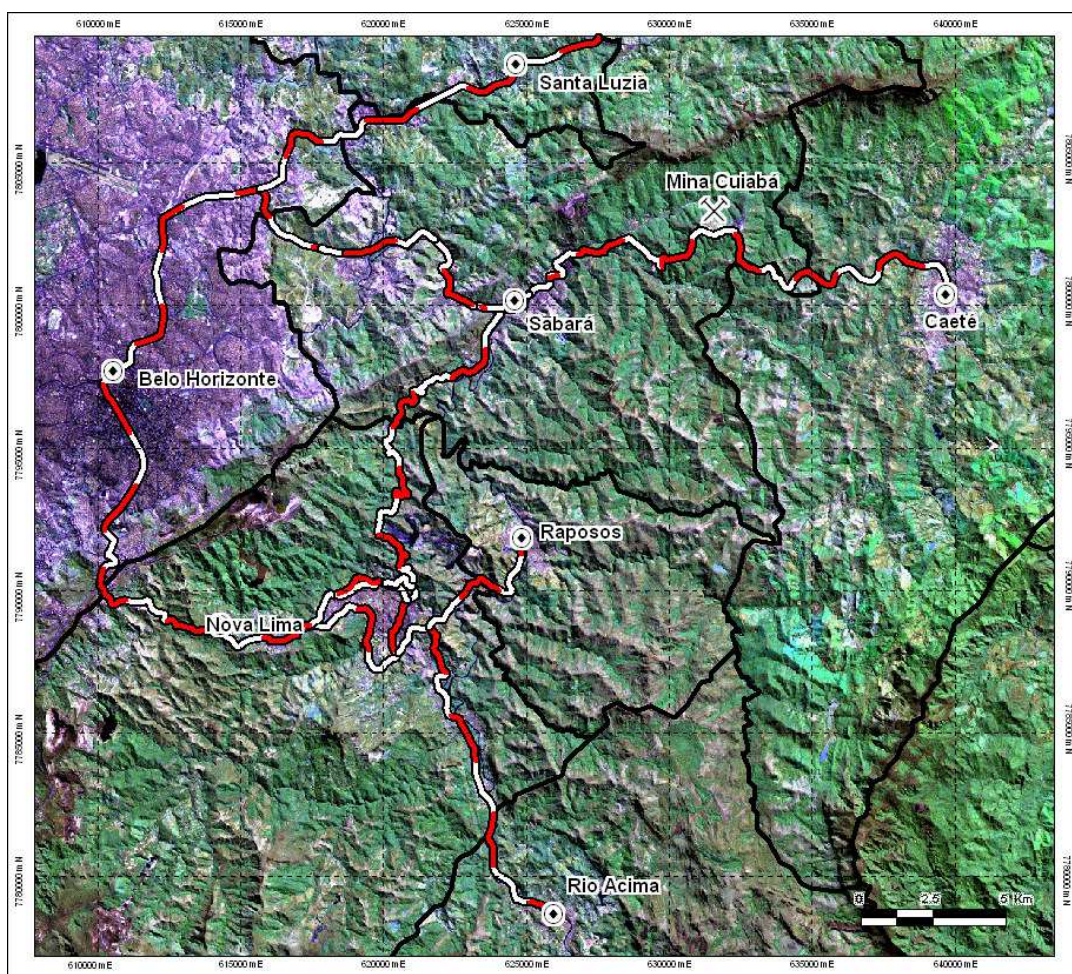


Figura 3.1: Localização da Mina Cuiabá, sinalizado no mapa (Barbosa, 2008).

3.2 SÍNTESE HISTÓRICA

Segundo Libby (1987) as primeiras atividades realizadas na Mina Cuiabá datam de meados do século XVIII, realizadas de forma arcaica e limitada praticamente por uma

exploração aluvionar e sem o emprego de técnicas apuradas. Em 1740 a família Dias e Gomes realizou as primeiras explorações na região da atual Mina Cuiabá (Ribeiro-Rodrigues *et al.*, 2007)

Diante da facilidade de extração do ouro aluvionar, estes depósitos se esgotaram rapidamente, fato que, provocou uma nova busca por reservas subterrâneas. Contudo, a indisponibilidade de tecnologia para realização do processo na região, culminou com o não aproveitamento de seu potencial na época. Essa situação permitiu que empresas estrangeiras investissem no país para obtenção de concessões de direito minerário, implantando, assim, o sistema em padrões internacionais e aplicando processos científicos de exploração e exploração das minas.

A *Saint John Del Rey Mining Company*, de capital inglês adquiriu em 1834 a mina de Morro Velho, localizada na cidade de Nova Lima – Minas Gerais. Tal investimento permitiu que a mina se tornasse o ativo inglês mais bem-sucedido no Brasil (Libby, 1987). Esse registro, correlaciona-se aos privilégios dados a corte inglesa em detrimento da participação na transferência da corte Portuguesa ao Brasil, em 1808 (Rodrigues, 2012)

Em 1877 a *Saint John Del Rey Mining Company* adquiriu a Mina Cuiabá da recente fundada *Cuiabá Gold Mining Company*, que permaneceu em operação por 11 anos, entretanto teve suas atividades interrompidas devido a estratégia da empresa em concentrar esforços na mina Morro Velho que estava enfrentando problemas geotécnicos, exigindo, assim, esforços direcionados (Mineração Morro Velho, 1996).

Em 1899, os trabalhos na mina Cuiabá foram retomados, mas voltaram a ser interrompidos em 1910, pois os resultados mostraram-se insuficientes. Em 1930, a mina foi reaberta, porém novamente paralisada em 1940 devido à 2ª Guerra Mundial, que dificultava o transporte do metal para a Europa, e também, pelo suposto esgotamento do corpo de minério.

Em 1975, a Morro Velho, empreendimento integralmente brasileiro, associou-se à Anglo American, empresa sul africana que, com seu capital e experiência internacional no ramo da mineração, possibilitou que a mina passasse por rigorosa reavaliação de reservas. Assim, em 1985, iniciou-se a extração em escala industrial de 1200 toneladas por dia de minério.

Em 1993, como parte da reestruturação da Anglo American, o grupo transferiu os ativos para o seu braço europeu, a Minorco. Em 1999 todos os direitos foram adquiridos pela *AngloGold*. Em 2004, houve a fusão entre a *AngloGold* e a *Ashanti Goldfields*, provocando a alteração do nome para a atual *AngloGold Ashanti*.

Todas estas mudanças, associadas a investimentos, permitiram que, em 2005 se iniciasse o projeto de expansão da mina para 3800 toneladas dia de minério e seu adequado comissionamento em 2007.

Durante os períodos de exploração na região da Mina Cuiabá, somam se, pelos registros que, em 2015, foram produzidos um montante de 156 toneladas de ouro.

3.3 ASPECTOS OPERACIONAIS

A Mina Cuiabá possui atualmente uma profundidade em desenvolvimento próxima a 1250 metros em relação à superfície. Seu acesso ocorre por rampas com inclinação média de 8° a 10° ou por poço vertical que conecta a superfície ao nível 11 (840 metros vertical).

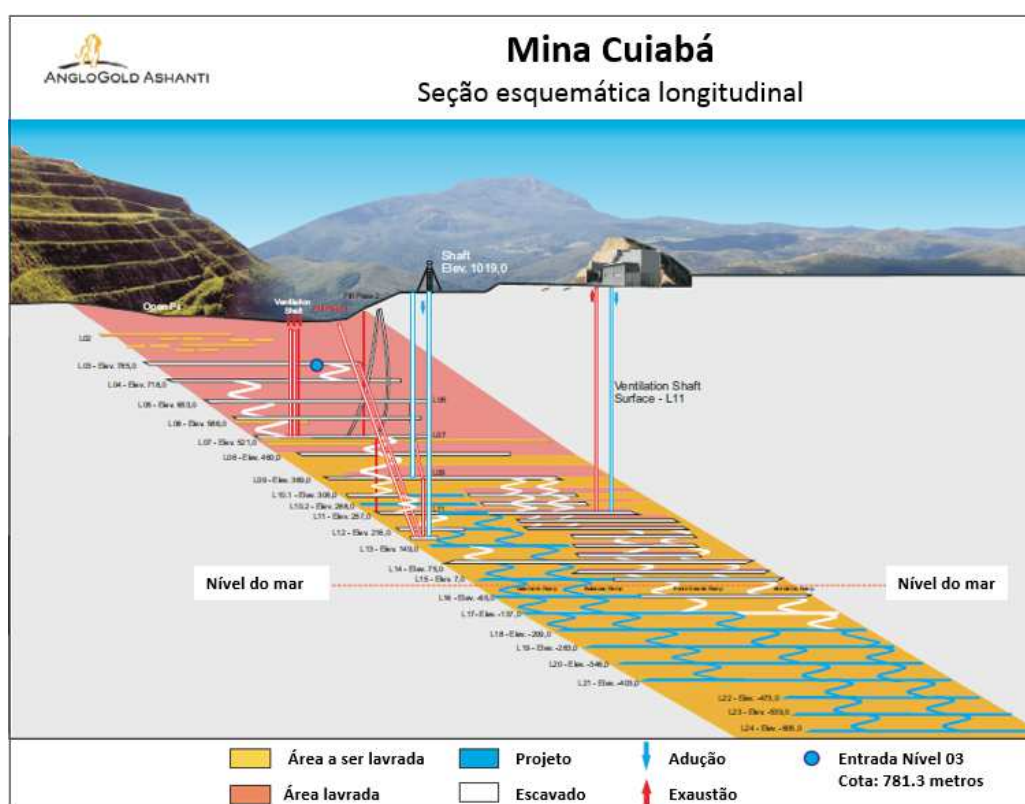


Figura 3.2: Seção vertical esquemática da mina Cuiabá, atualizada em outubro de 2015.

O ritmo de produção anual da mina Cuiabá, em toneladas e onças produzidas segue ilustrada pela figura que segue desde o ano de 2011 até o ano de 2026.

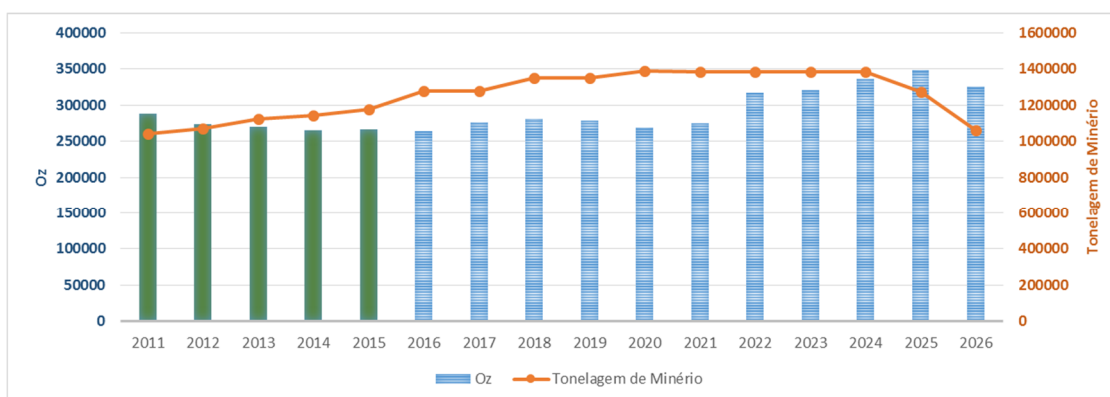


Figura 3.3: Produção em massa e ouro da Mina Cuiabá desde 2011 e planejado entre 2016 e 2026.

Dentre as metodologias aplicadas para lavra predomina-se atualmente a por subníveis ou *sublevel stoping*, Figura 3.4. Entretanto, no passado recente (2012) predominava a prática do corte e aterro conforme se observa na Figura 3.28.

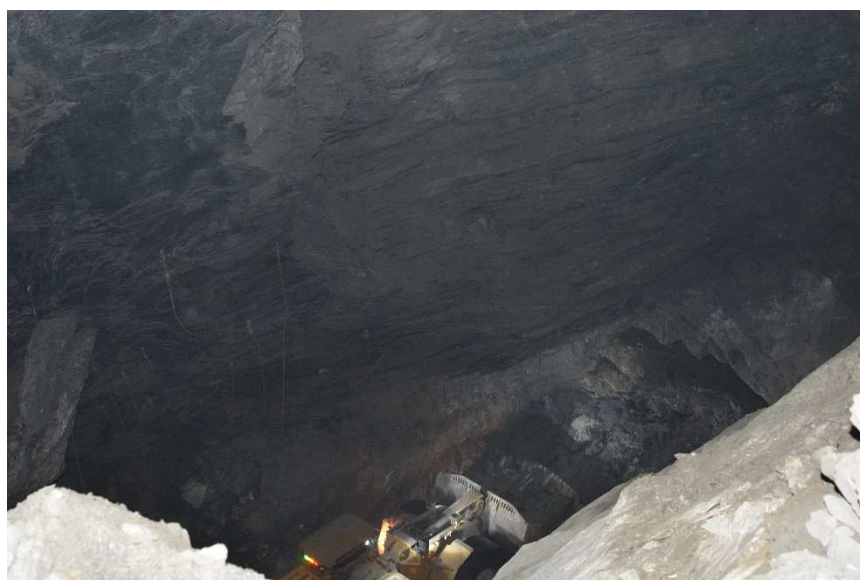


Figura 3.4: Lavra por *sublevel stoping* no realce 16 Fonte Grande Sul da Mina Cuiabá.

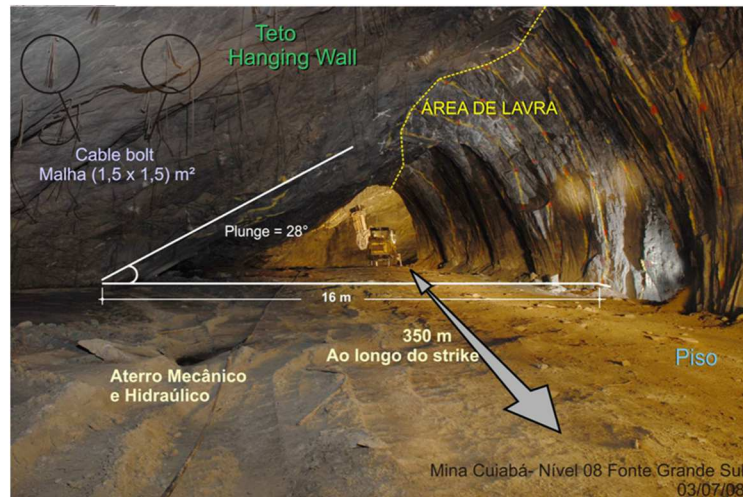


Figura 3.5: Lavra por corte e aterro no realce 8 Fonte Grande Sul.

3.4 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

A Mina Cuiabá está inserida no contexto geológico do Quadrilátero Ferrífero (QF), ao norte, na porção meridional do Cráton São Francisco (Almeida, 1977), Figura 3.6.

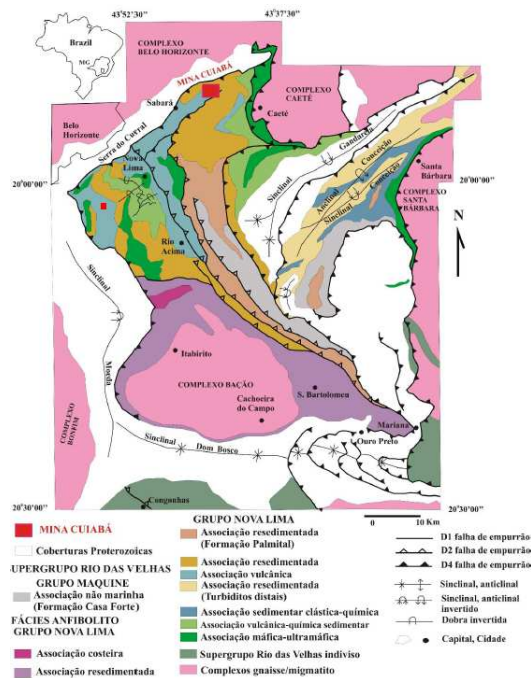


Figura 3.6: Mapa geológico estrutural do QF e principais estruturas do *Greensotne belt* (Baltazar e Zucchetti, 2007).

3.4.1 Litografia

A região do QF é composta por três grandes unidades lito-estratigráficas:

- Complexo metamórfico que contém o embasamento cristalino
- Sequências Vulcano Sedimentares do tipo *Greenstone Belt* representadas pelo supergrupo Rio das Velhas;
- As sequências plataformais do proterozoico inferior, sobreposta e discordante às demais, que correspondem ao Supergrupo Minas, Grupo Sabará e Grupo Itacolomi, sobrepostas por coberturas sedimentares mais recentes, que constituem as Bacias do Gandarela e Fonseca.

A Mina Cuiabá encontra-se inserida na porção intermediária máfica da sequência vulcanosedimentar do tipo *greenstone belt* pertencente ao Supergrupo Rio das Velhas (Dorr, 1969 *apud* Lobato *et al.*, 2001).

Segundo Toledo (1997), na mina Cuiabá são observadas duas sequências diferentes, sendo a primeira de base composta essencialmente por metabasaltos intercalados com níveis de metapelitos carbonosos, além de uma camada de formação ferrífera bandada (BIF). A segunda é uma sequência de topo constituída por metapelitos carbonosos com metagrauvas compondo uma típica sequência turbidítica.

Para a sequência de base, detalha-se:

- Metabasalto / Metandesisto (MAN)

Estratigraficamente abaixo da camada de BIF, ocorrem metabasaltos comumente albitizados, com maior quantidade de sódio, o que os torna similares a metandesitos.



Figura 3.7.: Metandesito (MAN) em testemunhos de sondagem (Modificado de Trópia, 2013).

- Formação Ferrífera Bandada (BIF)

Apresenta espessura com variação de centímetros a mais que 20 metros. Caracterizada por bandamento milimétrico ou centimétrico onde se alternam bandas de quartzo com bandas de ankerita e siderita. As bandas carbonáticas apresentam frequentemente coloração negra dada pela presença de material carbonoso. Este litotipo é o principal hospedeiro da mineralização de ouro para a Mina Cuiabá. Em seção horizontal é possível reconhecer este litotipo em formato elíptico que é denominado informalmente como “pera” pela equipe da mina. Essa geometria é resultante de uma estrutura dobrada cujo flanco normal é constituído pelos corpos Surucucu, Serrotinho e Fonte Grande Sul, e seu flanco invertido pelos corpos Balancão e Galinheiro.

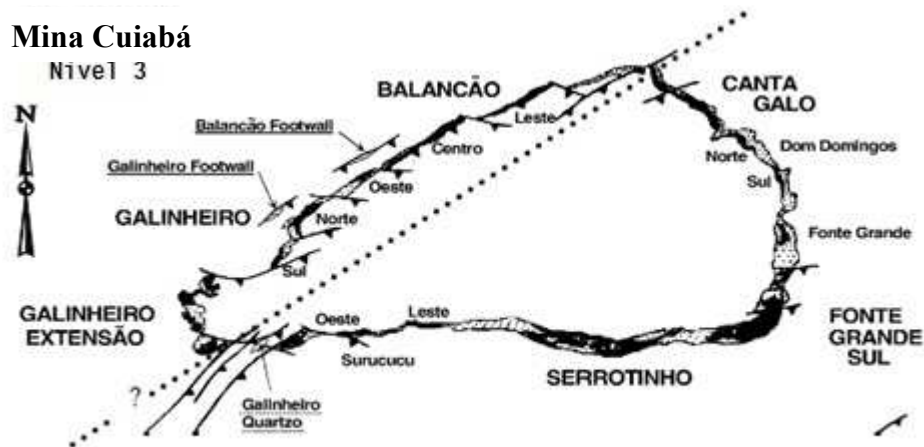


Figura 3.8: Divisão dos corpos mineralizados da Mina Cuiabá no nível 03, a 180 metros de profundidade (Ribeiro-Rodrigues *et. al.*,2007).

A BIF, constituída por carbonatos (calcita e dolomita), magnetita (óxido de ferro) e quartzo, pode apresentar sulfetos (pirita, arsenopirita e pirrotita), conforme Figura 3.9, sendo a principal fonte de minério de Ouro.

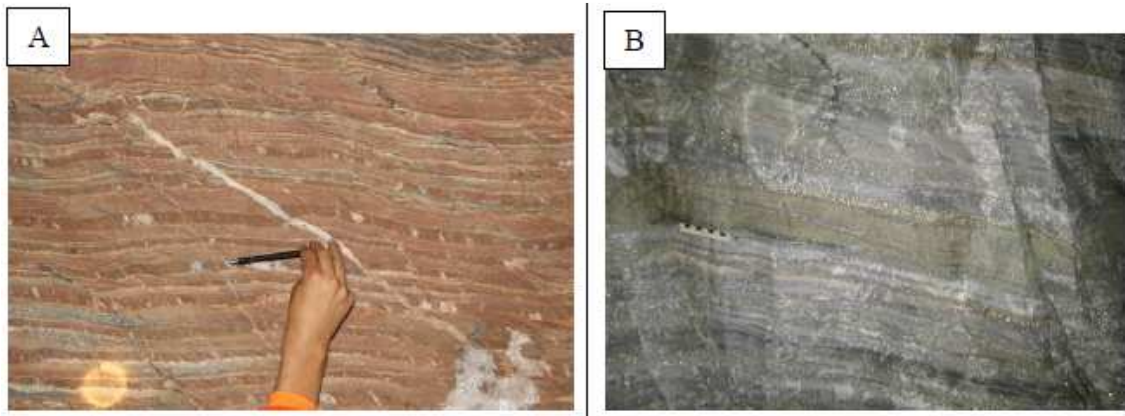


Figura 3.9: (a) Formação Ferrífera Bandada (BIF) não sulfetada. (b) BIF sulfetada (Tropia, 2013).

- Filito Grafítico (FG)

Ocorre como lentes ou camadas descontínuas intercaladas nos metabasaltos. Toledo (1997) destaca a existência de camadas de espessura de poucos centímetros até 3 metros acima da formação ferrífera bandada. O termo grafítico caracteriza a presença de material carbonoso.



Figura 3.10: Filito Grafítico em testemunhos de sondagem (Tropia, 2013).

- Metabasalto (MBA)

Estratigraficamente estão dispostos acima da BIF, na parte externa da dobra, diferindo do metabasalto (MAN) por ser mais rico em ferro e titânio.



Figura 3.11: Metabasaltos (MBA) com diferentes níveis de alteração hidrotermal. (Trópia, 2013).

A sequência de topo pode ser descrita, pelas litologias:

- Clorita-quartzo-carbonato-sericita filito com matéria carbonosa (X1)

De acordo com Toledo (1997) a litologia X1 aparece como camadas ou lentes descontínuas intercaladas dentro da sequência de metabasaltos, ou como camadas alternadas com os plagioclásio-clorita-sericita-quartzo filitos (Xs). É constituído de filito de coloração cinza a negra com bandamento composicional e granulométrico caracterizado pela alternância de camadas quartzo carbonáticas, brancas, com camadas de sericito-carbonosas, negras ou cinzas.

- Plagioclásio-clórita-sericita-carbonato-quartzo filito (Xs)

Esta litologia ocorre como camadas alternadas de metassedimentos carbonosos (X1), Figura 3.12, compondo a sequência metassedimentar da mina. Os contatos entre estas camadas podem ser abruptos ou gradativos, sendo este último marcado pela diminuição de granulometria e aumento de material pelítico e carbonoso em direção aos metassedimentos carbonosos (Toledo, 1997).

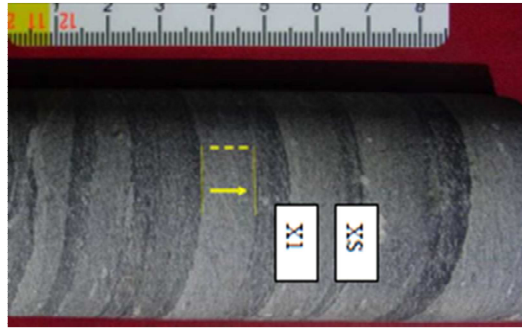


Figura 3.12: Litologia X1 e XS em testemunhos de sondagem (Trópia, 2013).

De maneira resumida, as rochas da Mina Cuiabá estão inseridas na sequência do Grupo Nova Lima que tiveram sua divisão estratigráfica apresentada na Figura 3.13, conforme mostrado por Tropia (2013) e Fernandes *et al.*,(2016).

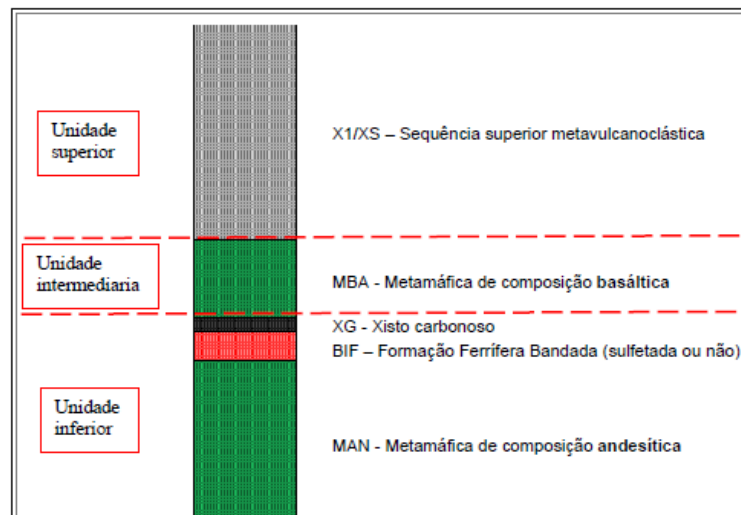


Figura 3.13: Coluna estratigráfica simplificada da mina Cuiabá (Tropia, 2013).

3.4.2 Geologia estrutural

O Quadrilátero Ferrífero apresenta grande complexidade estrutural, como resultado de vários eventos de deformação que transformaram as camadas metassedimentares em conjuntos de grandes anticlinais e sinclinais, complicados por inversões de camadas e falhamentos de empurrão.

3.4.2.1 Geologia estrutural da Mina Cuiabá

Diversos estudos têm sido realizados na Mina Cuiabá desde 1980 para compreensão da estrutural do ambiente. Todas referências, demonstram uma evolução geológica de várias fases, alta complexidade e com interpretações distintas sobre tal estruturação.

Vieira (2000) sugeriu uma estrutura em cone que, em profundidade, se abre, conforme Figura 3.14. O modelo baseado em dobras tubulares sugere a superposição de dobramentos para formação dessa geometria.

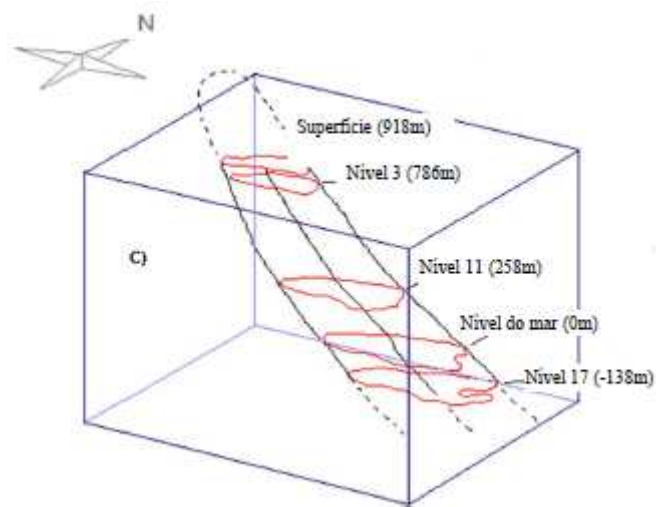


Figura 3.14: Dobra tubular, cujo fechamento foi erodido por estar em superfície. Representação em diferentes níveis da dobra da mina Cuiabá com destaque para o contorno (linha vermelha) representando a região mineralizada (Vieira, 2000).

Holcombe e Coughlin (2003) interpretam a estrutura de Cuiabá como o resultado de uma dobra que foi redobrada, porém com geometria e direção de transporte diferentes da proposta discutida por Vieira (2000) de acordo com a Figura 3.15.

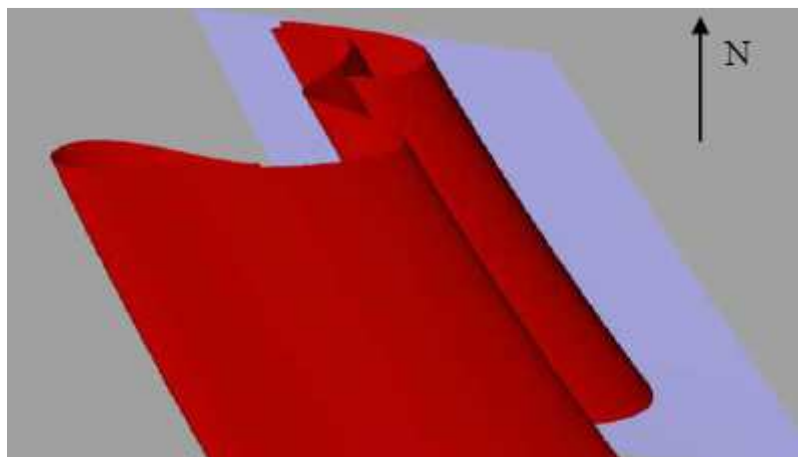


Figura 3.15: Representação da estrutura em dobra para a mina Cuiabá com eixo de caimento para sudeste (Holcombe e Coughlin, 2003).

Diante dessas proposições e outras realizadas pela equipe da própria *AngloGold Ashanti*, Rankin (2006) sugere um modelo composto por três fases de deformação, detalhadas na Tabela 3.1

Tabela 3.1: Sequência de eventos propostos para a região da mina Cuiabá segundo Rankin (2006).

Fase	Rankin (2006)
D1	Evento com vergência para S, responsável por dobramentos isoclinais com caimento para E, com possíveis cavalgamentos.
D2	Evento com vergência para S -SE gerando dobras apertadas a recumbentes isoclinais, coaxiais ao primeiro evento D1.
D3	Dobramentos e falhamentos de vergência para W tipicamente de pequena escala. Falhamentos irregulares formando rampas e planos que comumente estão associados a dobras assimétricas ou boudinagem.

Fernandes *et al.*, (2016) apresenta evidência da Mina Cuiabá que difere dos estudos até então apresentados, sugerindo a estrutura principal como uma dobra tabular em bainha.

Independentemente de sua sequência, os eventos tectônicos ocorridos foram responsáveis por gerar nas unidades litológicas da mina Cuiabá uma foliação proeminente, milonítica de mergulho médio para SE, caracterizando assim um maciço anisotrópico.

Barbosa (2008) apresenta a caracterização das descontinuidades da Mina Cuiabá, representadas pelo setor Fonte Grande Sul, podem ser caracterizadas pela Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Caracterização das descontinuidades estruturais no corpo Fonte Grande Sul Barbosa (2008).

Família de descontinuidades	Ângulo de mergulho	Sentido do ângulo de mergulho	Identificação
S0/S1	37°	153°	Acamamento/Foliação S1
S2	31°	142°	Foliação S2 principal
S3	84°	011°	Foliação S3
F1	61°	295° - 324°	Fratura
F2	82°	049° - 229°	Fratura

3.5 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

A determinação de parâmetros geotécnicos a partir de metodologias empíricas e/ou laboratoriais é de relevância para entendimento das capacidades de carga e deslocamento aos quais o maciço poderá ser submetido, bem como para dimensionar os mecanismos de engenharia necessários para garantir a segurança, sustentabilidade e eficiência de uma escavação.

3.5.1 Caracterização Geotécnica

Barbosa (2008) apresentou um ábaco, Figura 3.16 que setoriza por meio do GSI, a partir de 92 pontos de observação na Mina Cuiabá, uma compartimentação para as litologias da mina.

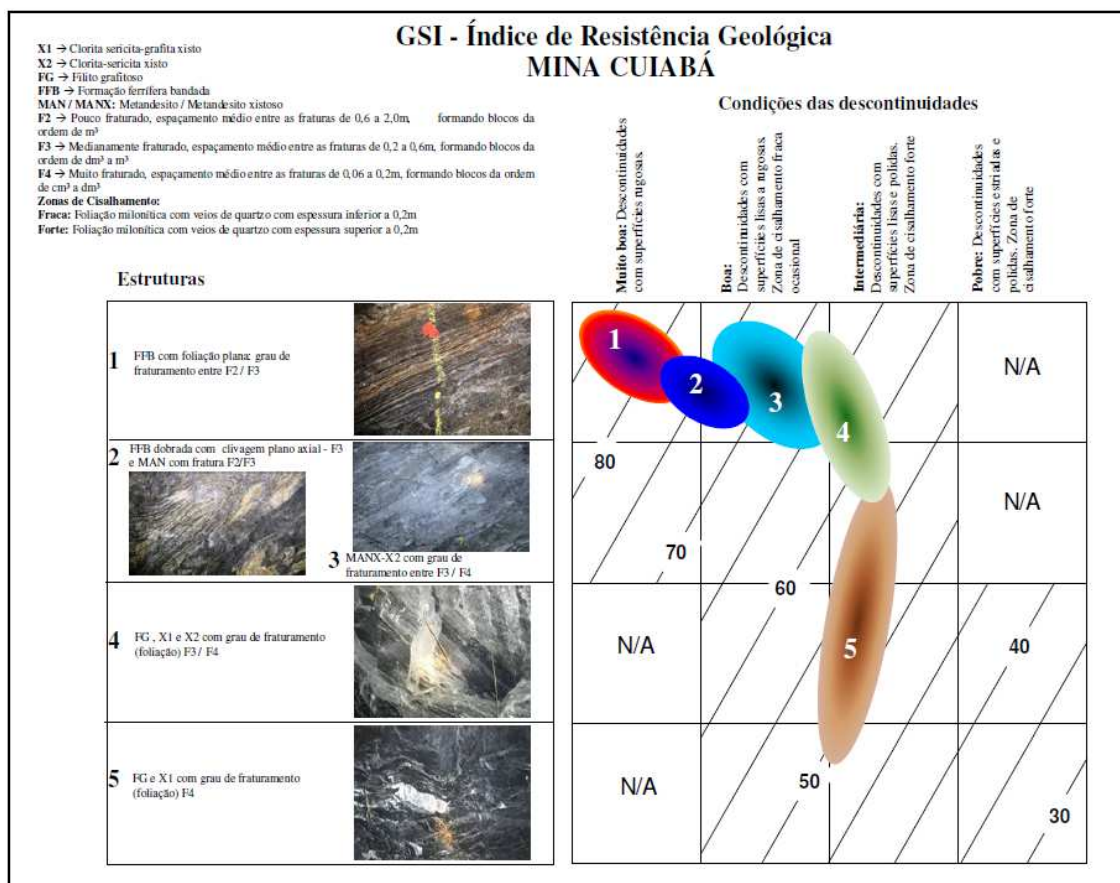


Figura 3.16: Classificação para os maciços rochosos da mina Cuiabá, em acordo a classificação GSI (Barbosa, 2008).

As informações para construção da Figura 3.16 foram coletadas nas escavações do setor dos corpos Fonte Grande Sul e Serrotinho, entre os níveis 9 e 11 abrangendo a capa (X1 ou FG), a camada de formação ferrífera bandada (FFB), e, também a lapa representadas pelas variações litológicas resultantes das alterações químicas a partir do metandesito (MAN), aqui individualizados por X2, X2CL e MANX.

Barbosa (2008) apresenta também as classificações dos maciços seguindo as recomendações de Bieniawski (1989) e Barton *et. al* (1974), conforme Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Classificação do maciço nos corpos FGS e Serrotinho da mina Cuiabá (Adptado de Barbosa 2008).

Domínio	Rock Quality Designation - RQD	RMR – Bieniawski (1989)	Q – Barton et. al 1974
Capa do Minério	60 – 95	46 – 65	1,96 – 21,6
Minério	95 – 100	68 – 82	6,7 – 40
Lapa do Minério	75 – 100	55 – 81	5,6 – 13,1

3.5.2 Parâmetros de rocha intacta

Desde o ano de 2004, são realizados ensaios de rocha intacta pela equipe de Mecânica de Rochas em laboratórios específicos, como FURNAS Centrais Hidrelétricas e o Departamento de Engenharia de Minas da Universidade Federal de Minas Gerais.

A partir de 2011, as campanhas passaram a ser realizadas levando em consideração o ângulo entre os planos de anisotropia e a direção da força axial aplicada no ensaio, tanto para as rochas encaixantes como para a formação ferrífera bandada (BIF), entre os níveis 7 a 15 da mina. A Tabela 3.4 compila as informações correlatas ao ângulo entre a força axial e anisotropia, mostrando assim que os resultados de compressão uniaxial podem variar de 14% a 37% de acordo com a litologia aplicada aos testes em diferentes ângulos. Para o módulo de elasticidade as variações de 19% a 39% podem ser observadas dependendo da litologia influenciadas pela anisotropia. Interessante notar que, amostras de BIF quando sulfetadas, apresentam resistência a compressão uniaxial 39% inferior e módulo de elasticidade 20% superior.

Tabela 3.4: Parâmetros geomecânicos para os litotipos da mina Cuiabá (Adaptado de Tropa, 2013).

N° de ensaios	Litotipo	Relação entre força axial e anisotropia	Resistência a compressão uniaxial (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)	Coefficiente de poisson
07	BIF (sulfetada)	Paralelo	181	124	0,16
14	BIF (sulfetada)	Perpendicular	154	90	0,15
03	BIF (não sulfetada)	Perpendicular	239	75	0,15
23	X2CL	Paralelo	57	78	0,21
12	X2CL	Perpendicular	68	54	0,16
11	XG	Paralelo	47	41	0,18
09	XG	Perpendicular	75	35	0,16
04	MAN	Paralelo	87	81	0,17
05	MAN	Perpendicular	116	58	0,21

Em 2015, ensaios uni e triaxiais foram realizados, para as litologias existentes, conforme Tabela 3.5. Nos recentes resultados apresentados para X2CL, observa-se que o coeficiente de determinação estatístico (R^2), indica uma correlação fraca devido a interferência da anisotropia nos ensaios, pois o mesmo foi realizado com diferentes ângulos entre a força axial e o plano de anisotropia.

Tabela 3.5: Compilação de resultados de ensaios da Mina Cuiabá 2015 (Pinto, 2015).

Nº de amostras Triaxiais	Nº de amostras Uniaxial	Litotipo	Correlação resultados	Coefficiente de determinação estatístico (R ²)	Ângulo de atrito interno	Coesão (MPa)
14	08	X2CL	σ_{axial} = $4,3\sigma_3$ + 58,2	0,50	38,4 °	14,1
04	05	X1	σ_{axial} = $0,42\sigma_3$ + 0,9	0,85	46,8 °	10,9
08	05	BIF	σ_{axial} = $9,6\sigma_3$ + 273,2	0,84	44,6 °	53,82
10	10	MANX	Alta variabilidade dos resultados, impossibilitando análise por regressão.			

Os dados apresentados permitem interpretar que a camada mineralizada apresenta um comportamento mais rúptil em comparação as encaixantes capa ou lapa, sendo assim de fundamental importância para a determinação da distribuição de esforços ao longo dos maciços.

3.5.3 Tensão *in situ*

Hudson e Cooling (1988) corroboram com Goodman (1989) quando descrevem que contraste de rigidez entre materiais, como em Cuiabá, influenciam e perturbam de maneira geral a orientação das tensões *in situ*.

Na Figura 3.17, são apresentadas três situações distintas em que as tensões *in situ* se alteram pela presença, no caso 1, de uma descontinuidade aberta, em 2 quando essa possui a mesma propriedade (E, módulo elástico) do meio e por fim, no caso 3, quando possui

rigidez maior que o meio. Observa-se que no caso 3 que as tensões são desviadas da seguinte maneira:

- A tensão principal maior, σ_1 , se ortogonaliza à camada de módulo maior. $E_D > E$;
- A tensão principal intermediária, σ_2 , se paraleliza à camada de módulo maior, $E_D > E$;

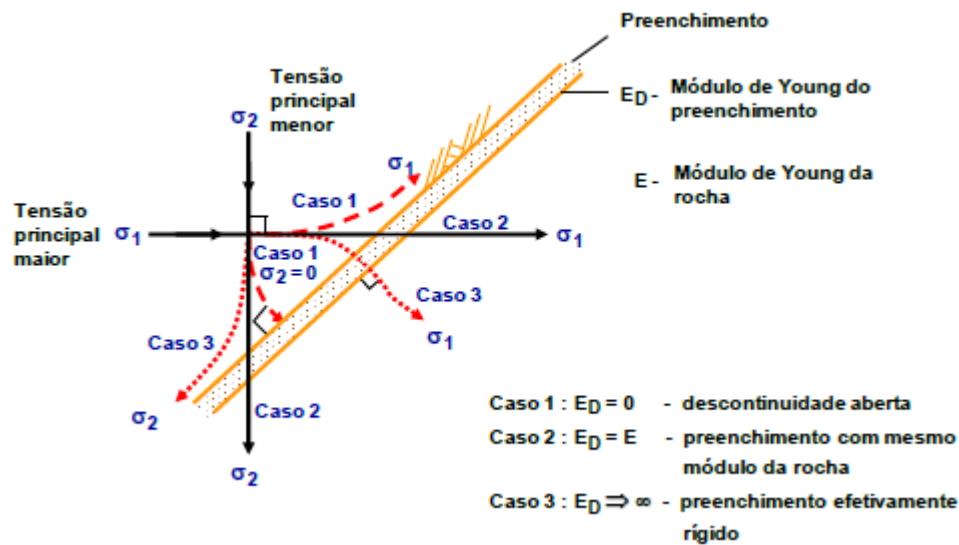


Figura 3.17: Alteração na orientação das tensões in situ devido ao diferente valor do módulo de Young entre materiais (Hudson e Cooling, 1988).

Para a Mina Cuiabá duas campanhas de ensaios de medição de tensão in situ foram realizadas em 2004 e 2015 em diferentes profundidades, com intuito de se obter informações necessárias quanto as direções das tensões e suas respectivas magnitudes. Tais realizações alinham com a recomendação de Hudson *et al.*, (2003) que sugere que o processo de determinação de tensões não deva se basear apenas em um ensaio, mas sim seja realizado em diferentes locais.

3.5.3.1 Ensaios realizados em 2004

A campanha de ensaio realizada em 2004 pela empresa CSIR Minintek da África do Sul tinha como objetivo fornecer informações sobre o campo de tensão para o planejamento e desenvolvimento de longo prazo da mina. Nessa ocasião o método de sobrefuração com

células triaxiais CSIR (*overcoring*) foi utilizado em dois níveis diferentes da mina (nível 12 e 14), distantes verticalmente em 133 metros, conforme Anexo IV e V.

Para realização destes ensaios, foram executados três testes para cada furo, dos quais foram retiradas amostras para posteriores ensaios de laboratório para determinação das propriedades elásticas.

Os ensaios realizados no Nível 12 (764 metros de profundidade) ocorreram na litologia XS (metavulcanoclástica) e no Nível 14 (881 metros de profundidade) na Formação Ferrífera Bandada (BIF).

Na interpretação das leituras de deslocamento obtidas pelos 12 *strain gauges* instalados em cada ensaio, apenas um ensaio do furo realizado no Nível 14, foi desconsiderado por apresentar valores negativos. Diante as propriedades elásticas dos materiais e de interpretações matemáticas, os resultados médios obtidos para cada nível seguem destacados nas Tabela 3.6 e Tabela 3.7.

Tabela 3.6: Resultados médios para o Nível 12 (Coetzer e Sellers, 2004).

NÍVEL 12	TENSÕES PRINCIPAIS (MPa)	Azimute	Mergulho
MÉDIA (três ensaios válidos)	$\sigma_1 = 24,4$	188°	60°
	$\sigma_2 = 22,46$	40°	26°
	$\sigma_3 = 10,84$	304°	14°

Tabela 3.7: Resultados médios para o Nível 14 (Coetzer e Sellers, 2004).

NÍVEL 14	TENSÕES PRINCIPAIS (MPa)	Azimute	Mergulho
MÉDIA (três ensaios válidos)	$\sigma_1 = 65,15$	311°	3°
	$\sigma_2 = 30,89$	42°	9°
	$\sigma_3 = 20,81$	205°	81°

De maneira comparativa, as tensões principais intermediária, σ_2 , apresentaram relativa concordância com direção NE e baixo mergulho, entretanto, as tensões principais maiores e menores são divergentes entre os dois ensaios realizados.

Conforme mostrado anteriormente, a geologia da mina Cuiabá é composta por um pacote de formação ferrífera bandada (BIF) encaixada por xistos, proporcionando assim uma camada rígida entre meios menos rígidos. Diante do mapeamento geológico do nível 14 da região, a BIF apresenta uma direção média NE/SW (direção de mergulho entre 112° e 135°) e mergulho entre 20° e 40°, logo, observa-se que σ_1 é aproximadamente ortogonal, assim como a tensão, σ_2 , é aproximadamente paralela; conforme previsto pela Figura 3.17 (Trópia, 2013).

Para o ensaio em maciço anisotrópico, Coetzer e Sellers (2004) apresentam uma avaliação dos efeitos das propriedades anisotrópicas para os cálculos das tensões do furo relativo ao Nível 12, que foi feito no xisto. As orientações das tensões principais (para o caso isotrópico e anisotrópico) limita-se a poucos graus. No entanto, as magnitudes para o ambiente anisotrópico são bastante inferiores ao do maciço isotrópico. Diante desta observação as estimativas para o Nível 12 foram ditas de baixa confiabilidade em relação as magnitudes das tensões devido aos parâmetros de entrada.

Considerando a resposta que apresenta maior confiabilidade das magnitudes, furo do Nível 14, pode-se rotacionar as tensões principais para obtenção das tensões verticais e

horizontais. Assim o fator de correlação entre tensões horizontais e verticais (K) equivale de 2,25.

Quando se compara tal resultado com a profundidade de execução, observa-se um valor alto, no entanto, a geologia do local caracterizada por presença de dobras geológicas que naturalmente provocam perturbação do estado de tensão. Desta forma, a utilização da magnitude do resultado do ensaio na BIF como parâmetro de entrada em modelos numéricos ou dimensionamentos da mina deve ser feita com extrema precaução.

Na Figura 3.18 é possível visualizar o resultado obtido do K com os dados apresentados por Brady e Brown (2004).

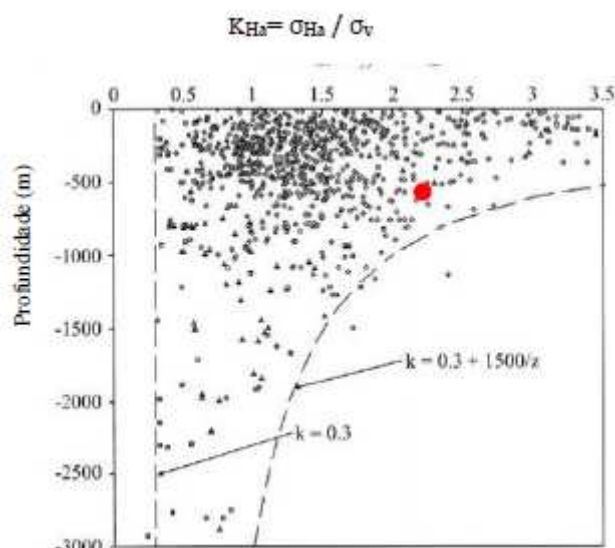


Figura 3.18: Variação de K_{Ha} com a profundidade, modificado de Brady e Brown (2004), e destaque do resultado obtido em ensaio da Mina Cuiabá em 2004 (ponto em vermelho) (Tropia, 2013).

3.5.3.2 Ensaios realizados em 2015

A campanha de ensaio realizada em 2015 pela empresa Furnas Centrais Elétricas S/A, tinha como objetivo determinar o estado de tensão in situ em três níveis da mina, Nível 11, 13 e 17 utilizando o método de sobrefuração (*overcoring*) e células triaxiais tipo STT (*stress tensor tube*) fabricada por Furnas.

Diante da influência da anisotropia apresentada nos ensaios de 2004, foi definido que os ensaios ocorreriam na litologia de formação ferrífera bandada (BIF). Com intuito de isolar os resultados de tensão induzida, o mesmo critério de isolamento das tensões proposto pela Figura 2.18 foi adotado, assim como considerado pela Figura 3.19.

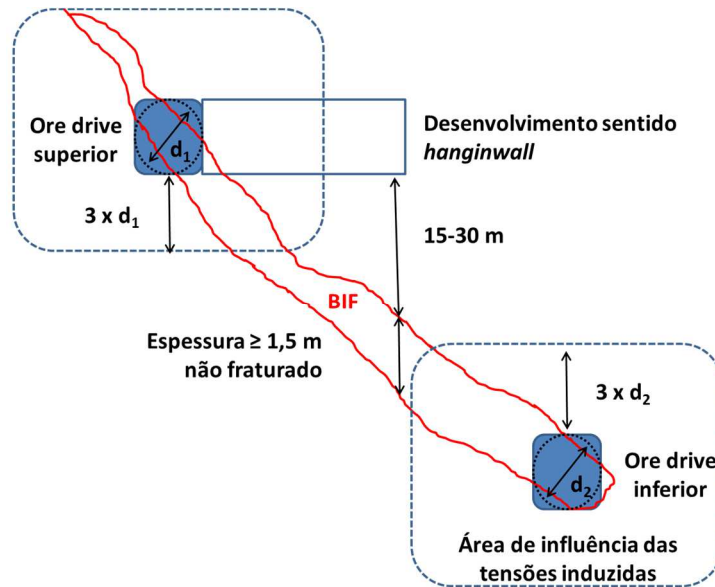


Figura 3.19: Ilustração esquemática dos critérios para locação dos furos para os ensaios de determinação de tensões usando as células STT-Furnas (Brandani *et al.*, 2016).

Para esta campanha as profundidades definidas foram de 759, 811 e 1124 metros para respectivamente, os níveis 11, 13 e 17.

Brandani *et al.*, (2016), apresentam resultados preliminares para o Nível 11, em face as duas possibilidades de cálculo quanto aos parâmetros elásticos da rocha sobrefurada (BIF), sendo elas:

- Modelo de cálculo padrão, sugerido pela ISRM (1987), no qual os parâmetros elásticos da rocha sobrefurada são dados de entrada e a redundância das medidas é resolvida via mínimos quadrados;
- Modelo alternativo, baseado em técnicas de programação matemática não-linear, no qual os únicos dados de entrada são as medidas de deformação, sendo os parâmetros elásticos "extraídos" como resultados do próprio ensaio, tal como sucede com as tensões *in situ*.

Tabela 3.8: Tensões e direções principais *in situ* no N11, pelo modelo de cálculo (a), considerando módulo de elasticidade de 77280 MPa e coeficiente de Poisson de 0,16, Brandani *et al.*, 2016.

NÍVEL 11	TENSÕES PRINCIPAIS (MPa)	Azimute	Mergulho
	$\sigma_1 = 37,1$	127°	38°
	$\sigma_2 = 22,9$	321°	51°
	$\sigma_3 = 6,6$	223°	7°

Tabela 3.9: Tensões e direções principais *in situ* no N11, pelo modelo de cálculo (b), considerando módulo de elasticidade de 51250 MPa e coeficiente de Poisson de 0,335; Brandani *et al.*, 2016.

NÍVEL 11	TENSÕES PRINCIPAIS (MPa)	Azimute	Mergulho
	$\sigma_1 = 28,7$	127°	47°
	$\sigma_2 = 20,7$	316°	43°
	$\sigma_3 = 6,3$	222°	5°

Considerando a interpretação do mergulho dos ensaios, se observa a sub ortogonalidade como previsto por Hudson e Cooling (1988) na Figura 3.17. Os demais resultados referentes aos níveis 13 e 17 serão apresentados em trabalhos futuros, já que interpretação e os cálculos ainda se encontram em andamento.

3.5.4 Diversidade de suporte/reforço aplicado na mina

O dimensionamento de suporte e reforço para a mina Cuiabá é realizado a partir de metodologias diversas: empírica, analítica e numérica, e também considerando a aplicação do conhecimento prático local dos geotécnicos da unidade.

Para escavações de lavra, sejam pela metodologia de corte e aterro ou *sublevel stopping*, o principal reforço utilizado consiste na aplicação de cordoalhas de aço com especificação de comprimento e malha, individualmente para cada cenário, e com característica da trama do cabo e relação água/cimento específicas para a necessidade da mina, Figura 3.20.



Figura 3.20: Visão da capa do minério (*Hanging Wall*) com malha de cabos disposta em realce de corte e aterro 15.1 FGS Lado Direito.

Para galerias de desenvolvimento os possíveis reforços utilizados são: tirantes resinados, cavilhas expansivas e cavilhas *Split Set*. Os tirantes vem se tornando o elemento de reforço principal no desenvolvimento, como ilustrado pela Figura 3.21 com a crescente aplicação deste elemento ao longo do tempo.

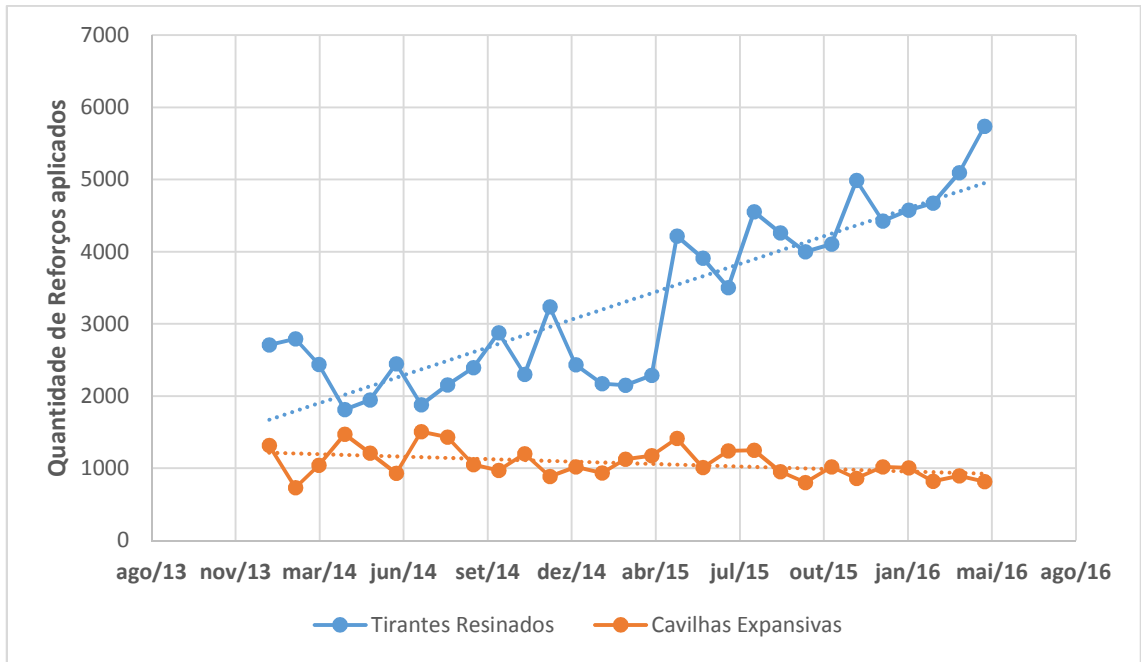


Figura 3.21: Aumento da quantidade de tirantes resinados aplicados na Mina Cuiabá desde 2014 e tendência de redução da aplicação de cavilhas expansivas.

A utilização de cavilhas expansivas ou *Split set* são sempre tratadas como suportes com baixa longevidade devido a sua susceptibilidade a oxidação e consequente perda da capacidade de reforço. Para galerias de desenvolvimento definitivas como rampas, galerias de ventilação e outras não é recomendada a instalação destes elementos com baixa longevidade.

Registros da mina mostram a aplicação de suporte de superfície em escavações de lavra, como *straps* e enchimento hidráulico, mecânico ou combinado. A utilização deste elemento garante uma restrição cinemática ao maciço da capa que estará submetido a deslocamentos maiores que em galerias de desenvolvimento.

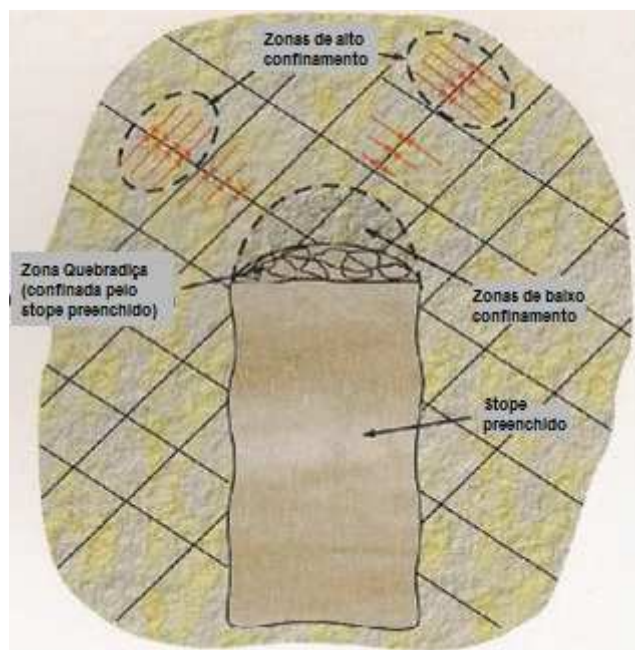


Figura 3.22: Diagrama esquemático mostrando os princípios de ação do enchimento (Potvin *et al.*, 2005).

A aplicação de suporte de superfície em desenvolvimento na Mina Cuiabá iniciou se com a aplicação pontual de telas em escavações específicas como distritos, rampas e outros, porém, em nenhum registro se observa a sua aplicação como rotina, Figura 3.23.



Figura 3.23: Tela aplicada em escavação da Mina Cuiabá, ao longo da rampa do nível 13 Fonte Grande Sul.

Outras variedades de suporte de superfície são observadas na mina, porém, com aplicação remota, seja cambotas ou “fogueiras”, Figura 3.24 e Figura 3.25.



Figura 3.24: Aplicação de "fogueiras" na estação de carga da mina em associação a reforços, cambotas rígidas e telamento eletrosoldado.

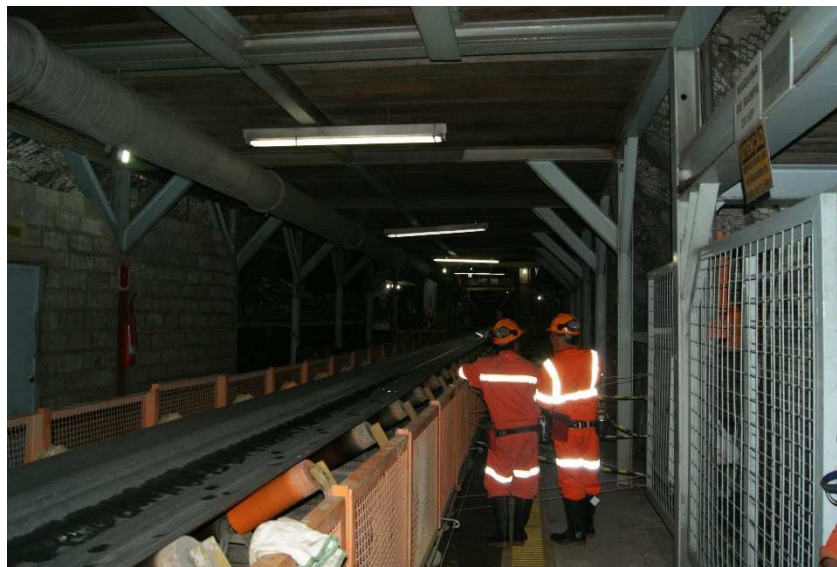


Figura 3.25: Utilização de cambotas rígidas na estação de carga da mina Cuiabá.

Em 2012, estudos realizados com a empresa sul africana, *Tunnel Guard Engineering*, permitiu a realização de testes e aplicação por 2 anos do TSL (*Thyn Spray on Liners*) em

regiões específicas da mina, como galerias de sondagem e infraestrutura em geral, Figura 3.26.



Figura 3.26: Aplicação de TSL em galeria da Mina Cuiabá no Nível 15 durante testes em 2012.

Este suporte foi substituído pelo aumento da aplicação de concreto projetado com fibras de aço, que teve início em 2007 e ampliação de sua capacidade no ano de 2012, com maiores investimentos direcionados a tal prática, como ilustrado pela Figura 3.27.

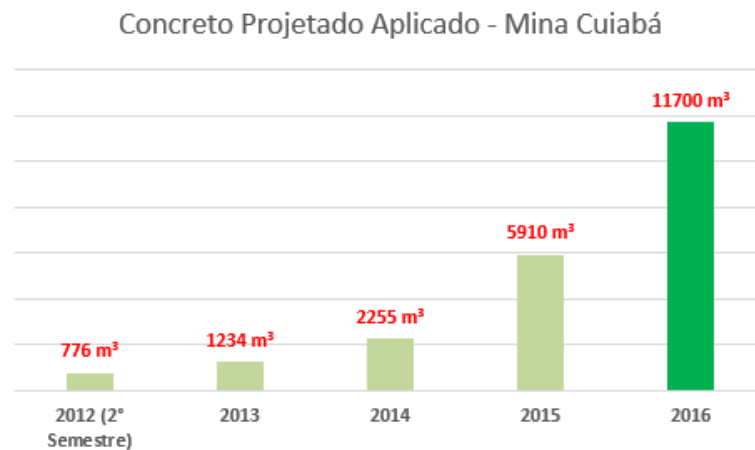


Figura 3.27: Evolução do volume de concreto projetado na Mina Cuiabá e o orçamento para aplicação no ano de 2016.

O aumento exponencial de volume aplicado de concreto projetado, concorre com a condição geotécnica que registrou uma evolução na ocorrência de *Fall of Ground* (FOG), Figura 3.28, em galerias de desenvolvimento e entre reforços, que, somente seriam evitados se estivessem suportados por elementos de superfície, em sua maioria. Na Figura

3.28 é possível identificar o aumento das ocorrências de FOG com o aumento do ritmo de produção da mina pela metodologia de lavra por *sublevel stoping*.

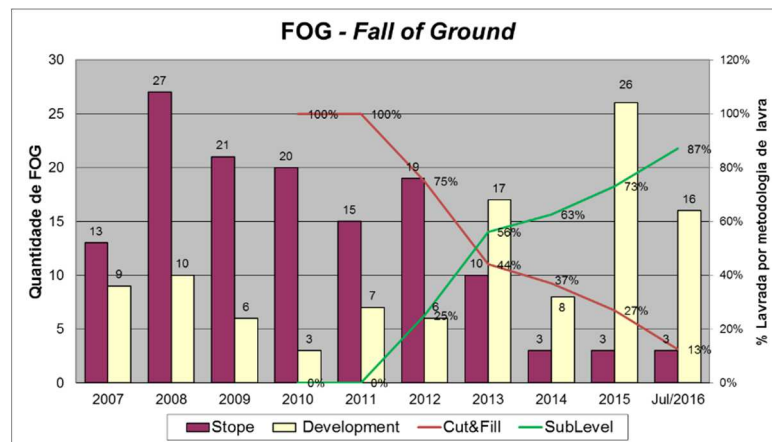


Figura 3.28 Comparação entre número de FOGs em áreas de desenvolvimento e lavra, e a porcentagem de lavra realizada por cada metodologia, seja corte e aterro ou *sublevel stoping*.

Como discutido por Jacobson *et al.*, 2013, o aumento da aplicação do concreto projetado (Figura 3.29) permite redução do risco do processo de mineração submetido a ambientes dinâmicos. Uma publicação na Mining Magazine (2015) destaca que a demanda por concreto projetado via úmida tem crescido nos últimos anos devido ao foco implantado pelas empresas em eficiência operacional, redução de custos e melhorias sustentáveis.



Figura 3.29: Galeria em desenvolvimento com aplicação de concreto projetado como sistema de suporte conjugado a reforços do tipo tirante resinado na Mina Cuiabá.

CAPÍTULO 4

ESTUDO DO MECANISMO DE RUPTURA DA FONTE RAMPA GRANDE SUL

Neste capítulo, são descritos todos os estudos realizados na mina Cuiabá para a presente dissertação. São apresentados os dados coletados em campo, bem como suas interpretações.

A rampa de estudo deste trabalho, com comprimento de 2676 metros entre o nível 11 e nível 18 foi setorizada em porções de 20 metros e cada setor foi tratado como elemento individual permitindo um estudo comparativo.

4.1 CARACTERÍSTICAS DA RAMPA FONTE GRANDE SUL (NÍVEL 11 AO NÍVEL 18)

A mina Cuiabá possui uma divisão do corpo mineralizado em quatro grandes áreas, chamadas de Serrotinho, Fonte Grande Sul (FGS), Balancão e Galinheiro. Para a logística de extração do minério se faz necessário o desenvolvimento de rampas de acesso específicas ao longo destes corpos.

O estudo teve o foco nos níveis 11 a 18 da rampa Fonte Grande Sul, nas profundidades de 681,5 metros a 1200 metros. Nesta extensão, todo o desenvolvimento ocorreu na lapa (*foot wall*) em distâncias horizontais variadas em relação ao corpo de minério conforme se observa pela Figura 4.1. A linha vermelha na Figura 4.1 simboliza todo o comprimento da rampa (2676 metros) e as regiões coloridas, em azul, o corpo mineralizado em diversos levantamentos topográficos das escavações geradas pela extração do minério.

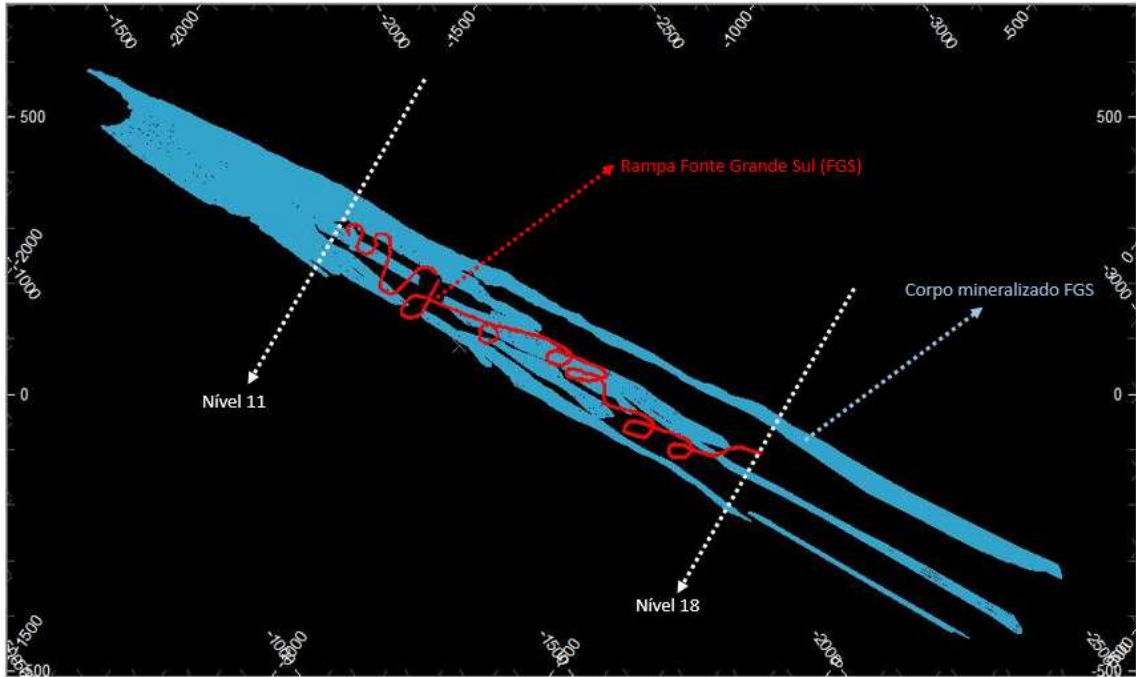


Figura 4.1: Localização da rampa Fonte Grande Sul (vermelho) em relação ao corpo mineralizado (azul) em visão em planta.

As dimensões das seções da rampa passam a ser $(5,5 \times 5,5)$ m² no nível 14, diferentemente de $(4,8 \times 4,8)$ m² dos outros níveis.

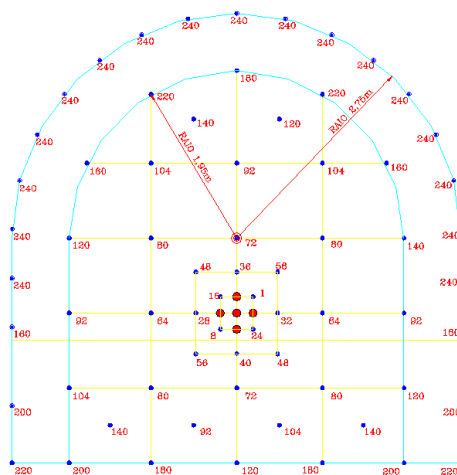


Figura 4.2: Plano de detonação para seções de $(5,5 \times 5,5)$ m² contemplando a sequência de detonação de cada furo em milissegundos.

Os registros topográficos da mina Cuiabá (Tabela 4.1) compilam informações relevantes quanto ao período de desenvolvimento da rampa.

Tabela 4.1: Resumo de informações dos níveis da rampa FGS. (*dados relativos à cota da boca do poço da Mina Cuiabá)

Nível	Profundidade Inicial*	Profundidade Final*	Ano inicial de desenvolvimento
Nível 11	681,5 metros	764 metros	2007
Nível 12	764 metros	825,5 metros	2008
Nível 13	825,5 metros	881,4 metros	2008
Nível 14	881,4 metros	940,7 metros	2009
Nível 15	940,7 metros	1012 metros	2009
Nível 16	1012 metros	1070,7 metros	2010
Nível 17	1070,7 metros	1134,5 metros	2012
Nível 18	1134,5 metros	1205 metros	2013

4.2 CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO DA RAMPA FGS

4.2.1 Classificação geomecânica

Entre os níveis 11 e 18, a rampa FGS foi desenvolvida em 89% de seu comprimento na litologia Sericita Clorita Xisto (X2) e os 11% restante no Meta Andesito (MAN).

Entre os níveis 12 e 15 foi realizado um mapeamento contemplando trinta e dois pontos que permitiram detalhar a qualidade do maciço rochoso. A Tabela 4.2 apresenta a classificação média dos maciços pelo mapeamento realizado, e, destaca a relativa homogeneidade da classificação ao longo do setor da rampa.

Tabela 4.2: Resumo dos dados de mapeamento referentes a classificação dos maciços entre os níveis 13 a 15 da rampa FGS.

Litologia	Média	Máximo	Mínimo	Desvio Padrão
RMR	68,5	80	56	4,8
Q de Barton	12,4	18,8	4,9	4,8

Pelas classificações realizadas, o maciço da rampa, em média, pode ser definido como Rocha boa em acordo com Bieniawski (1989) e de acordo com Barton *et al.*, 1974. Para ambas as metodologias o limite inferior de classificação enquadra-se na categoria de rocha regular.

4.2.2 Mapeamento de estruturas

O entendimento das estruturas do maciço é de fundamental importância para a adequada compreensão do mecanismo de ruptura. Toda a extensão da rampa FGS entre os níveis 11 e 18 foi setorizada em regiões de 20 metros de comprimento para que a coleta de informações pertinentes ao estudo deste trabalho, pudesse ser realizada de maneira isolada.

O mapeamento geomecânico realizado mostrou a existência de duas famílias de descontinuidades e em alguns momentos a existência de uma terceira aleatória. De forma predominante, a foliação do maciço representa a estrutura com maior persistência e frequência.

4.2.2.1 Foliação principal

Ao longo de toda rampa foram medidas 936 atitudes de foliação principal, exceto no nível 18 que se encontrava com concreto projetado, limitando assim as medições diretas no maciço rochoso (Figura 4.3).

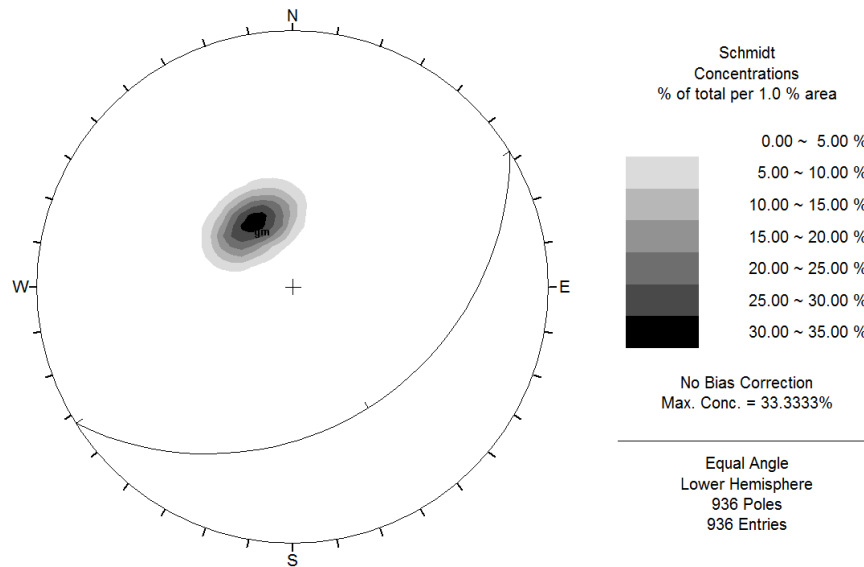


Figura 4.3: Projeção estereográfica com 936 pontos dos mapeados entre nível 11 e 18 da rampa FGS, representando maior concentração de polos em 147/31 (*dip direction/dip*).

A divisão da rampa em porções de 20 metros, permite interpretar a concentração de polos por nível como mostrado na Tabela 4.3. A amplitude de variação da direção bem como do mergulho são interpretadas como o desvio encontrado, para mais ou menos, em relação as medidas sinalizadas como foliação principal.

Tabela 4.3: Compilação das informações mapeadas entre os níveis 11 e 18 da rampa FGS.

	Nível 12	Nível 13	Nível 14	Nível 15	Nível 16	Nível 17
Foliação Principal	145 / 34	162 / 32	139 / 33	141 / 34	143 / 32	150 / 31
Amplitude de variação da direção	20,5 °	26 °	21 °	21,5 °	21 °	22,5 °
Amplitude de variação do mergulho	8,5 °	10,5 °	9 °	8 °	7 °	8 °

O espaçamento entre as estruturas de foliação, foi avaliado considerando a classificação de Bieniawski (1989) que utiliza cinco intervalos. Dentre as 124 porções avaliadas com tal propósito observa-se que 77% encontram-se com espaçamento inferior a 60mm enquanto 23% com espaçamento entre 60mm a 200mm.

4.2.2.2 Estrutura S3

De acordo com Fernandes *et. al.*, (2016) a evolução geológica estrutural da mina Cuiabá ocorreu em três estágios deformacionais que permitiram a geração de dobras com eixo mergulhando para sul e planos axiais mergulhando para leste. Esta estrutura é denominada de estrutura S3 ou clivagem de crenulação.

Em todas as porções em que foi possível avaliar a rocha diretamente na parede da escavação, 61% apresentam a estrutura S3. As atitudes registradas no estereograma (91/45), correlacionam-se com os dados apresentados por Fernandes *et. al.*, (2016).

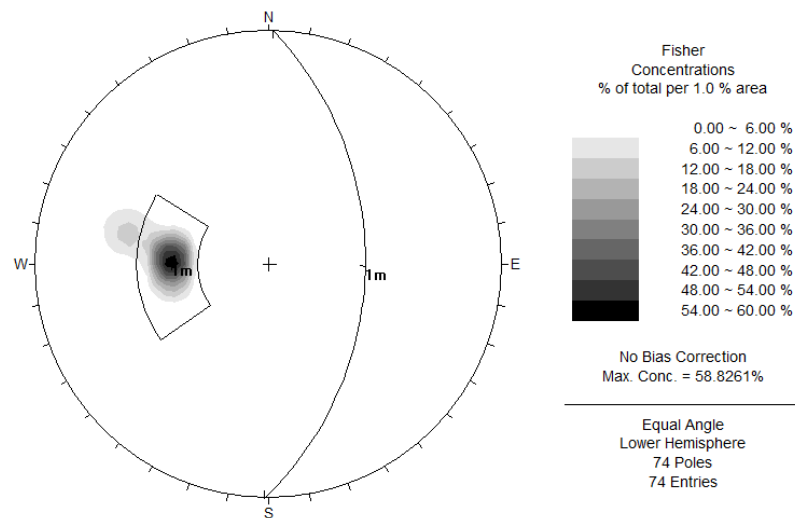


Figura 4.4: Projeção estereográfica das leituras realizadas para a estrutura S3.

A direção das estruturas S3 foi disposta em mapas para facilitar sua visualização e interpretação localizada, conforme exemplo da Figura 4.5 e Anexo VI. A Figura 4.6 demonstra a estrutura em discussão.

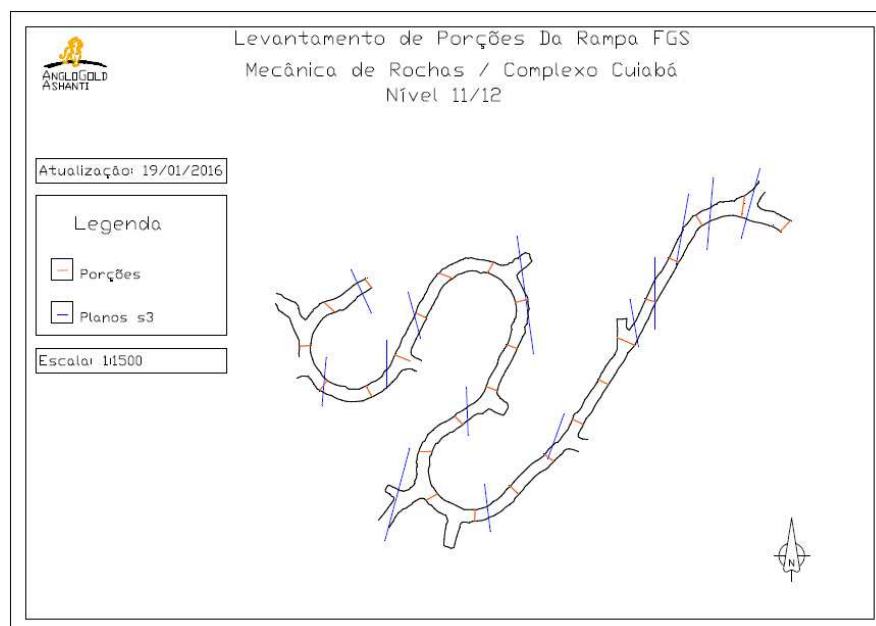


Figura 4.5: Sinalização das porções do Nível 11 ao 12 com suas respectivas evidências da estrutura S3.



Figura 4.6: Foto da clivagem de crenulação (S3) com vista para Norte e mergulho a direita da foto (para leste) na Mina Cuiabá, Fernandes *et. al* (2016).

4.3 EVIDÊNCIA QUALITATIVA DE *BUCKLING*

A presença de um maciço rochoso com foliação persistente e frequente, mostra-se favorável para a ocorrência da ruptura do tipo flexão composta ao longo da escavação. De acordo com os resultados apresentados por Bewick (2008) quando a relação entre o vão da escavação e o espaçamento da descontinuidade for superior a dez, os mecanismos de ruptura acontecerão de maneira combinada com cisalhamento das descontinuidades e ruptura da rocha intacta, enquanto para valor inferior a dez a ruptura ocorrerá condicionada a resistência da rocha intacta.

Com o objetivo de identificar, *in loco*, a presença de evidências desse fato, foi realizado um mapeamento qualitativo entre os níveis de estudo para identificar a influência do mecanismo ao longo da rampa.

É perceptível que diferentes magnitudes de *buckling* são evidenciadas ao longo da rampa, desde situações de início de ruptura como estágios avançados nos quais se observam os limites de plastificação, após a retirada dos fragmentos de rocha quebradas pela operação de saneamento mecanizado com equipamentos denominados de *scaler*.

A Figura 4.7 confirma o modelo de ruptura por flexão composta em estágio inicial, na qual é notório o movimento de flexão entre as camadas do maciço em questão.

Conforme descrito por Goodman (1989) e Oliveira (2013) o movimento de ruptura por *buckling* caracteriza um processo de flexão composta em que o mecanismo pode ser progressivo desde que as camadas de rocha sobrejacente às rompidas, sejam ainda submetidas a esforços capazes de provocar cisalhamento entre os planos, perda de confinamento desses e conseqüente ruptura por tração. A Figura 4.8 destaca um trecho da rampa do nível 15 onde a ruptura por *buckling* é evidente, Figura 4.8 (a), e sua evolução caracterizada pela ruptura dos planos na Figura 4.8 (b).

As regiões identificadas com evidência de *buckling* ao longo de todo este mapeamento estão ilustradas pela Figura 4.11 e Anexo VII.

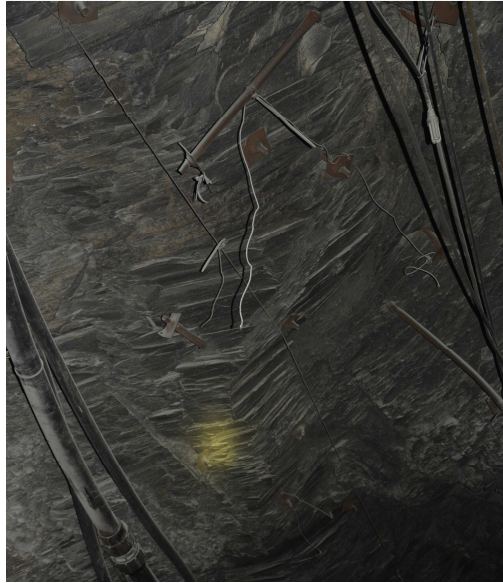


Figura 4.7: Evidência de ruptura por *buckling* em estágio inicial no Nível 15 da rampa.

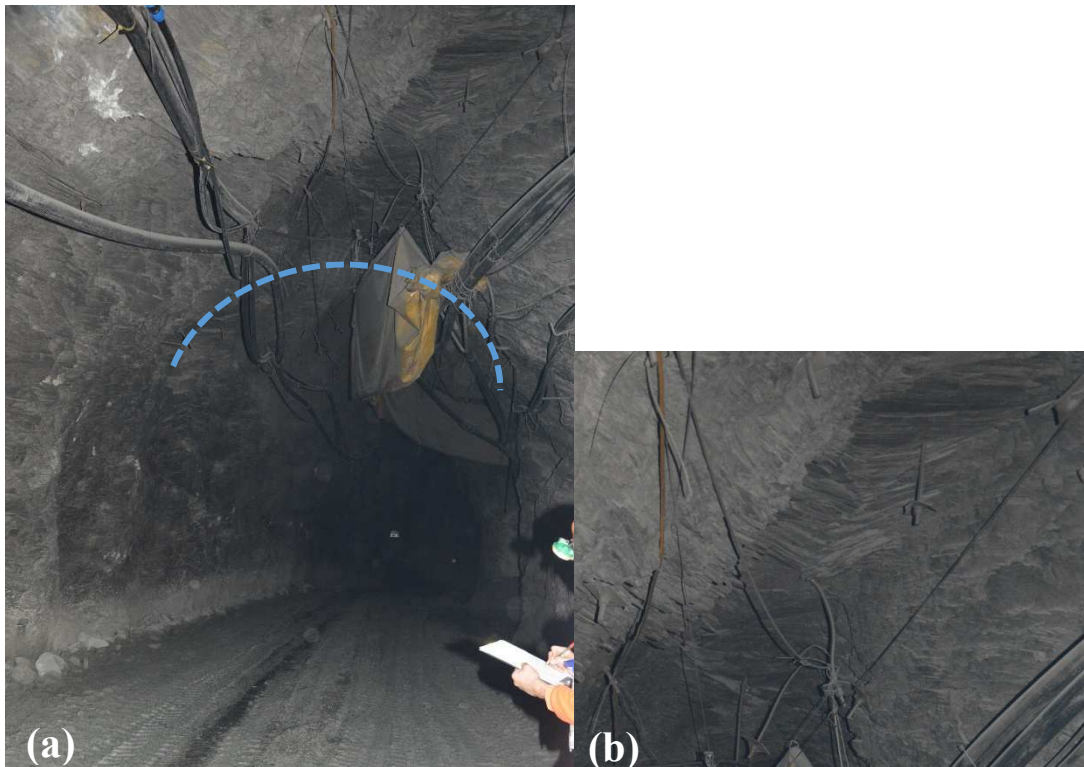


Figura 4.8: (a) Setor da rampa FGS com ruptura por flexão evidente e (b) evidência de progressão do modelo de ruptura. Linha pontilhada em azul indica a seção inicial da escavação.

A evolução do modelo de ruptura em discussão demonstra que, o ambiente das escavações está sendo alterado ao longo do tempo, seja por questões geotécnicas ou em alguns momentos, por necessidade de reabilitação da área pelo surgimento de blocos instáveis com potencial de impacto de segurança à operação. A Figura 4.9 ilustra um estágio de ruptura elevado, que na linguagem da mina é chamado de “capela”. O elevado nível de quebra comparada a seção de projeto, é observada após sucessivas etapas de eliminação da região dos blocos soltos devido à plastificação pela utilização do equipamento de saneamento mecanizado (*scaler*).



Figura 4.9: Estágio elevado de ruptura, iniciado pelo *buckling* no Nível 13 da rampa FGS e formação de “capela”.

Compilando todas as evidências do mecanismo de ruptura ao longo da rampa, independente do seu grau de evolução, percebe-se pela Figura 4.10 que existe uma tendência qualitativa de redução da ocorrência do mecanismo de ruptura do tipo *buckling* em profundidade, como levantamento realizado em 2015.

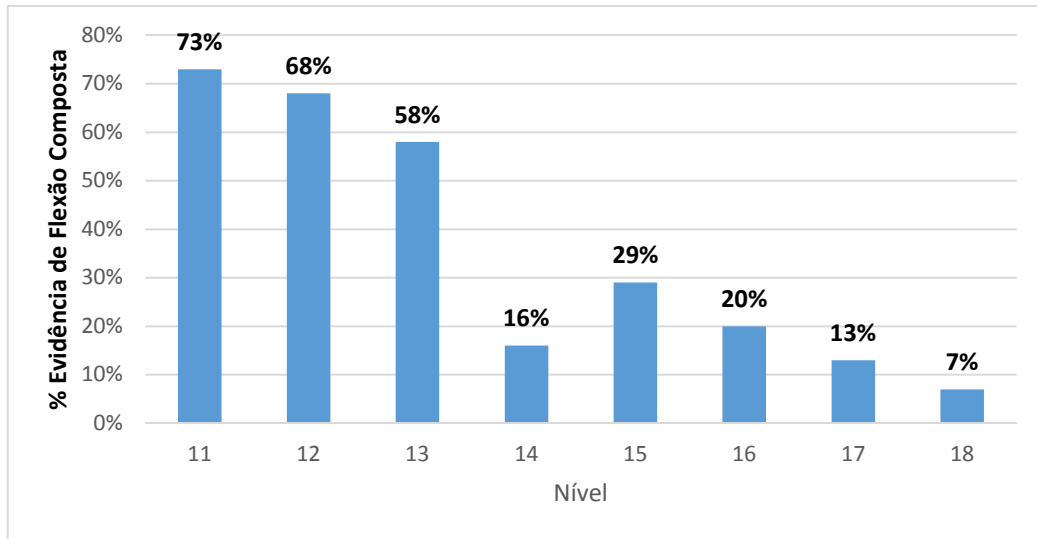


Figura 4.10: Porcentagem de evidência qualitativa do mecanismo de ruptura, *buckling*, por nível da rampa Fonte Grande Sul. (Porcentagem calculada pela razão entre o comprimento da rampa do nível que apresenta evidência qualitativa de *buckling* e o comprimento total do nível estudado)

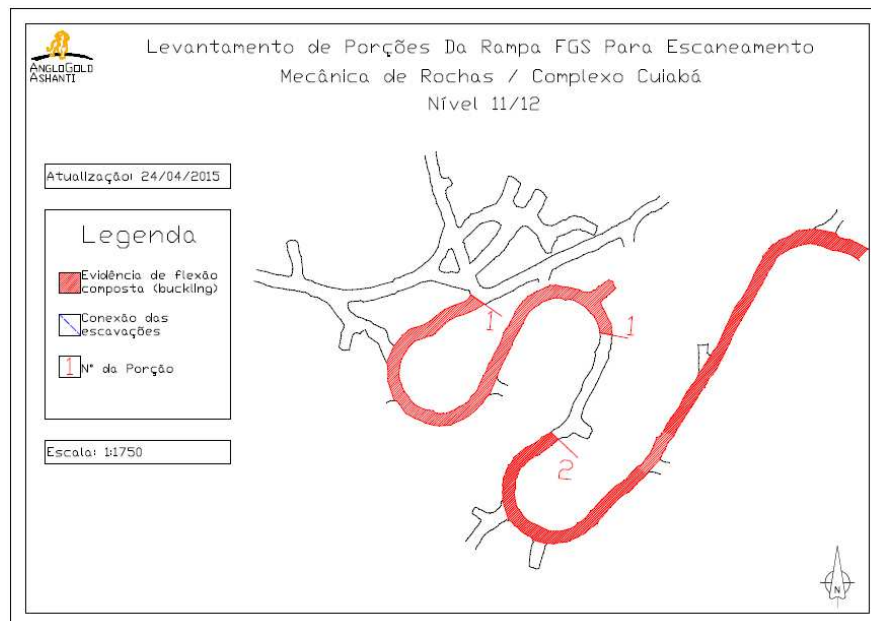


Figura 4.11: Mapa de identificação das regiões com evidência de ruptura por flexão composta. (A área hachurada em vermelho destaca as regiões com evidência de *buckling*).

Trópia (2013) demonstra que o padrão de quebra do tipo *buckling* está relacionado a a diferença angular entre a estrutura principal e a direção da escavação apresentando ângulos inferiores a vinte graus. Diederichs (2014) reforça que a condição mais favorável

à ruptura por *buckling* está relacionada ao paralelismo da direção da anisotropia e o eixo do túnel, como evidenciado por Trópia (2013).

Segundo os dados deste trabalho, observa-se evidência qualitativa de *buckling* para um intervalo de diferença angular de 14,7° a 46,4° com média de 31,4° e desvio padrão de 7,4°. Contudo as porções da rampa nas quais não se evidenciam rupturas por flexão composta possuem um intervalo de diferença angular muito próximo ao encontrado para evidência de *buckling* (16,3° a 46° com média de 31° e desvio padrão 7,6°). Tal correspondência entre os limites angulares para ocorrência ou não do *buckling* mostra-se distante do apresentado por Trópia (2013) e não permite nenhuma avaliação complementar direta, porém, cria a oportunidade para as discussões apresentada nos parágrafos seguintes.

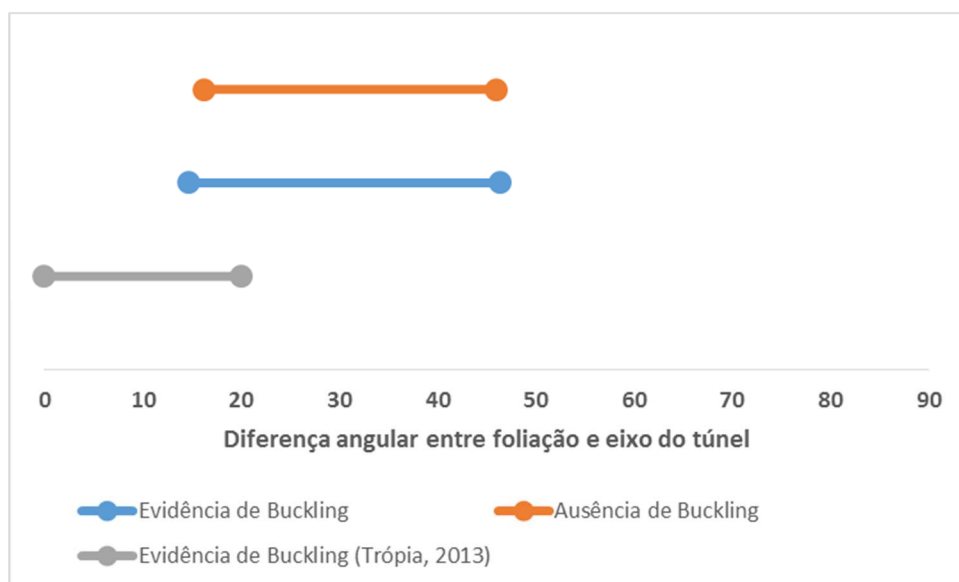


Figura 4.12: Apresentação gráfica da evidência qualitativa de buckling correlato a diferença angular entre eixo do túnel e foliação para este trabalho e complementado com a evidência de Trópia (2013).

A escavação estudada por Trópia (2013) foi desenvolvida pela metodologia de *Raise Boring* contra a metodologia de perfuração e detonação deste trabalho. Outro ponto de discordância relevante consiste no fato de fato de que as escavações estudadas por Tropia (2013) não foram submetidas a nenhum saneamento mecanizado para eliminação dos

blocos de rocha semi soltos, decorrentes da ruptura por *buckling*. No atual trabalho as escavações foram submetidas a sucessivas etapas de saneamento mecanizado desde sua abertura.

Siren *et al.*, 2015 compara zonas de danos provocadas pela metodologia de escavação por explosivo e escavação mecanizada e suas influências nos parâmetros de resistência do maciço, conforme Figura 4.13. O autor demonstra uma redução de 10% no módulo de elasticidade quando utilizada a metodologia de escavação por explosivo além de um acréscimo na extensão da zona de dano. Essas diferenças podem provocar uma condição de ruptura por *buckling* facilitada já que os planos estarão submetidos a esforços confinantes menores, propiciando assim o cisalhamento entre os planos da estrutura principal.

Apesar de se observar a influência da metodologia de escavação no comportamento do mecanismo de ruptura, não se pode afirmar ser este o fator principal no mecanismo de ruptura.

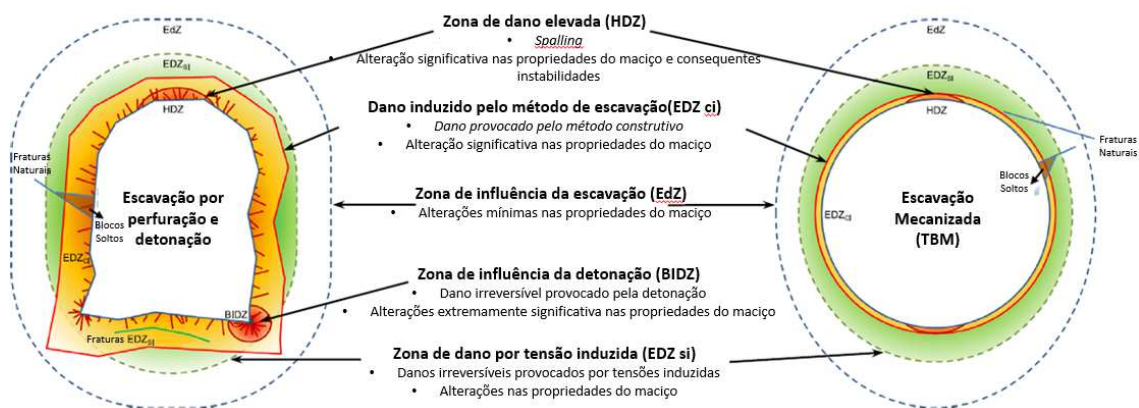


Figura 4.13: Visão geral das zonas de dano para diferentes metodologias de escavação (Siren *et al.*, 2015).

O mapeamento estrutural realizado para identificação da estrutura S3, clivagem de crenulação, mostra, dentre as porções passíveis de investigação que totalizam 120, a correlação entre a ocorrência de *buckling* e a presença da estrutura S3 como um facilitador do mecanismo de *buckling* (Figura 4.14).

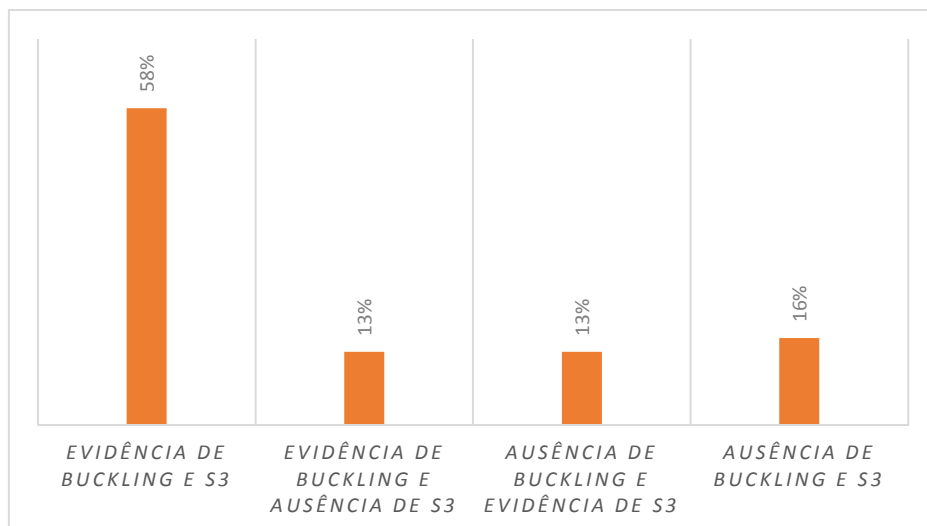


Figura 4.14: Relação entre as evidências qualitativas de *buckling* relacionadas com a presença da estrutura S3 ao longo de todas porções estudadas.

Considerando apenas as regiões que possuem evidência de *buckling*, 85, observa-se claramente a relevância da estrutura S3 em relação ao modelo de ruptura considerado.

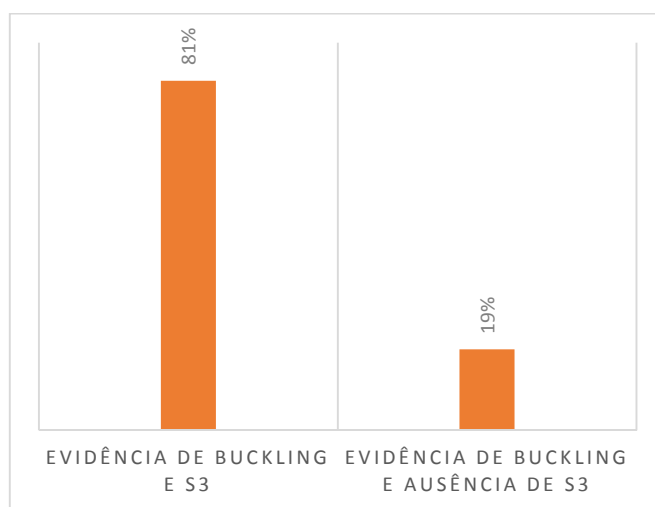


Figura 4.15: Relação entre evidências qualitativas de *buckling* relacionadas com as porções que a estrutura S3 está presente.

4.4 AVALIAÇÃO QUANTITATIVA DO MECANISMO DE RUPTURA DA RAMPA FONTE GRANDE SUL

As evidências qualitativas quanto ao mecanismo de ruptura do tipo tração na flexão, permitem validar uma grande diferença quanto a influência do grau de evolução do *buckling* para a seção da rampa, conforme as Figura 4.7, Figura 4.8 e Figura 4.9.

Com o intuito de quantificar o volume extra escavado, que se observa em cada porção das 155 divisões realizadas nos 2676 metros, um trabalho de escaneamento digital de toda rampa foi realizado para determinação do *overbreak* (Figura 4.16).

Para realização do trabalho de escaneamento digital, a equipe de topografia da mina Cuiabá utilizou um *Scanner* Leica Modelo C10 que possui precisão de 2mm, Leica Geosystems (2016).

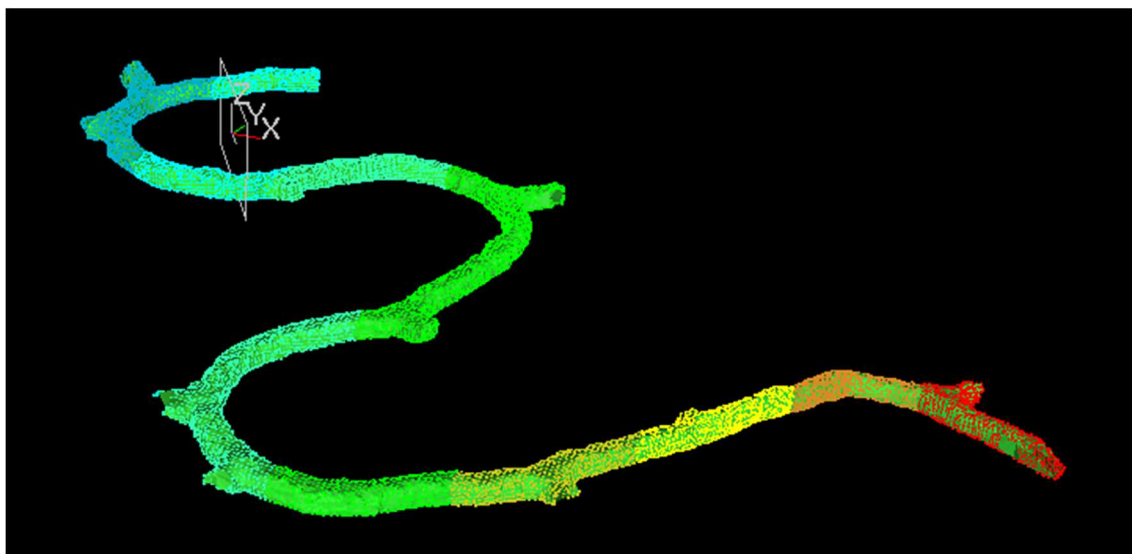


Figura 4.16: Exemplo do escaneamento digital realizado do Nível 12 para 13 da rampa em estudo.

4.4.1 *Overbreak*

Spathis (2012) *apud* Zdazinky (2015), definem *overbreak* como a subtração entre o volume real da escavação escaneada pelo volume planejado, conforme Equação 3.1 e Figura 4.17.

$$\begin{aligned}
\text{overbreak} &= (\text{volume de comparação ou volume escaneado}) \\
&\quad - (\text{volume programado}) \\
&= (1 + 2 + 3 + 4 + 5) - (2 + 3 + 4) = 1 + 5
\end{aligned}
\tag{111}$$



Figura 4.17: Representação esquemática de *overbreak* para túneis (Adaptado de Spáthis, 2012 *apud* Zdazinky, 2015).

É válido considerar que o *overbreak* calculado para este trabalho não é consequente apenas dos mecanismos de ruptura em estudo, mas também pelo: impacto da detonação durante o desenvolvimento, dimensão real da seção detonada em relação ao projeto e a presença de camada de aterro sobre o piso que pode reduzir a seção escaneada, caso exista. Tais variáveis não foram consideradas em todos os níveis, por não existirem informações e registros confiáveis para que sejam avaliados de maneira consistente.

A porcentagem de *overbreak* será calculada pela Equação 3.2.

$$\begin{aligned}
\% \text{ overbreak equivalente} &= 100 * \\
&\quad \left(\frac{\text{volume escaneado} - \text{volume ideal de projeto}}{\text{volume ideal de projeto}} \right)
\end{aligned}
\tag{12}$$

Durante toda a dissertação, o termo *overbreak* estará representando o *overbreak* equivalente.

4.4.1.1 Resultado do escaneamento

Após análise relativa dos volumes para todas as 155 porções que a rampa foi dividida, foi possível determinar o *overbreak* médio por nível, conforme resultado apresentado na Figura 4.16. Observa-se uma oscilação nos resultados não coerentes com os resultados qualitativos apresentados na Figura 4.10. Pela análise de tendência, linha tracejada vermelha na Figura 4.18, observa-se um comportamento contrário a análise qualitativa.

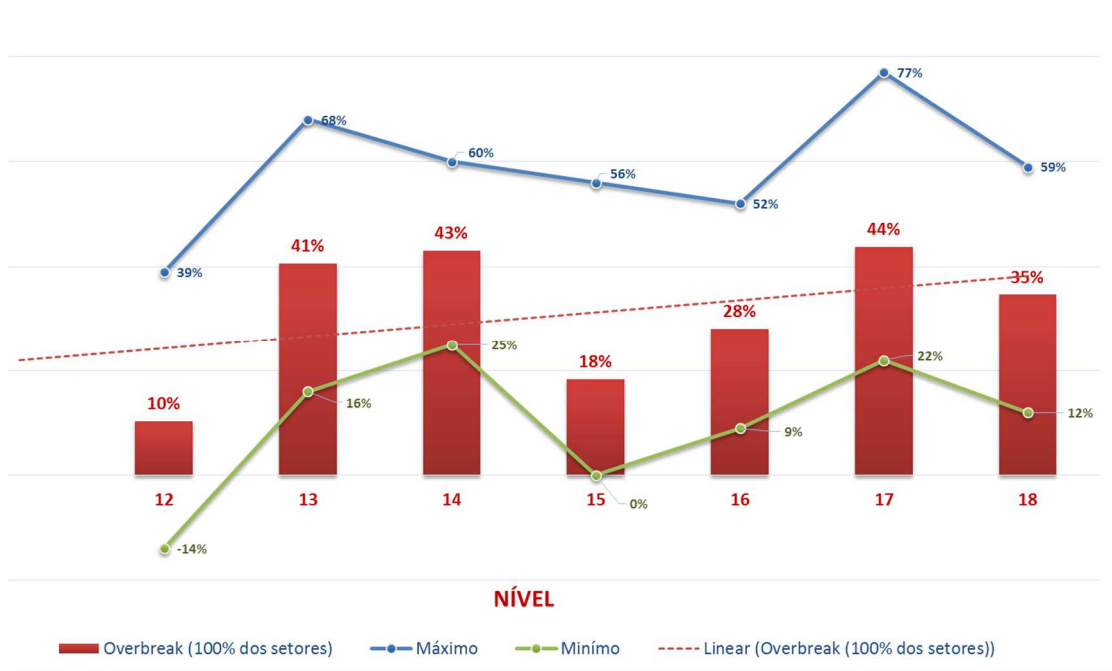


Figura 4.18: Resultado quantitativo para o *overbreak* médio (barras vermelhas), máximo e mínimo por nível de estudo ao longo da rampa FGS. Para análise valores negativos de *overbreak* indicam *underbreak*.

Para tratativa dos dados, um montante de 90 % foi considerado. Buscou-se eliminar variações capazes de impactar na qualidade do trabalho, tais como: escavações com seção inferior ao planejado (*underbreak*) e comparações entre modelo digital e projeto com baixo nível de ajuste seja por motivo da seção escavada Figura 4.19 (a) ou erros digitais do levantamento realizado, como ilustrado pela Figura 4.19 (b).

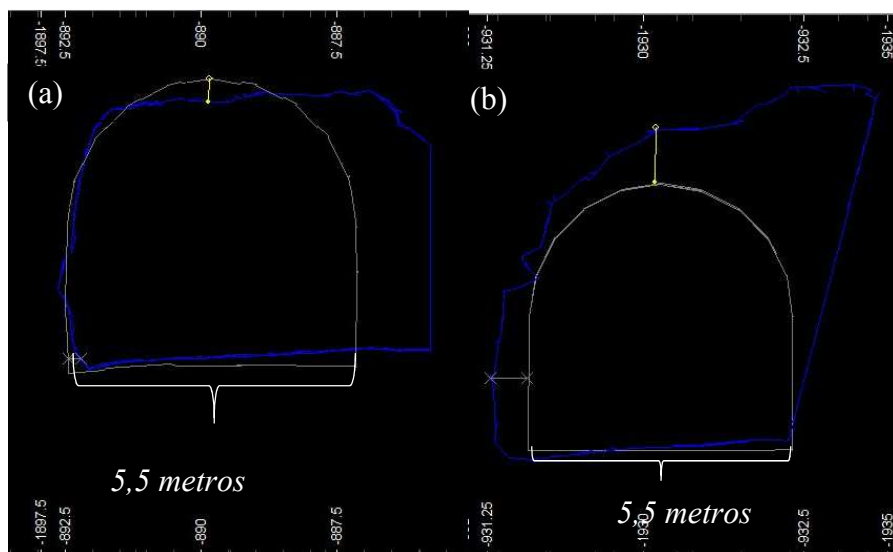


Figura 4.19: Exemplos de porções desconsideradas para interpretação dos resultados.

4.4.2 Análise crítica do resultado

A influência da qualidade da detonação, aderência do escavado em relação ao projeto e presença de aterro no piso, foram tratados como constantes para simplificação da análise. Entretanto, outros fenômenos podem ser interpretados para se justificar o comportamento observado pela Figura 4.18.

O termo diferença angular, apresentado a seguir, está relacionado a diferença polar na projeção hemisférica entre as atitudes dos planos e/ou linhas apresentadas (Figura 4.20).

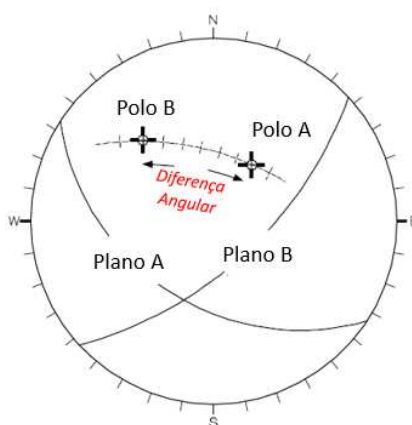


Figura 4.20: Determinação da diferença angular entre dois planos, através da distância polar (Hutchinson e Diederichs, 1996).

- Influência da relação angular entre plano de foliação principal e direção da escavação e a ocorrência de *buckling*;

Bewick e Kaiser (2009) mostram que a zona de dano na parede da escavação é altamente dependente da orientação da anisotropia com relação ao eixo da escavação e menos condicionada pela razão entre a orientação das tensões principais. Os mesmos autores explicam, também, que os planos de foliação quando alinhados na direção crítica da tensão tangencial podem cisalhar e resultar em rupturas por flexão composta na parede. Todo o estudo destes autores foi considerado para uma relação angular entre foliação e o eixo da escavação nula, ou seja, eixo da escavação paralelo a atitude da estrutura com mergulho constante.

Bieniawski (1989) propôs ajustes para os valores de RMR em acordo com a orientação crítica da estrutura principal em relação à escavação, provocando uma redução da classificação de acordo as possíveis diferenças angulares, Figura 4.21. Desta maneira, fica evidente a relevância das orientações das descontinuidades e da escavação para a estabilidade.

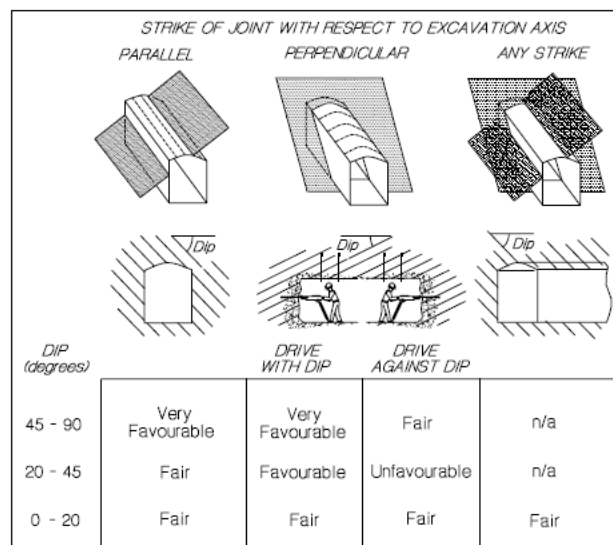


Figura 4.21: Efeito da orientação das descontinuidades na estabilidade em acordo com Bieniawski (1989) *apud* Hutchinson e Diederichs (1996).

A porcentagem de *overbreak* observada em cada porção está diretamente relacionada ao volume de rocha não planejada que foi retirada devido a ruptura do tipo flexão composta. Assim sendo, quando comparada com o ângulo entre plano de foliação principal e eixo

da rampa, deve se esperar que, com o aumento do ângulo a ocorrência de *buckling* seja reduzida. Tal tendência não pode ser confirmada pela Figura 4.22, em virtude da grande variabilidade dos dados observados no escaneamento digital.

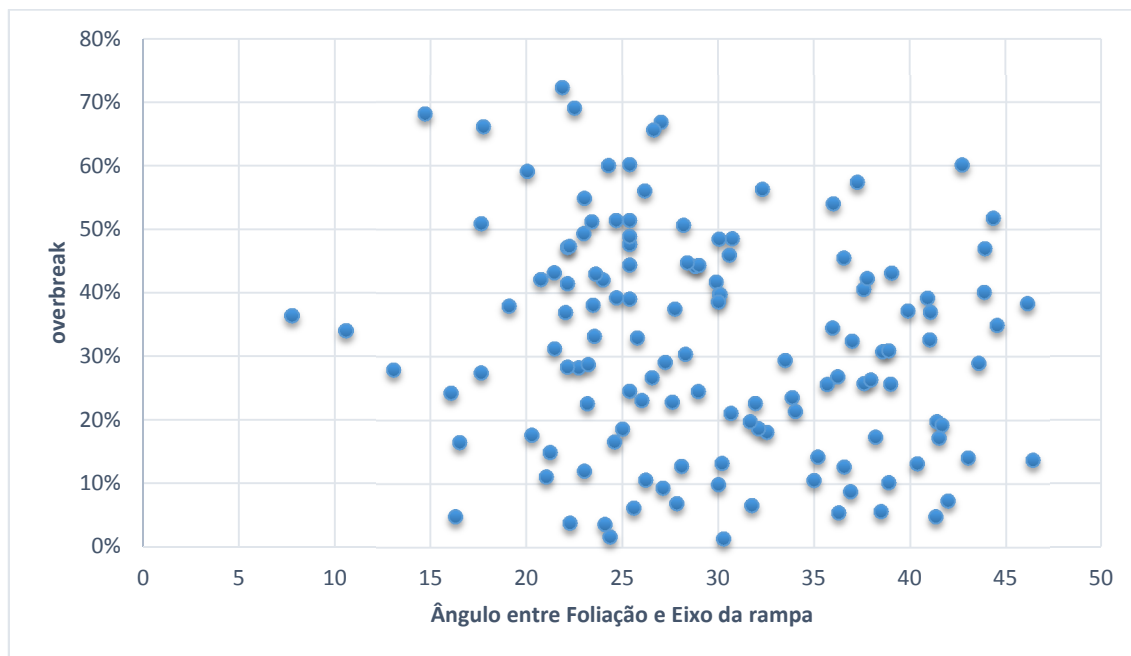


Figura 4.22: Relação entre dados de *overbreak* e ângulo entre foliação / eixo da rampa.

- Influência da relação angular entre a estrutura S3 e a rampa e o *overbreak*;

Sessenta e um por cento das porções estudadas ao longo da rampa apresentam evidência da estrutura S3. Tais pontos, apresentados na Figura 4.23, que também demonstra a inexistência de tendência da porcentagem de *overbreak* da escavação com a diferença angular entre o S3 e o eixo do túnel.

A presença da estrutura S3, provoca o acréscimo de uma família de descontinuidades no maciço rochoso em estudo, por mais esparsa que seja. Tal fato, promove uma maior formação de blocos da escavação, sendo teoricamente um facilitador para ocorrência de ruptura já que poderá reduzir ainda mais o confinamento dos planos de anisotropia.

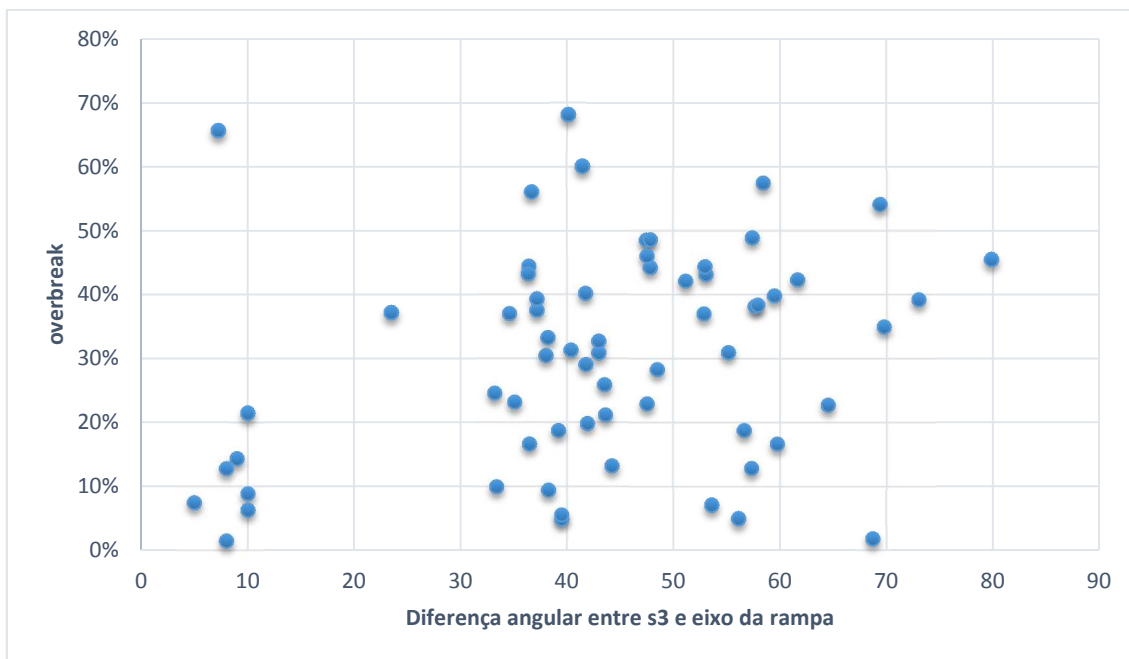


Figura 4.23: Relação entre *overbreak* das porções e diferença angular entre eixo da rampa e estrutura s3.

Para avaliar a influência desta estrutura no volume de *overbreak* removido das escavações, foi elaborada a Figura 4.24. Verifica-se que tal parâmetro é de certa forma equivalente para as situações sem presença da estrutura, não evidenciando aumento de *overbreak* ainda que os resultados qualitativos sugerem esta correlação.

Tal resultado demonstra que, para o tempo a qual as escavações estiveram expostas o *overbreak* com a presença ou não da estrutura se mostra com limites próximos, entretanto, não se pode afirmar que durante a etapa de desenvolvimento da escavação ambas também possuíam mesma magnitude já que nesta fase inicial não há interferência do saneamento mecanizado.

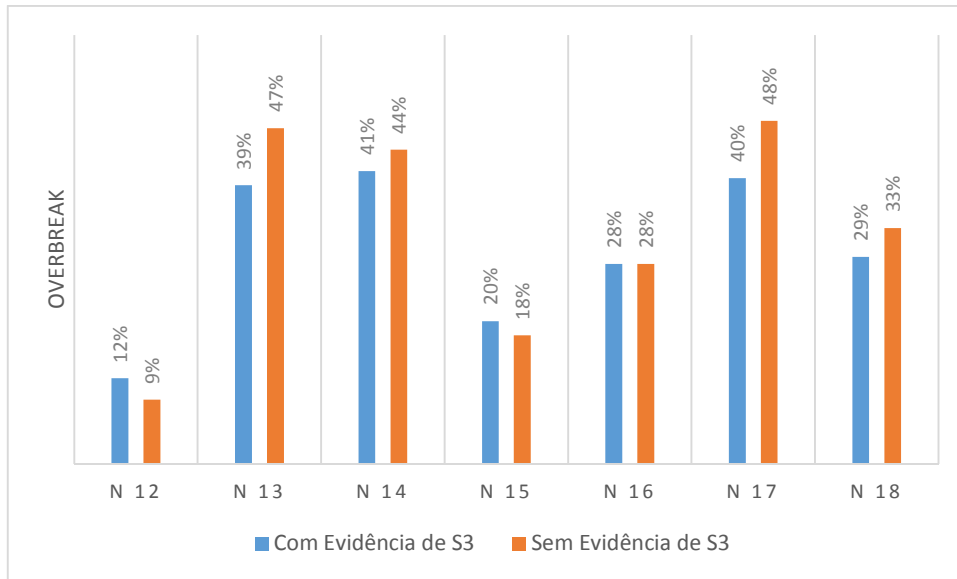


Figura 4.24: Comparativo de *overbreak* condicionado por nível e o efeito da estrutura S3 para o período de estudo.

A diferença angular entre a estrutura S3, e a foliação principal em cada ponto estudado, apresenta uma concentração de dados entre 30° e 50°, representando 88,61% dos dados totais, conforme área hachurada em verde apresentada na Figura 4.24. Contudo, esta observação não apresenta uma correlação direta com o volume de *overbreak* medido ao longo da rampa, Figura 4.25.

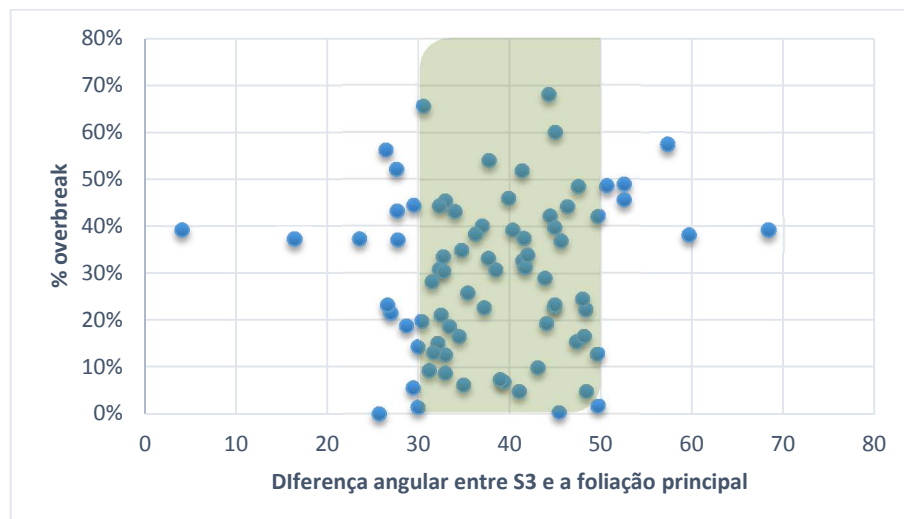


Figura 4.25: Relação entre a diferença angular entre S3 e a foliação principal com o respectivo *overbreak*.

- Influência da profundidade de quebra;

O volume de *overbreak* medido apresenta uma relação com a extensão da zona de dano na escavação (Figura 4.26). A Figura 4.27, apresenta a relação entre o dano no teto da escavação (d_t) e o *overbreak*. Para tal análise os dados relativos ao underbreak e situações de baixa relação entre modelo escaneado e projeto, foram desconsiderados, provocando um volume de dados equivalente a 81% do total.

Na Figura 4.26 pode-se notar a existência de região de dano nas laterais da galeria, aumentando a porcentagem de *overbreak*. Porém, sua causa não está relacionada ao mecanismo de quebra do tipo *buckling* e sim diretamente à detonação e ao saneamento mecanizado que induz a abertura da escavação, com a remoção os blocos semi soltos no seu entorno.

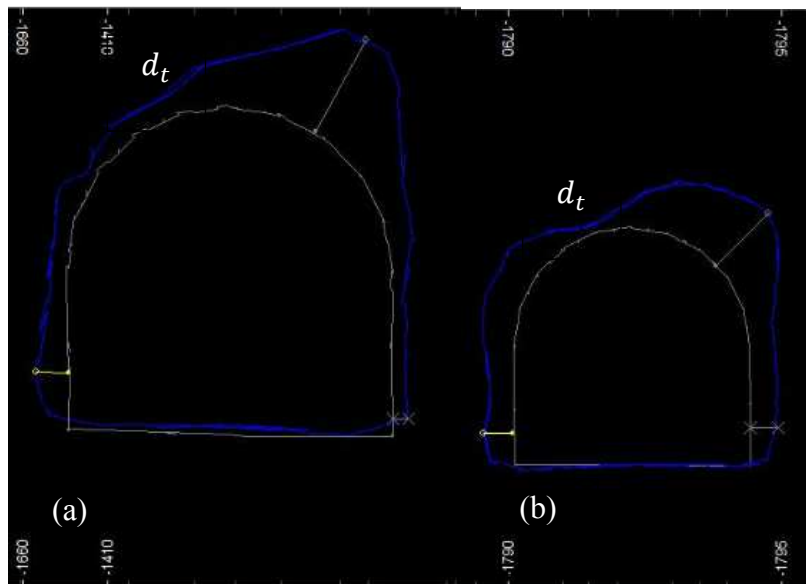


Figura 4.26: (a) Porção do nível 12 com $d_t = 1,6 m$. (b) Porção do Nível 14 com $d_t = 1,3m$.

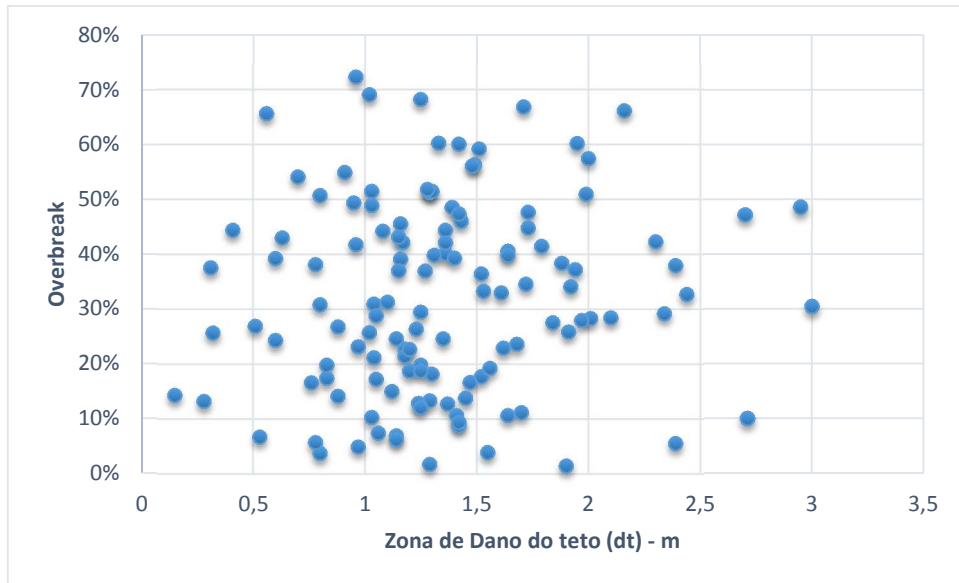


Figura 4.27: Relação entre zona de dano no teto e *overbreak*.

Bewick (2008) demonstra que a magnitude do estado de tensão que a escavação está submetida representa um fator fundamental para a região de influência do movimento de flexão composta, assim como Diederichs (2014) contribui com a Figura 2.31 para maciços isotrópicos.

Na Figura 4.28 observa-se a inexistência de correlação entre a profundidade e a zona de dano no teto, entretanto evidencia que 97% das porções apresentam zona de dano inferior a 2,5 metros de comprimento, conforme distribuição da Figura 4.28.

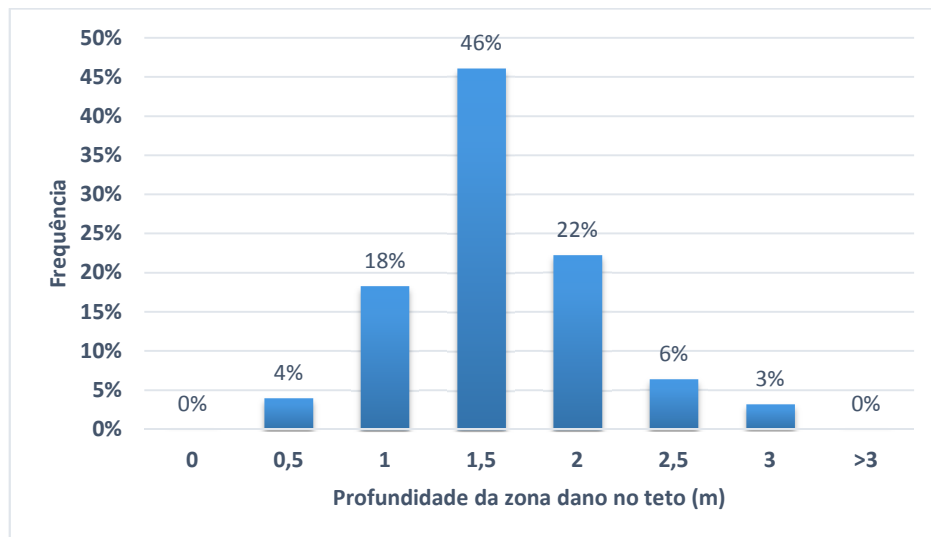
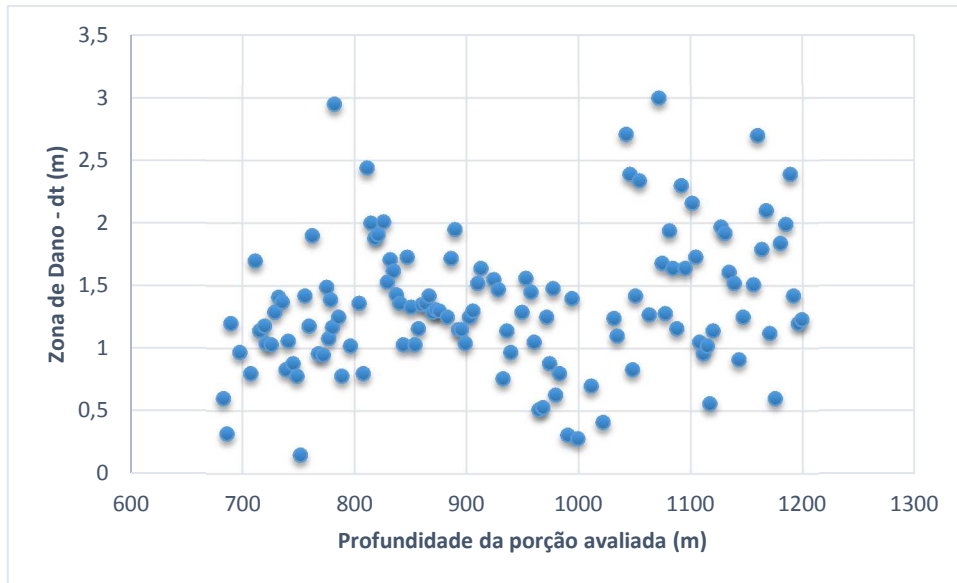


Figura 4.28: (superior) Relação entre a zona de dano no teto e profundidade das regiões de estudo (inferior) Distribuição das zonas de dano da rampa.

A rampa FGS apresenta seções de projeto diferente entre a região do nível 11 ao 14 e do 15 ao 18, a Figura 4.29 apresenta o conceito de zona de dano normalizada no teto que pode ser calculada pela razão entre a zona de dano no teto (dt) e a metade da altura da seção típica.

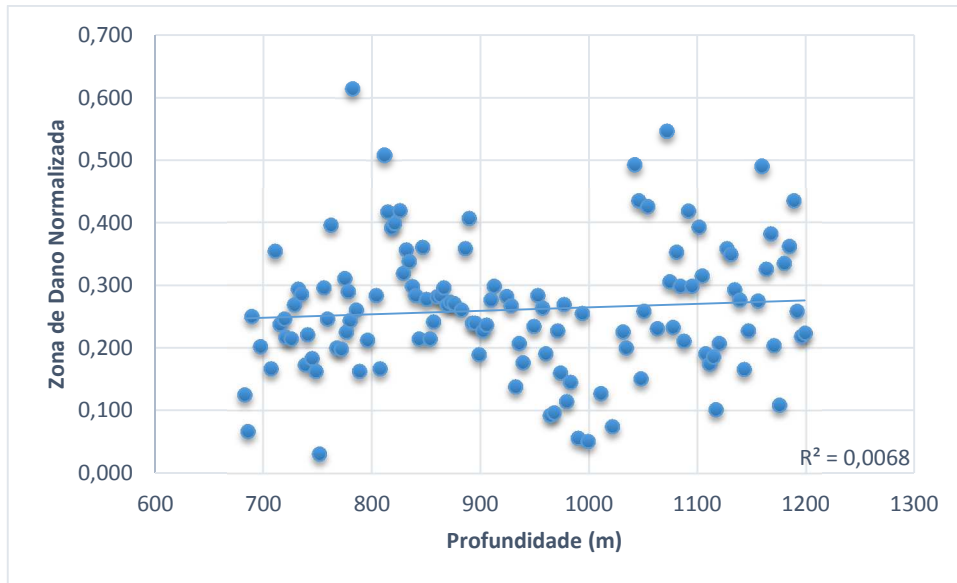


Figura 4.29: Relação entre a zona de dano normalizada no teto e profundidade das regiões de estudo.

Como a Figura 4.29 não apresenta correlação estatística (coeficiente de correlação inferior a 0,68%), não é possível avaliar a citação de Bewick (2008) que afirma que a medida que a relação entre tensão máxima e a resistência do maciço cresce, uma maior influência na zona de dano da escavação ocorrerá pela presença da anisotropia.

Bewick (2008) demonstra para escavações circulares, que o mecanismo de ruptura em maciços anisotrópicos apresenta três regiões evidentes na escavação, Figura 2.42, que caracterizam o modelo de ruptura. Estas considerações válidas, desde que, os blocos formados pela plastificação permaneça retido no maciço, fornecendo assim confinamento para as camadas subjacentes. Tal restrição não acontece nas situações deste trabalho. Toda extensão da rampa foi desenvolvida sem a instalação de suportes de superfície no ciclo, e constantemente submetido a saneamento manual e mecanizados para garantir a segurança operacional dos empregados. Este fato permite concluir que as zonas de dano obtidas no trabalho são mais críticas que o esperado caso a região plastificada houvesse sido devidamente retida.

A Figura 4.30 ilustra o comportamento da zona de dano para cada nível estudado nesta dissertação quando normalizado em relação ao raio da escavação, considerado como a

metade da altura da seção de projeto. É evidente a variação de resultados encontrados para um mesmo nível, porém estão coerentes com a oscilação com obtida na Figura 4.19.

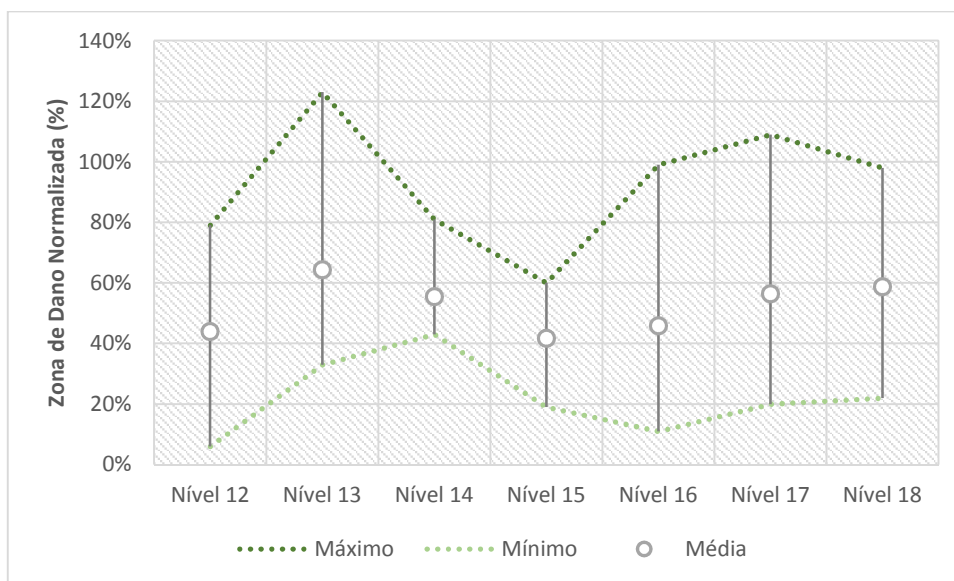


Figura 4.30: Zona de dano normalizada para cada nível estudado e seus respectivos limites.

- Influência de bifurcação no nível de *overbreak*;

Ao longo de toda a extensão da rampa Fonte Grande Sul, escavações secundárias foram desenvolvidas para diversos fins. Assim sendo, espera-se uma condição geotécnica distinta quando comparada com apenas a seção típica da rampa (isolada), tanto para a ocorrência de *buckling* quanto para locais de *overbreak* medido.

Para desenvolvimento desta análise 90% das porções foram consideradas, excluindo apenas as relativas a *underbreak* e aquelas não compatíveis conforme padrão estabelecido pela Figura 4.20. Das regiões consideradas, 63% apresentam bifurcações ao longo da porção, provocando uma alteração na classificação do maciço rochoso, conforme discutido por Barton *et. al.*, (1974) ao penalizar o parâmetro J_n (*Joint Set Number*) em três vezes sua magnitude. Diante desta redução da classificação, espera-se que o potencial de ruptura maior quando comparada a uma região sem bifurcações.

Considerando todas as porções estudadas, observa-se uma média de *overbreak* superior para as regiões com influência das bifurcações mesmo que sutil (2%), Figura 4.31, tal tendência não acontece para todos níveis estudados.

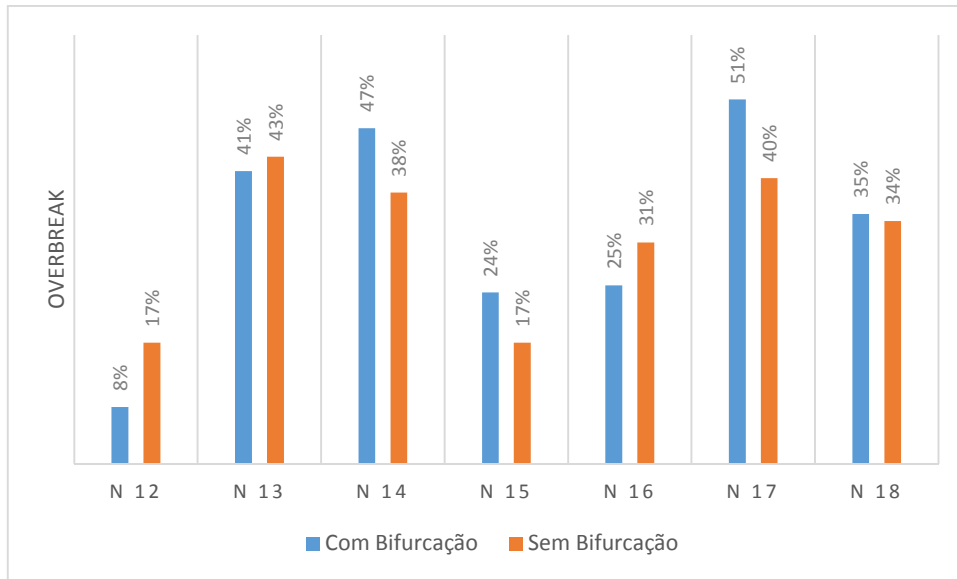


Figura 4.31: Porcentagem de *overbreak* por nível e separado por região com ou sem influência de bifurcações.

CAPÍTULO 5

DISCUSSÃO

Os estudos realizados na presente dissertação tiveram como objetivo caracterizar as evidências dos mecanismos de ruptura observados ao longo da rampa Fonte Grande Sul da Mina Cuiabá entre os níveis 11 (681,5 metros de profundidade) e o nível 18 (1134,5 metros de profundidade). A rampa foi escavada a partir do ano de 2007 e apresenta sistema de reforço variado entre cavilhas expansivas, tirantes resinados e cordoalhas, porém sem suportes de superfície instalados durante o ciclo de desenvolvimento.

Durante o desenvolvimento da primeira etapa do trabalho, uma ampla revisão bibliográfica foi realizada com o propósito de se identificar variáveis potenciais para ocorrência ou não de flexão composta, mecanismo de ruptura que se acreditava ser o principal ao longo da rampa Fonte Grande Sul.

Na segunda etapa do estudo, avaliaram-se qualitativamente as evidências do mecanismo de ruptura por flexão composta (*buckling*) ao longo de todo o comprimento da rampa, observando-se que:

- As evidências de *buckling* estão presentes em todos os níveis estudados, entretanto, com uma porcentagem de evidência física decrescente após 681,5 metros de profundidade, conforme Figura 4.11.
- A distância angular entre o eixo da rampa e a foliação principal do ponto estudado relacionados com a evidência qualitativa de ruptura por flexão, divergem das observações de Trópia (2013). Tanto a presença do mecanismo quanto a sua não ocorrência, apresentam evidências com uma diferença angular entre 16,3 ° e 46°. Trópia (2013) cita que tal evidência está presente quando a escavação possui diferença angular inferior a 20°. A diferença citada, pode ser justificada pelo tipo de metodologia de escavação das aberturas analisadas por Trópia (2013) e presente dissertação, assim como detalhado em Siren et. al (2015), e pela frequente necessidade que as escavações deste trabalho foram submetidas a saneamento mecanizado, provocando assim, modificações no cenário de estudo

ao longo do período desde sua escavação. Vale destacar que o domínio de variação angular deste estudo está entre 14,7° e 46,4°.

- A presença da clivagem de crenulação, S3, mostra-se qualitativamente como um fator importante para a o mecanismo de flexão composta. Em 81% dos pontos estudados com presença da estrutura há evidências da ruptura em discussão.

Na terceira etapa, buscou-se determinar quantitativamente as evidências de *overbreak* da rampa e suas relações com as premissas geotécnicas para a ocorrência da ruptura em estudo:

- A média de *overbreak* das rampas entre o nível 11 e 18 aproxima-se de 31%, mostrando também uma tendência crescente em profundidade, seja para os valores de *overbreak* mínimos, máximo ou médios. Tal resultado, quando comparado com o resultado da avaliação qualitativa, não se correlaciona, contudo, mostra uma tendência de que os níveis superiores apresentam maior ocorrência do mecanismo com uma amplitude média, inferior ao encontrado em profundidade. As escavações mais profundas estão submetidas a um tempo de exposição ao saneamento mecanizado inferior as superiores, bem como menor influência de escavações de lavra, pois ainda não foram exploradas, conforme Figura 5.1.
- A relação quantitativa entre o nível de *overbreak* de cada porção estudada e sua respectiva diferença angular entre foliação e eixo da rampa, não demonstra correlação matemática definida como se deveria esperar de acordo com Bieniawski (1989) e Trópia (2013). Nesta mesma avaliação a inexistência de correlação matemática, mostra-se influenciada pela metodologia de escavação do ambiente estudado, conforme Siren *et al.*, (2015) e pela influência da constante necessidade de saneamento mecanizado no entorno da escavação ao longo dos anos de exposição, provocando um crescimento aleatório do *overbreak*.
- A presença da clivagem de crenulação (S3), quando relacionada à direção da rampa e o respectivo nível de *overbreak*, não apresenta correlação matemática definida em virtude da grande variabilidade dos dados. Tal variabilidade, demonstra a influência do nível de *overbreak* para as escavações que foram

submetidas ao saneamento mecanizado repetitivo ao longo do período que a escavação esta escavada.

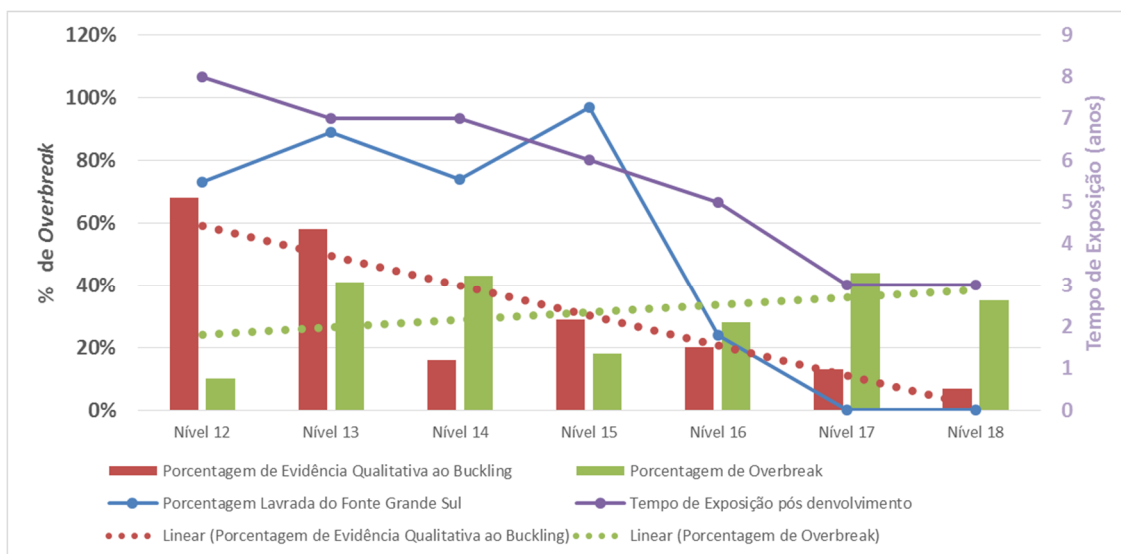


Figura 5.1: Relação entre evidências qualitativas, quantitativas e suas interações com ao volume de lavra realizado até a data de levantamento, bem como tempo de exposição para saneamento mecanizado (Dados de lavra calculados até outubro de 2015).

- A análise quantitativa de *overbreak* devido a presença da estrutura s3, mostra correlação desprezível. Este fato demonstra que para o cenário atual grande parte da rampa apresenta níveis de *overbreak* próximos, mesmo sabendo que as porções apresentam características diferentes. Tal equalização ocorre em virtude da indução de quebras que o saneamento mecanizado pode provocar quando direcionado para retirar blocos com risco operacional nos rampas.
- A altura de quebra no teto da rampa não apresenta correlação com o nível de *overbreak*, salienta-se que o *overbreak* lateral está incluído no valor de *overbreak* em estudo, como ilustrado pela Figura 4.26, e pela avaliação ter considerado a seção crítica de cada porção para mensurar a zona de dano.
- As zonas de dano observadas ao longo do trabalho são superiores ao esperado caso a rampa tivesse sido submetida à instalação de suporte de superfície durante o desenvolvimento, confinando camadas superiores do maciço, evitando assim a progressão da ruptura e a repetitiva intervenção com saneamento mecanizado ou manual.

- Diederichs (2014) mostra, para maciços isotrópicos, que a profundidade de dano é dependente da magnitude da tensão máxima e resistência a compressão do maciço. Bewick (2008) mostra que para maciços anisotrópicos as magnitudes dos esforços são fundamentais para determinação dos limites de dano no maciço. Nesse trabalho não foi possível evidenciar as citações em virtude da variabilidade dos dados. Contribui para essa baixa correlação o fato de que a exposição da escavação sem suporte de superfície durante a vida da mina, estará submetida a constantes redistribuições de tensões que exige, para garantia operacional, sucessivos saneamentos mecanizados. Esta operação, por consequência, provoca impactos aleatórios e não previsíveis pela geotecnia já que está condicionado na força e movimentos provocados pelo equipamento. Esta consideração também se aplica para a zona de dano normalizada no teto.
- Pela avaliação da zona de dano em profundidade nota-se como limite superior da zona de dano um impacto um limite de 2,5 metros, já que, 97% dos dados estão abaixo deste limite.
- Ao longo de toda a rampa estudada, existem porções com entroncamentos que aumentam assim, o vão escavado. Comparando os resultados de *overbreak* entre estas seções, para qualquer nível, não se observa evidências que escavações sem entroncamentos tenham menor *overbreak*. Tal fato, mais uma vez, demonstra que, outros fatores como a constante necessidade de saneamento mecanizado ao longo da exposição do túnel, tem elevado o *overbreak* das escavações.

Correlacionando os resultados obtidos, nota-se que os comportamentos discutidos apresentam uma tendência de que a variabilidade dos resultados esteja relacionada ao fato de que, as escavações estiveram submetidas ao longo do tempo a alterações geotécnicas que induziram a necessidade, por questões operacionais, da utilização de equipamento de saneamento para eliminação dos blocos instáveis e maior segurança da condição operacional. Kaiser (2015) afirma que a utilização de dimensionamentos de suporte empíricos, como de Barton *et. al.*, (1974) mostra se deficiente se considerarmos as constantes alterações da condição da escavação de uma mina devido a sua dinamicidade. Papworth (2002) relata que algumas minas perceberam que a recomendação empírica de Barton *et.al.*, (1974) é inadequada para ambientes de mineração que estarão submetidos a situações dinâmicas de tensão induzida.

Kaiser (2015) demonstra, também, que a indução de tensões e deformações no maciço durante a vida da mina, provoca um deslocamento da curva característica do maciço, modificando, conseqüentemente, a condição de estabilidade em relação ao sistema de suporte-reforço previamente instalado.

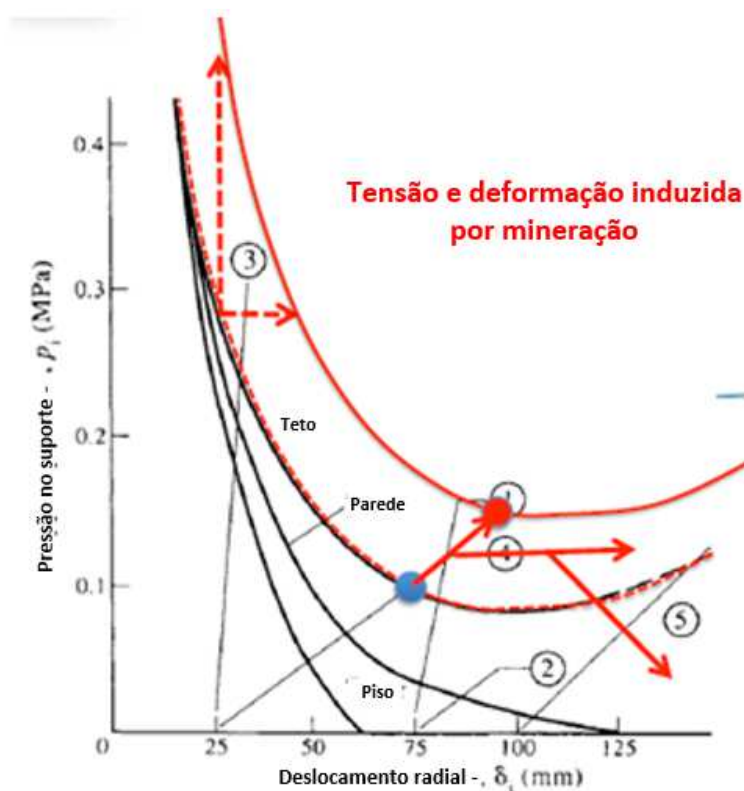


Figura 5.2: Movimentação da curva característica do maciço, como consequência das tensões induzidas no maciço (Kaiser,2015).

Tal descrição contribui para que as dispersões observadas no estudo realizado nesta dissertação, representem apenas um momento do tempo de exposição da escavação, carregando conseqüentemente toda sua evolução e intervenções, desde sua abertura. Tal fato, associado a ausência de suporte de superfície ao longo de todo o trecho estudado, promove a necessidade de constante eliminação da região plastificada, gerando o *overbreak* discutido e com formato de “capela”, conforme Figura 4.25. Pereira (2014) demonstra a situação de região específica da rampa Fonte Grande Sul no nível 13 e 14 que o sistema de suporte de superfície, tela, encontra-se com evidência de *buckling* e carregada devido a já corrente plastificação do maciço, não apresentando *overbreak* expressivo devido a presença do elemento estrutural de superfície instalado (Figura 5.3).



Figura 5.3: Evidência de *buckling* entre os níveis 13 e 14 da rampa Fonte Grande Sul, sem evidência de *overbreak* devido a presença de suporte de superfície (Pereira,2014).

Cai e Kaiser (2010) mostram que o sistema de suporte e reforço de uma escavação deve atuar com foco em três princípios: fortalecer as propriedades do maciço rochoso (reforçar), controlar a dissipação de energia da região plastificada (conter) e reter fragmentos de rocha não confinados para evitar rupturas progressivas (reter), Figura 5.4.

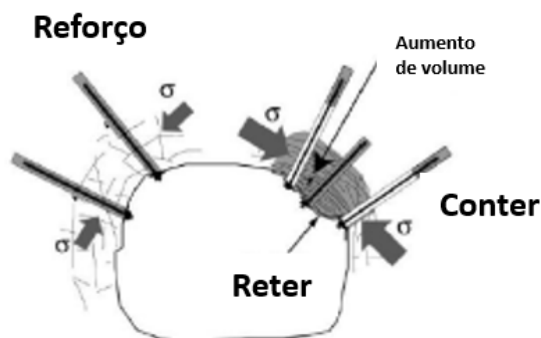


Figura 5.4: Princípios de atuação do sistema de suporte/reforço para escavações subterrâneas (Cai e Kaiser, 2010).

Pakalnis (2014) destaca a relevância do sistema capaz de controlar e conter a região plastificada, conforme ilustração da Figura 5.5, relacionada com a Figura 5.3. Pakalnis (2014) destaca a aplicação de concreto projetado como elemento capaz de promover o

confinamento dos elementos de rocha, já plastificados, permitindo que o sistema de reforços e suportes atue como um único sistema.

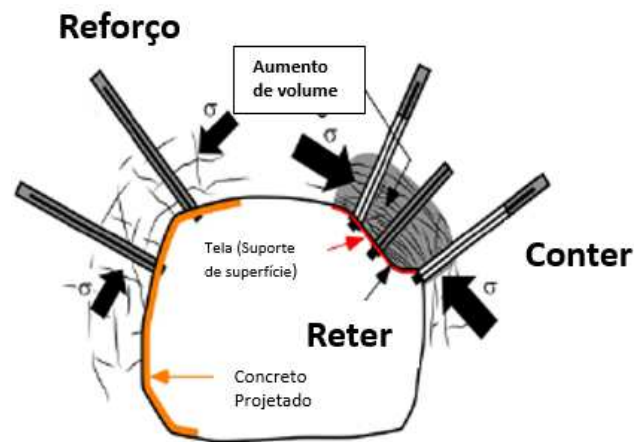


Figura 5.5: Concreto projetado como elemento confinante superficial do maciço rochoso (modificada de Pakalnis, 2014).

Novos escaneamentos foram realizados após os trabalhos dessa dissertação, no Nível 19 da rampa Fonte Grande Sul desenvolvida no ano de 2016 (profundidade superior a 1200m). O processo de escavação é acompanhado pela projeção de concreto a cada ciclo de detonação, demonstrando a importância da correta instalação do suporte de superfície no momento correto, ao longo das escavações, e da eliminação da adoção do saneamento mecanizado em prol da busca pela estabilidade geotécnica operacional, Figura 5.6. Tal estudo mostra que o *overbreak*, considerando a mesma metodologia adotada neste estudo, apresenta um valor de 11,74%, conforme tabela do Anexo X. Este fato, está de acordo com Kutcha (2002) que descreve que o propósito do concreto projetado é manter a integridade do maciço rochoso.



Figura 5.6: Face detonada da rampa Fonte Grande Sul no dia 26/maio/2016, ilustrando a aplicação de concreto projetado no ciclo do desenvolvimento da rampa do Nível 19.

A variabilidade dos resultados apresentados, justificada pela repetitiva necessidade do saneamento mecanizado para segurança operacional modifica a condição geotécnica conforme pode ser também evidenciada pela Figura 5.7 que apresenta três seções sobrepostas da rampa FGS no Nível 16, em diferentes momentos, após saneamento mecanizado, entre os anos de 2015 e 2016. Neste intervalo temporal, houve apenas uma intervenção com equipamento mecanizado que resultou em um aumento de 42% em relação ao *overbreak* anterior (Figura 5.8).

Diederichs (2014) mostra que a perda do formato da escavação padrão, seja circular ou arqueada, como a seção projeto da Figura 5.8, devido a utilização do saneamento mecanizado (*scaler*), representa um fator contribuidor para eventos de *rockburst* em maciços rúpteis, mostrando assim, a relevância de manter a seção de planejada da escavação. O mesmo autor destaca a relevância de que a prática de saneamento anteceda a utilização de concreto projetado, como suporte de superfície, com intuito de remover blocos instáveis da área de trabalho de pessoas, porém, o uso indiscriminado deste recurso agressivo, pode provocar a mudança da seção dimensionada.

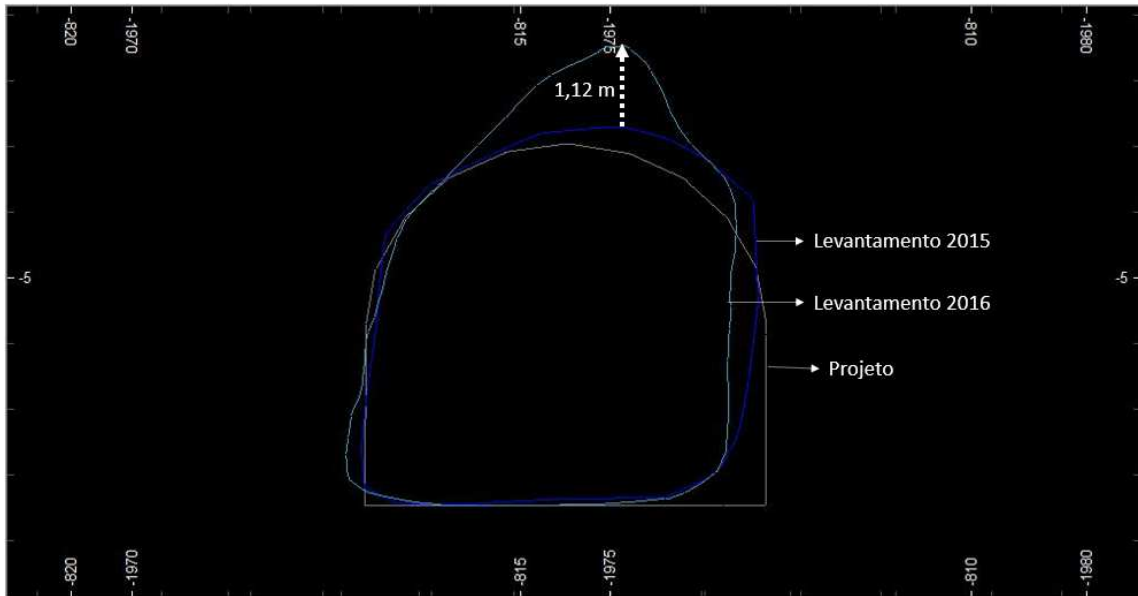


Figura 5.7: Alteração no nível de *overbreak* da escavação após saneamento mecanizado em dois momentos distintos, nos anos de 2015 e 2016.

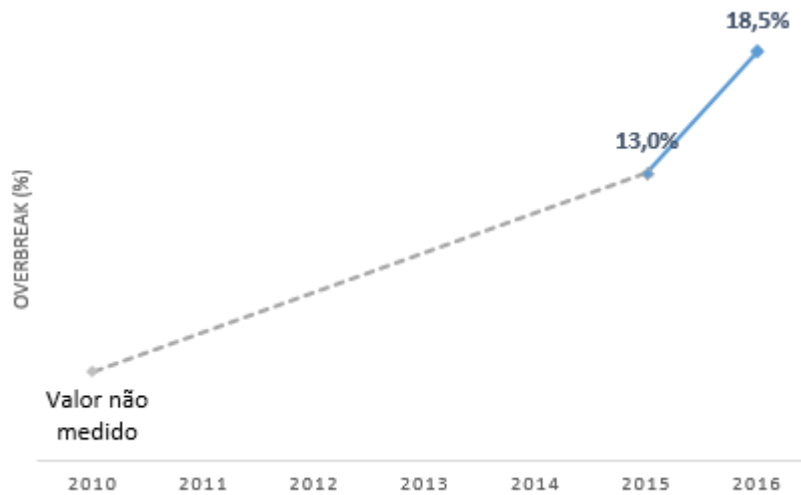


Figura 5.8: Representação gráfica da evolução de *overbreak* (%) com influência do saneamento mecanizado relacionado a Figura 5.7.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A presente dissertação apresenta embasamento técnico, avaliações qualitativas e quantitativas que permitiram a identificação do modelo de ruptura ao longo da rampa Fonte Grande Sul e suas relações com variáveis de controle que podem promover benefícios geotécnicos às escavações presentes e futuras, e ainda buscar estimar possíveis impactos caso as práticas correntes sejam mantidas.

É evidente que a anisotropia presente no maciço rochoso em estudo caracteriza o modelo de ruptura por flexão composta (*buckling*), as tensões no entorno da escavação são tangenciais aos planos de anisotropia que, por consequência, gera cisalhamento entre os planos e perda de confinamento entre as camadas da rocha, culminando nas rupturas por flexão composta.

Avaliações qualitativas do mecanismo de ruptura permitem observar que a dependência da relação angular entre a direção da escavação e a atitude da anisotropia não coincide com o proposto por Trópia (2013). Contudo se diferencia pelos ambientes nos quais as escavações de ambos os trabalhos foram realizadas e, também, pela possível interferência que toda a rampa estudada foi submetida ao longo dos anos devido a necessidade operacional de saneamento mecanizado, com o uso de equipamentos específicos, dito *scalers*.

Avaliações quantitativas do cálculo de *overbreak* não permitem observar relações que colaboram com as expectativas teóricas, porém, com variabilidade dos dados relevantes. Tal dispersão contribui para fortalecer que, a prática de utilização do saneamento mecanizado provoca impactos no maciço rochoso, modificando, assim, o ambiente que não permite interpretações diretas já que estão perturbados. Sendo assim, a partir do momento que a prática deste saneamento se faz uma necessidade operacional, a interpretação geotécnica do ambiente se torna inconsistente, já que o saneamento introduz no sistema uma energia capaz de promover danos no maciço, além de remover parte da área plastificada a redor das escavações.

Ambientes de mineração subterrânea, como o estudado nesta dissertação, são dinâmicos devido ao constante desenvolvimento de novas escavações ao longo da vida útil da mina. Tal realidade, torna o ambiente passível de mudanças constantes, assim como para as rupturas estudadas. A flexão composta pode se estabilizar para um cenário, porém, sua evolução progressiva esta pautada nas constantes mudanças da mina, assim como proposto por Cai e Kaiser (2010). Este contexto fará com que a utilização de saneamento mecanizado seja iterativa com o processo de mudança da condição de tensão da mina, provocando impactos que dificultam a interpretação geotécnica de forma consistente e modificam a condição de ruptura das escavações, pois sua utilização, induz quebras não previsíveis por estudos geomecânicos.

O dimensionamento do sistema de suporte e reforço deve ser tratado de forma dinâmica, definido para suportar as necessidades do ambiente no presente e no futuro em virtude das alterações possíveis. De acordo com o mecanismo de ruptura estudado, a plastificação de algumas camadas do maciço será inevitável. Entretanto, a utilização do saneamento mecanizado, extrai o material rompido o que, por consequência, permite um novo ciclo de ruptura, até que a seção adquira uma seção dita “capela” com níveis de confinamento suficiente para limitar a progressão da mesma.

A utilização de suporte de superfície dimensionado às necessidades do ambiente, como por exemplo, concreto projetado e telas, é responsável por promover o confinamento necessário para as camadas superficiais, evitando assim, a progressão da ruptura pelo princípio de limitador cinemático, já que eleva a resistência cisalhante do maciço, conforme descrito por Potvin *et al.*, (2004). Este elemento de suporte permite também que a utilização de *scaler* seja reduzida e conscientizada, fazendo com que a escavação reduza o nível de *overbreak* e, conseqüentemente, garanta o adequado funcionamento dos elementos de reforço e suporte para o maciço plastificado: retendo, controlando e fortalecendo, assim como sugerido por Cai e Kaiser (2010) e ilustrado pela Figura 6.1. Tais razões estão em alinhamento com Rispin e Brooks (2001) que descrevem que o número de minerações que adotam o suporte concreto projetado, como um dos componentes do sistema de estabilização no ciclo de desenvolvimento, apresentam tendência crescente.



Figura 6.1: Comparação entre rampa FGS no nível 12 (foto superior) e nível 18 (foto inferior), ressaltando a diferença de seção entre ambas, devido a influência do saneamento mecanizado e utilização de concreto projetado.

A redução de *overbreak* evidenciada de 31%, média de todos níveis estudadas, para 11,74 % representa não somente benefício geotécnico direto, mas também financeiros ao

projeto, pois, um menor volume de material deverá ser transportado, menor quantidade de reforços serão reinstalados ao longo da vida útil do empreendimento e recursos dedicados não serão redirecionados para atividades em áreas antigas, evitando assim retrabalho e consequente atraso de atividades dedicadas ao futuro da mina. Para a Mina de Cuiabá estudo interno realizado no primeiro semestre de 2016, demonstrou que a instalação do concreto projetado se mostra 38% mais barato que o custo de sua não aplicação em ambiente anisotrópicos, devido aos fatores apontados no início deste parágrafo.

O completo entendimento do comportamento geotécnico do mecanismo de ruptura por flexão composta, mostrou-se de relevância para a estabilidade das escavações do presente e do futuro da Mina Cuiabá. Sendo assim, estudos numéricos associados a aplicação de suporte de superfície serão importantes para que se compreenda de maneira completa os esforços que serão solicitados ao suporte em estudo.

Estes últimos podem ser comparados com a proposta de Windsor e Thonson (1999), que permitiram a determinação da camada de cobertura de concreto projetado necessária para controle de deformação do maciço rochoso em estudo para diferentes profundidades, permitindo, assim, a criação de um ábaco de dimensionamento de concreto projetado para cenários do presente e futuro da Mina Cuiabá.

O completo entendimento deste mecanismo, associado às práticas atuais recorrentes de eliminação da região plastificada através de saneamento mecanizado, promove do curto ao longo prazo da mina, impactos geotécnicos e financeiros que limitam as capacidades de segurança operacional e produtividade, fato que fortalece a necessidade de compreensão das rupturas por flexão composta progressiva em ambientes anisotrópicos e com constante alteração do estado de tensões (meios dinâmicos).

Dentre os suportes de superfície disponíveis e ou suas combinações, sugere-se também a realização de ensaios de laboratório para determinação das capacidades de absorção de cada elemento para que se tenham parâmetros confiáveis para simulações numéricas que irão direcionar os parâmetros de aplicação operacional em prol da estabilidade geotécnica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA F.F.M. **O Craton do São Francisco**. Revista Brasileira de Geociências, v.7, p.349-364, 1977.

AMADEI, B.; STEPHANSSON, O. **Rock stress and its measurement**. London: Chapman and Hall, 1997. 490 p.

BALTAZAR, O.F.; ZUCCHETTI, M. **Lithofacies associations and structural evolution of the Archean Rio das Velhas Greenstone Belt, Quadrilátero Ferrífero, Brazil: A review of the settings of gold deposits**. Ore Geology Reviews, v.32, p. 471-499, 2007.

BARBOSA, E. S. **Avaliação do suporte com cabos de aço na Mina Cuiabá (Sabará/MG)**. 2008. 203f. Dissertação (mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

BARTON, N.; LIEN, R.; LUNDE, J. **Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support**. Rock Mechanics, v. 6, p. 189-236, 1974.

BEWICK, R.P. **Effects of Anisotropic Rock Mass Characteristics on Excavation Stability**. Dissertação de Mestrado – Laurentian University. Sudbury, Ontario – Canada. 2008.

BEWICK, R.P.; KAISER, P.K. **Influence of rock mass anisotropy on tunnel stability**. ROCKENG09: Proceedings of the 3rd CANUS Rock Mechanics Symposium. Toronto, 2009.

BIENIAWSKI, Z. T. **Engineering Rock Mass Classification**. New York: John Wiley & Sons, 1989.

BRADY, B. H.; BROWN, E.T. **Rock mechanics for underground mining**. 3rd. ed. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 2004. 628 p.

BRANDANI, D. B., ARMELIN, J. L., FIGUEIREDO, R. P. **Uso de células tipo STT-Furnas na determinação de tensões in situ na Mina Cuiabá- Sabará/MG**. Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas – SBMR 2016. Belo Horizonte. (2016).

CAI, M.; KAISER, P. K. **Support function requirements and support element characteristics**. Ground Control in Highly stressed Hard Rock Mines – Deep Mining. (2010)

CAMPOS, V. F. **Gerenciamento da Rotina do Trabalho do Dia a Dia**. 9 ed. Nova Lima: Falconi, 2013.

CHRYSSANTHAKISV, P.; BARTON, N.; CHRISTIANSON, M.; LORIG, L. **Numerical Simulation of fiber Reinforced Shotcrete in a Tunnel Usingg the discrete element Method**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, v. 34, p. 3-4, 1997.

COETZER, S.; SELLERS, E. **Measurement of rock stress at Cuiaba gold mine Brazil**. CSIR Miningtek. 2004. Relatório Interno, p 38.

DIEDERICHS, M.S.; **When does brittle failure become violent? Spalling and Rockburst characterization for deep tunneling projects**. Queen's University, Kingston, Canada. World Tunnel Congress 2014, Foz do Iguaçu, Brasil.

DIEDERICHS, M.S; CARTER, T.; MARTIN, D. **Practical Rock Spall Prediction in Tunnels**. Tunnelling Assciation of Canada, 2007.

EFNARC. **European Specification for Sprayed Concrete**. (1996)

EVERITT, R. A. E LAJTAI, E. Z. 2004. **The Influence of rock fabric on excavation damage in the Lac du Bonnett granite**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, v. 41, p. 1277-1303, 2004.

FERNANDES, R. C., Endo, I., Pereira, R. M. P., Rivarola, I., Souza, J. C. **Geologia e evolução estrutural do depósito aurífero Cuiabá: novas perspectivas para a exploração mineral**. Publicação em Poster, SimexMin. Ouro Preto – MG. 2016.

FIGUEIREDO, R. P. **Notas de Aula da disciplina Mecânica das Rochas – Mestrado Profissinal**, Escola de Minas – Núcleo de Geotecnia, 2014.

GOODMAN , R. E. **Introduction to rock mechanics**. 2nd ed. New York: Wiley, 1989. 13 p.

GRIMSTAD, E. AND BARTON, N. **Updating the Q-System for NMT**. Proc. int. symp. On sprayed concrete - modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagernes. 46-66. Oslo: Norwegian Concrete Assn. 1993.

HADJIGEORGIOU, J., POTVIN, Y., **Hard Rock Ground Control with Steel Mesh and Shotcrete**. Chapter 8.6. SME Mining Engineering Handbook, 3rd ed. (2011).

HOEK, E. **Practical Rock Engineering**. Evert Hoek Consulting Engineer Inc. Canada. 2006.

HOEK, E.; KAISER, P.K; BAWDEN, W.F. **Support of Underground Excavations in Hard Rock**. Funding by Mining Research Directorate and Universities Research INcentve Fund. 1993.

HOLCOMBE, R.J.; COUGHLIN, T.J. **Structural observations in the northern Quadrilatero-Ferrifero and implications for gold mineralization**. Internal Technical Report. Peru, 2003.

HUDSON, J.A.; COLLING, C.M. **In situ rock stress and their measurements in the U.K. – Part 1. The current state of knowledge**. International Journal of rock Mechanics Mining Sciences and Geomechanics Abstract, v.25, p. 363-370, 1988.

HUDSON, J. A.; HARRISON, J.P. **Engineering rock mechanics: an introduction to the principles**. 2nd. ed. Oxford: Pergamon, 2000. v. 1. 458p.

HUDSON, J.A.; CORNET, F.H.; CHRISTIANSSON, R. **ISRM Suggested methods for rock stress estimation – Part 1: Strategy for rock stress estimation**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v. 40, p. 991-998, 2003.

HUTCHINSON, D. J.; DIEDERICHS, M. S. *Cablebolting in underground mines*. Vancouver: BiTech. 1996. 406p.

KAISER, P. K. **Deformation-based support selection for Static and Dynamic Conditions**. IMS – Institute of mine seismology Workshop. Laurentian University. (2015)

KAISER, P.K. DIEDERICHS, M. S., MARTIN, C. D., SHARP, J. STEINER, W. **Underground works in hard rock Tunnelling and mining**. GeoEng2000. Technomic Publ. Co. (2000)

KUCHTA, M. E., **Quantifying the increase in adhesion strength of Shotcrete applied to surfaces treated with high-pressure water**. SME Annual Meeting, Phoenix, Arizona, USA. 2002.

LEICA GEOSYSTEMS. **Leica ScanStation C10**. www.leica-geosystems.com/hds. Heerbrugg, Suíça. (2016)

LIBBY, D.C. **As minerações estrangeiras em Minas: o escravo e o sistema fabril. População e mão-de-obra na província de Minas Gerais**. (1830-1889). São Paulo: USP, 1987, p.265-359. (Tese de Doutorado).

LJUNGGREN, C.; YANTING CHANG; JANSON, T.; CHRISTIANSSON, R. **An overview of rock stress measurements methods**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v.40, p. 975-989, 2003.

LOBATO, L. M., TIBEIRO-RODRIGUES, L.C.; VIEIRA, F. W. R. **Brazil's premier gold province. Part II: Geology and Genesis of gold deposits in the archaic Rio das Velhas greenstone belt, Quadrilátero Ferrífero**. Mineralium Deposita, v. 36, p. 249-277, 2001.

MAGALHÃES, F. S. **Tensões regionais e locais: casos no território brasileiro e padrão geral.** Dissertação (doutorado em geotecnia) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1999. 240 p.

MINERAÇÃO MORRO VELHO. **Morro Velho – história, fatos e feitos.** Nova Lima, Morro Velho, 1996.

MINING MAGAZINE. **Underground safety, Shotcreting, Fleet & Data Management, Energy storage.** ISSN 0308-6631. (2015)

MIRZAMANI, B. O.; TAVASSOLI, M.; ORACE, K. **Designing Shotcrete as primary support in tunnels.** 30th International Conference on Ground Control in Mining. 2011.

OLIVEIRA, D.; Comunicação eletrônica do dia 10/dezembro/2013. Coffey Associates. (2013)

PAKALNIS, R.; **Empirical Design Methods – Update 2014.** 1st International Conference on Applied Empirical Design Methods in Mining. Peru. (2014)

PAPWORTH, F.; **Design guidelines for the use of fibre reinforced shotcrete in ground support.** 27th Conference on Our World in Concrete & Structures – Singapore Concrete Institute. 2002.

PEREIRA, F. B.; **Caracterização da Rampa FGS – Nível 11 ao 17.** Relatório interno da Mina Cuiabá. Gerência de Mecânica das Rochas – AngloGold Ashanti. (2014)

POTVIN Y., STACEY, D., HADJIGEORGIOU., J. **Surface Support in Mining.** Australian centre for geomechanics. CSIRO – Curtin University – University of WA. 2004.

POTVIN, Y., THOMAS, E. G., FOURIE, A. B. **Handbook on Mine Fill.** ACG Australian Center for GEomechnics, CSIRO, Curti University, University of WA. 2005.

RANKIN, L. R. **Quadrilátero Ferrífero Project Southern Brazil: Structural Controls on Gold Mineralisation and Targeting.** Geointerp Confidential Report. 2006. 67p.

RIBEIRO-RODRIGUES, L.C; OLIVEIRA, C.G.; FRIEDRICH, G. **The Archean BIF-hosted Cuiabá Gold deposit, Quadrilátero Ferrífero, Minas Gerais, Brazil.** Ore Geology Reviews, v.32, p. 543-570, 2007.

RISPIN, M.; BROOKS, J. **Shotcrete in North American underground mines: yesterday, today and tomorrow.** Ohio, U.S.A. Metal Mining division of CIM. 2001.

RODRIGUES, V., **Nova Lima dos Ingleses - a história do pioneiro George Chalmers.** Éditorial. 1^a Edição. (2012).

SAM, S. **Shotcrete for Mining Applications**. UGC International. Degussa Construction Chemicals. 2002.

SEYMOUR, J.B., MARTIN, L., CLARK, C., STEPAN, M., JACKSHA, R., PAKALNIS, R., ROWORTH, M., CACERES, C. **A shotcrete adhesion test system for mining application**. NIOSTIC2 20038056 (2011).

SIREN, T., KANTIA, P., RINNE, M. **Consideration and observations of stress-induced and construction-induced excavations damage zone in crystalline rock**. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, v.73, p. 165-174, 2015.

STACEY, T. R.; MASON, D. P.; FOWKES, N. **A review of mechanics of shotcrete and thin spray on liner support, and recent investigations**. ITA, SAI MM e SANCOT. Shotcrete for Africa Conference. 2009.

TOLEDO, C. L.B., **Controle Estrutural da Mineralização Aurífera na Mina de Cuiabá, Setor Noroeste do Greenstone Belt Rio das Velhas, Quadrilátero Ferrífero MG**. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências – UNICAMP. Campinas – São Paulo. (1997).

TROPIA, I. R. **Análise de tensões in situ em ambiente de lavra subterrânea – Mina Cuiabá – Sabará MG**. Dissertação (mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. (2013)

TROPIA, I. R., FIGUEIREDO, R. P. **Análise das tensões in situ na Mina Cuiabá – Sabará – Minas Gerais – Brasil**. Geotecnia. (2015)

VIEIRA, F.W.R. **Controle estrutural das mineralizações auríferas do Grupo Nova Lima**. Relatório Interno. Mineração Morro Velho Ltda. Janeiro, 2000.

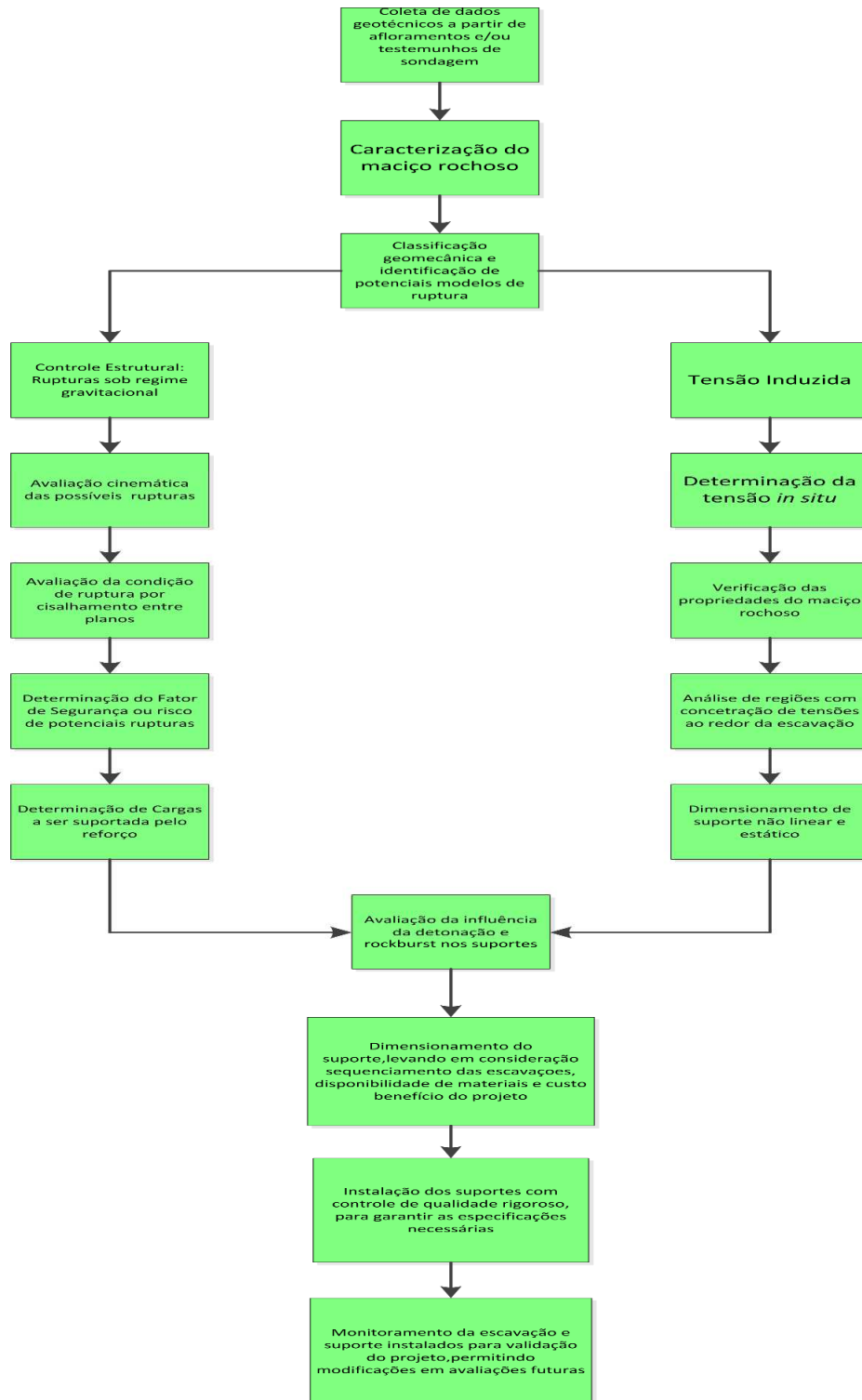
WINDSOR, C. R., THOMPSON, A. G. **The design of shotcrete linings for excavations created by drill and blast methods**. Rock Technology, Perth, Australia. (1999)

ZDAZINSKY, C. **Effect of electronic detonators in underground tunneling application**. The Journal of Explosives Engineering, v.32, p.28-35, 2015.

Anexo I

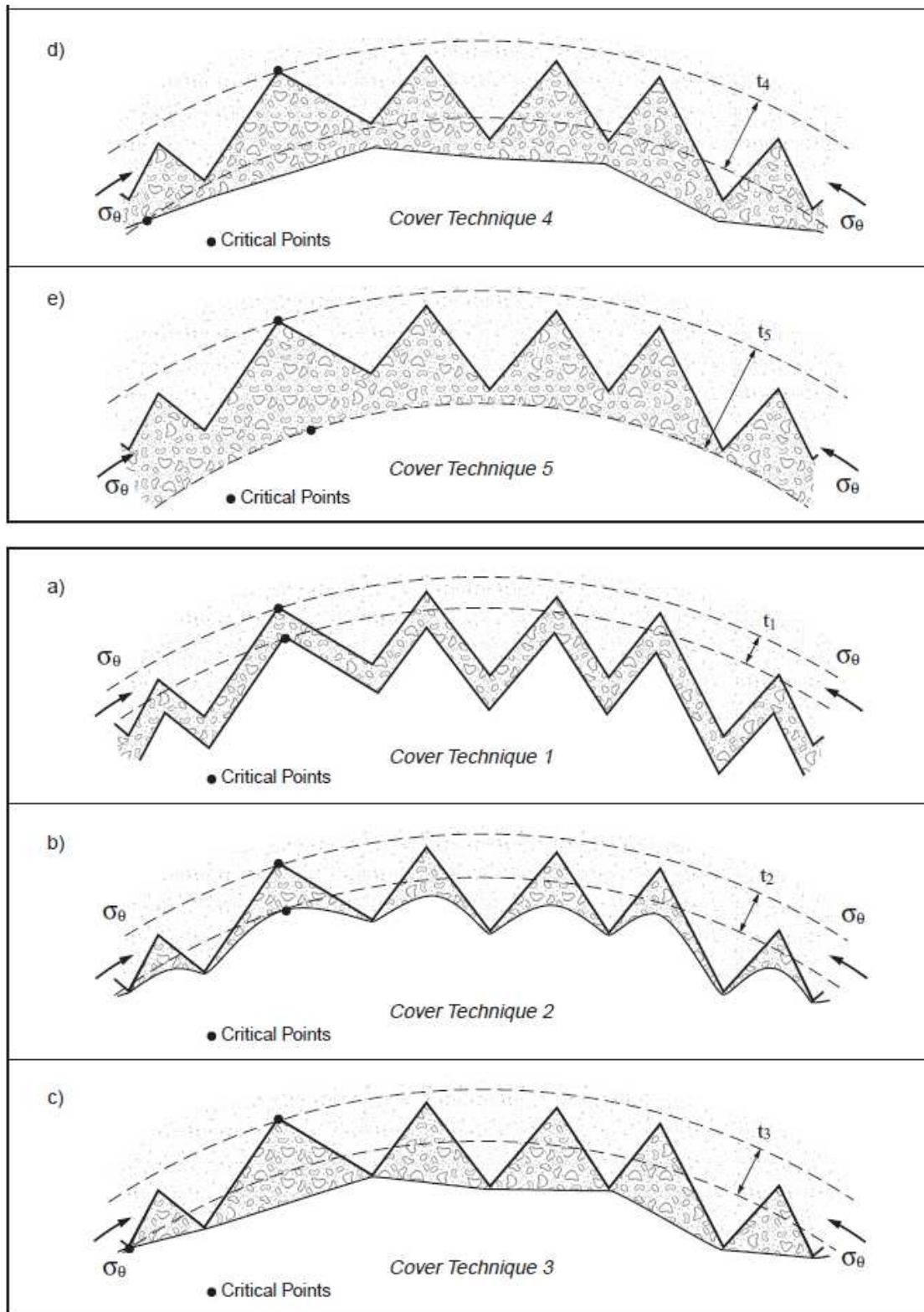
FLUXOGRAMA PARA DIMENSIONAMENTO DE SUPORTE – REFORÇO

(Hoek et. al, 1993)



Anexo II

TÉCNICAS DE PREENCHIMENTO DAS RUGOSIDADES DA ESCAVAÇÃO



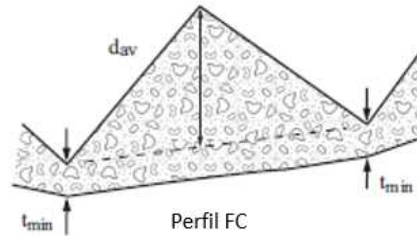
Anexo III

RELAÇÃO ENTRE TÉCNICA DE PREENCHIMENTO E DIMENSÃO DE COBERTURA

d) Tipo 4 – preenchimento e cobertura



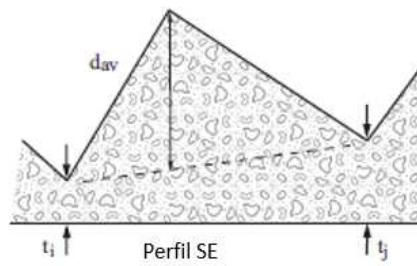
d')



e) Tipo 4 – Perfil de escavação especificado



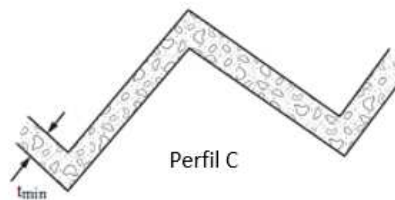
e')



a) Tipo 1 - cobertura



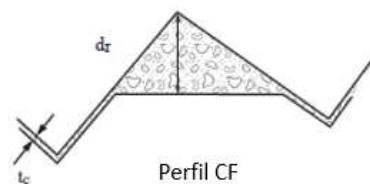
a')



b) Tipo 2 – cobertura e preenchimento



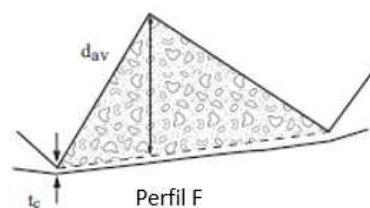
b')



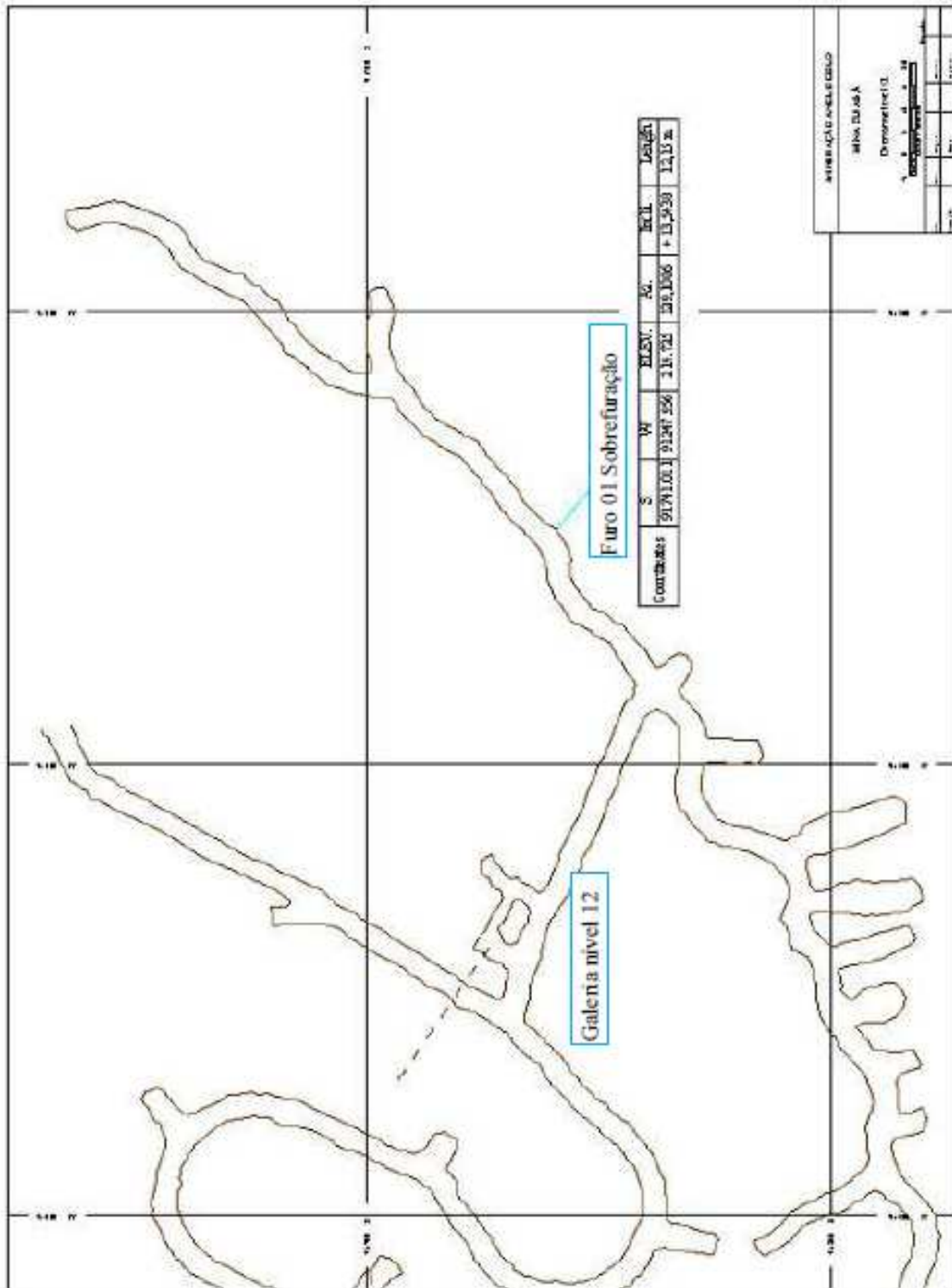
c) Tipo 3 – preenchimento



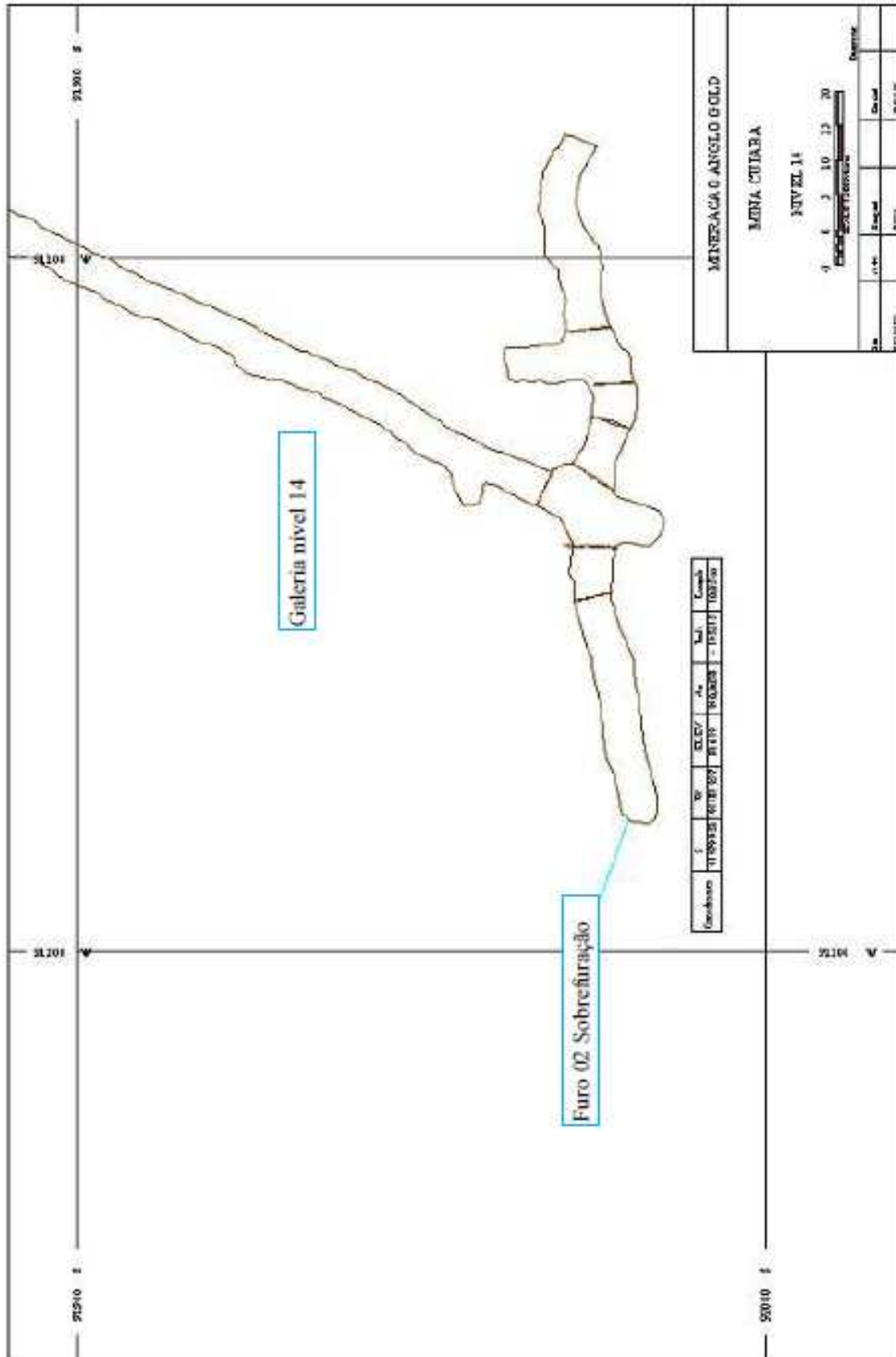
c')



Anexo IV
LOCALIZAÇÃO DO ENSAIO REALIZADO NO NÍVEL 12 EM 2004

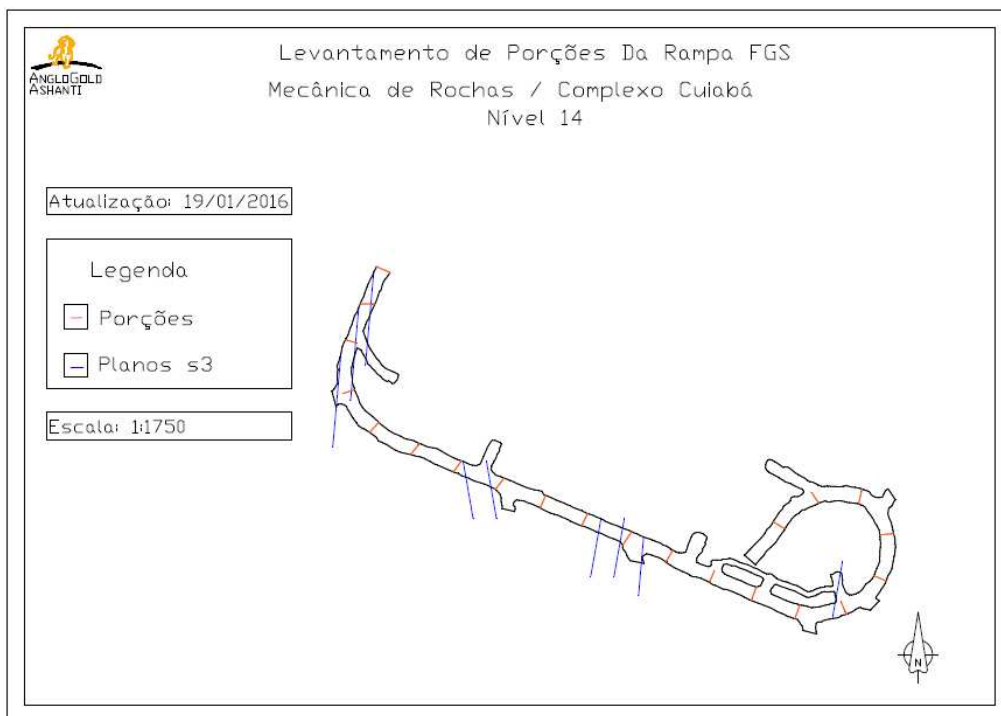
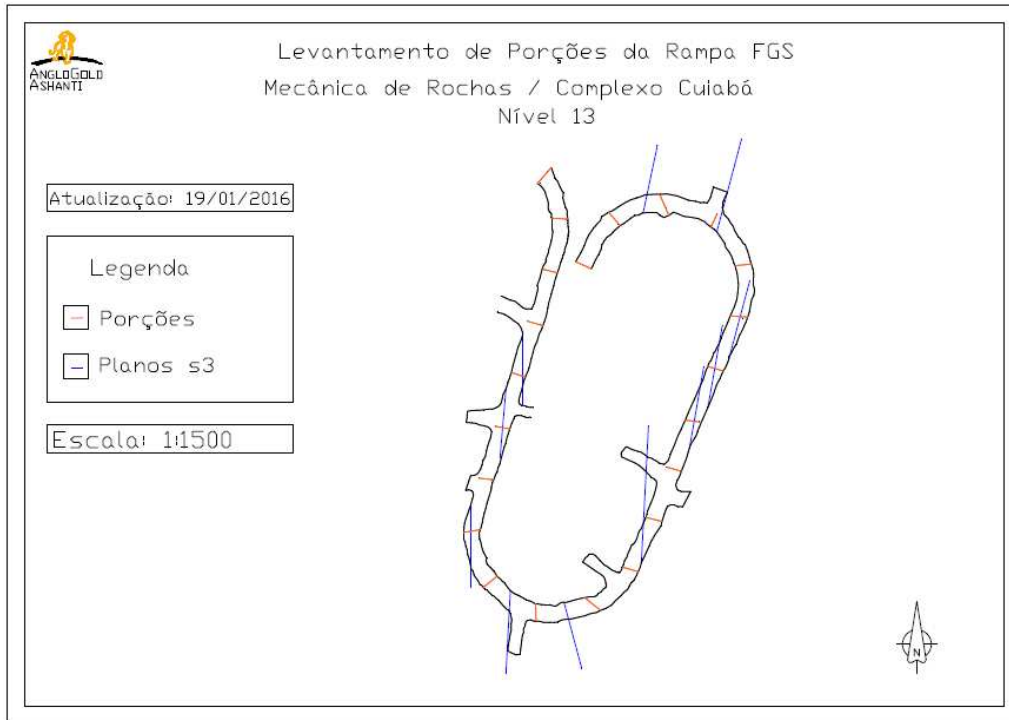


Anexo V
LOCALIZAÇÃO DO ENSAIO REALIZADO NO NÍVEL 14 – 2004



Anexo VI

MAPAS DE LOCALIZAÇÃO DA ESTRUTURA S3








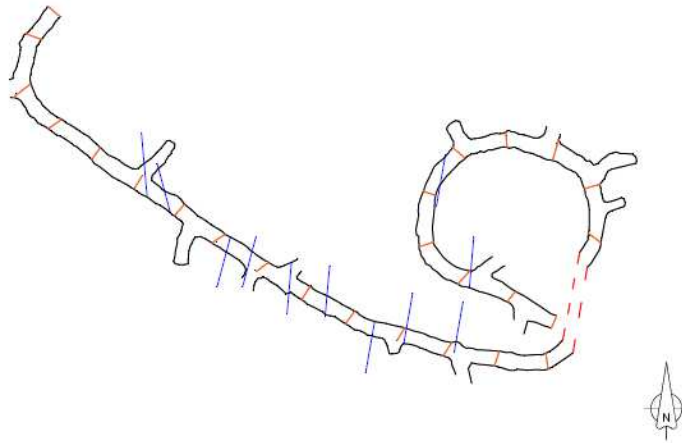
Levantamento de Porções Da Rampa FGS
Mecânica de Rochas / Complexo Cuiabá
Nível 15

Atualização: 19/01/2016

Legenda

-  Conexão das escavações
-  Porções
-  Planos s3




Escala: 1:1750



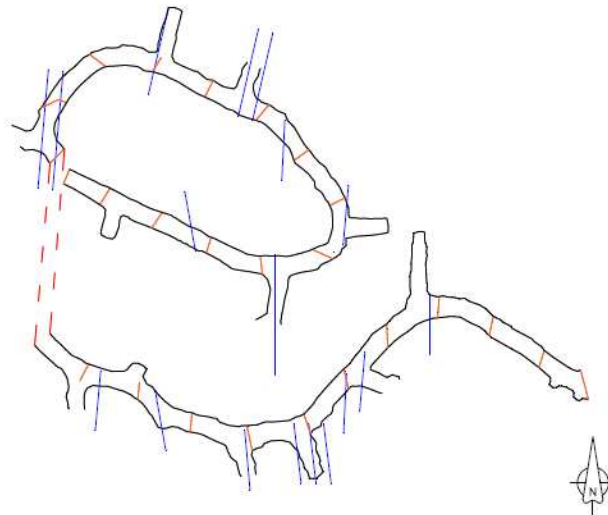
Levantamento de Porções Da Rampa FGS
Mecânica de Rochas / Complexo Cuiabá
Nível 16

Atualização: 19/01/2016

Legenda

-  Conexão das escavações
-  Porções
-  Planos s3

Escala: 1:1500








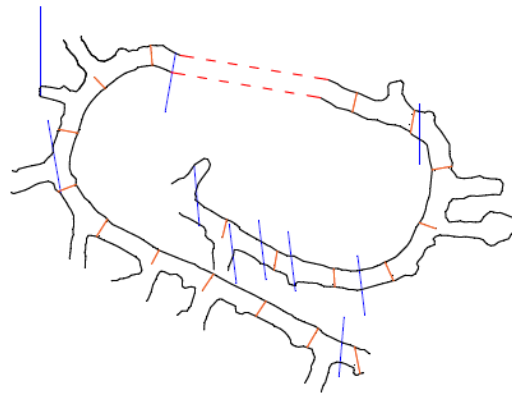
Levantamento de Porções Da Rampa FGS
Mecânica de Rochas / Complexo Cuiabá
Nível 17

Atualização: 19/01/2016

Legenda

-  Conexão das escavações
-  Porções
-  Planos s3




Escala: 1:1500



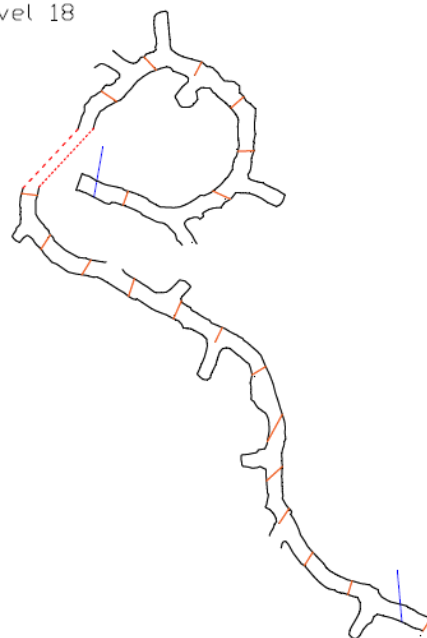
Levantamento de Porções Da Rampa FGS
Mecânica de Rochas / Complexo Cuiabá
Nível 18

Atualização: 19/01/2016

Legenda

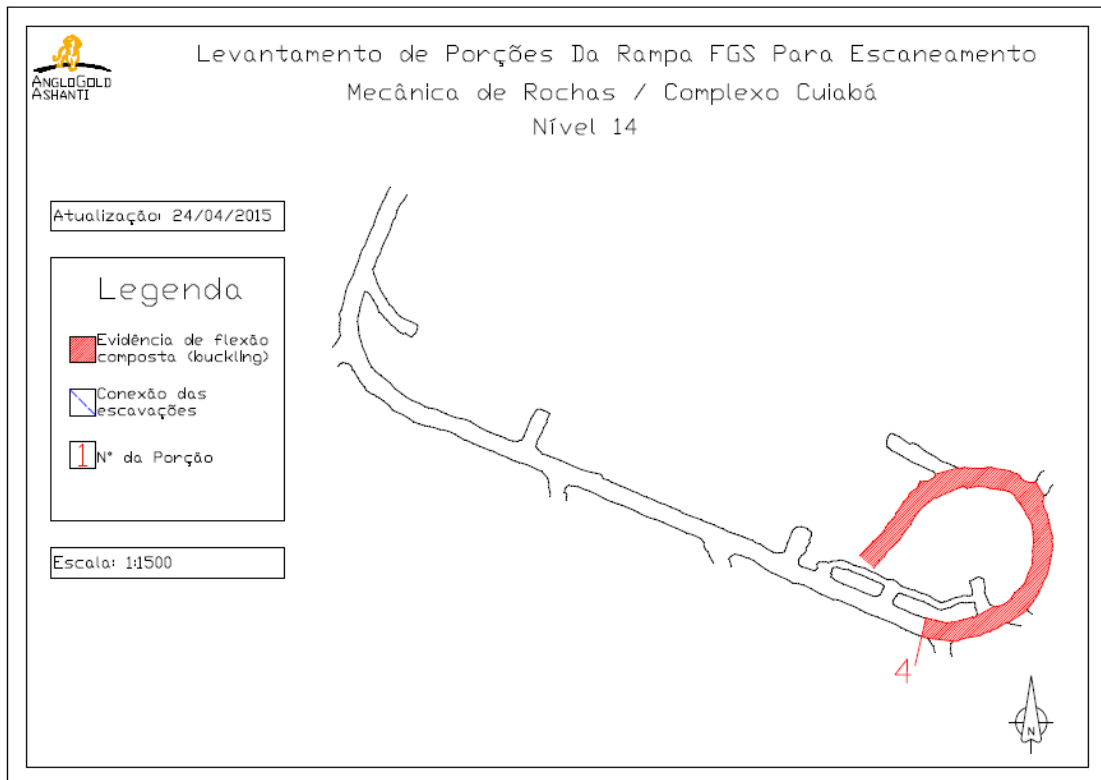
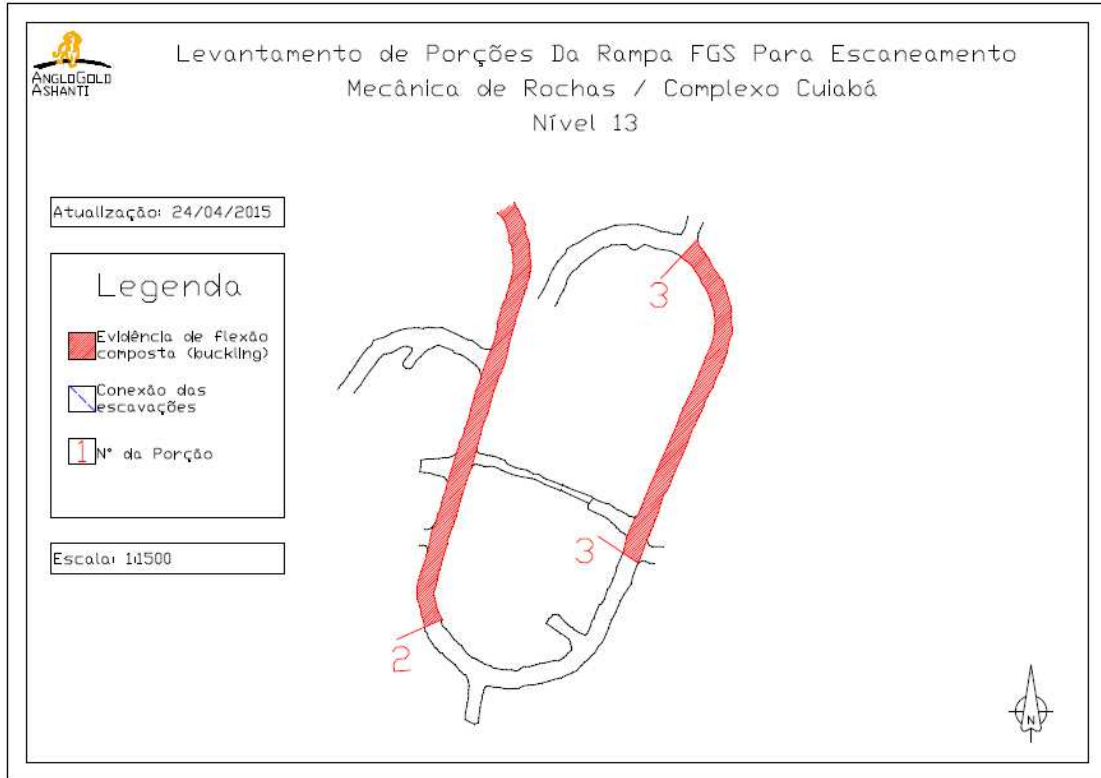
-  Conexão das escavações
-  Porções
-  Planos s3

Escala: 1:1750



Anexo VII

MAPEAMENTO QUALITATIVO QUANTO A EVIDÊNCIA DE *BUCKLING*





Levantamento de Porções Da Rampa FGS Para Escaneamento
Mecânica de Rochas / Complexo Cuiabá
Nível 15

Atualização: 24/04/2015

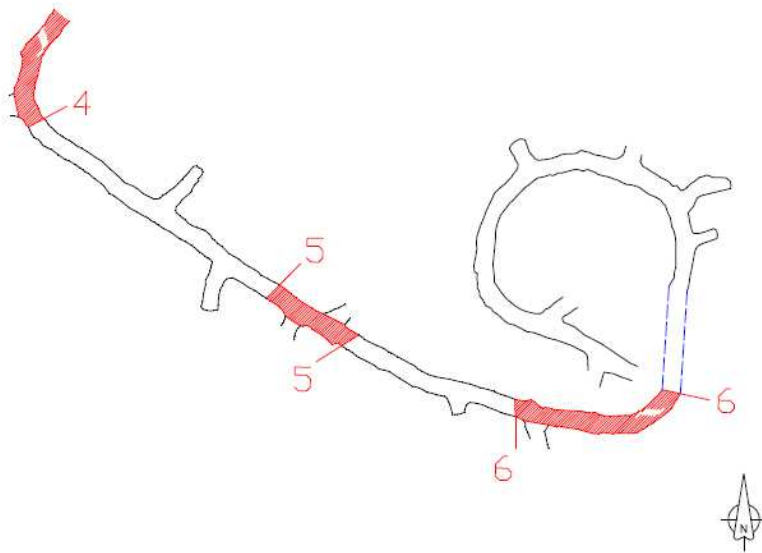
Legenda

Evidência de flexão composta (buckling)

Conexão das escavações

Nº da Porção

Escala: 1:1500



Levantamento de Porções Da Rampa FGS Para Escaneamento
Mecânica de Rochas / Complexo Cuiabá
Nível 16

Atualização: 24/04/2015

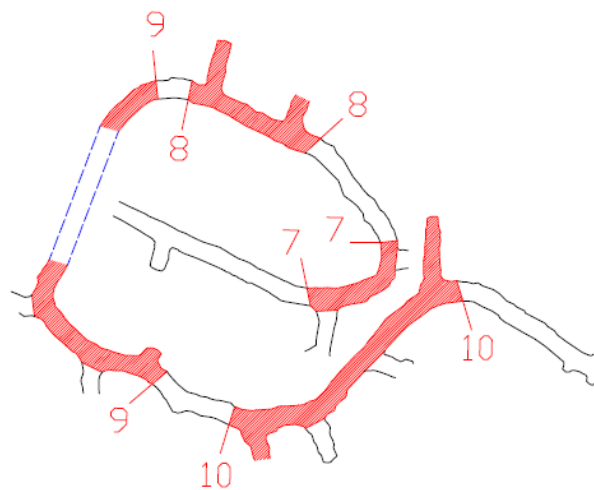
Legenda

Evidência de flexão composta (buckling)

Conexão das escavações

Nº da Porção

Escala: 1:1500







Levantamento de Porções Da Rampa FGS Para Escaneamento
Mecânica de Rochas / Complexo Cuiabá
Nível 17

Atualização: 24/04/2015

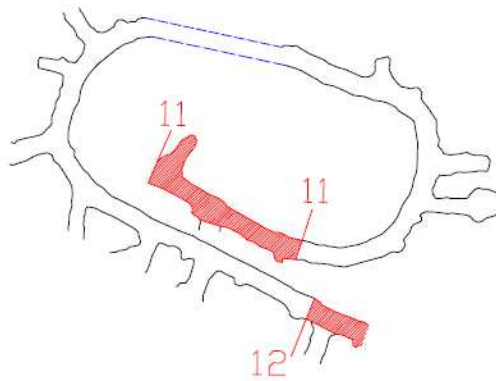
Legenda

 Evidência de flexão composta (buckling)

 Conexão das escavações

 N° da Porção


Escala: 1:1500





Levantamento de Porções Da Rampa FGS Para Escaneamento
Mecânica de Rochas / Complexo Cuiabá
Nível 18

Atualização: 24/04/2015

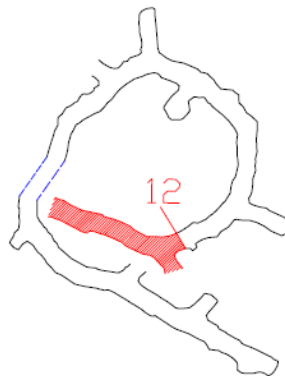
Legenda

 Evidência de flexão composta (buckling)

 Conexão das escavações

 N° da Porção

Escala: 1:1500



Anexo VIII

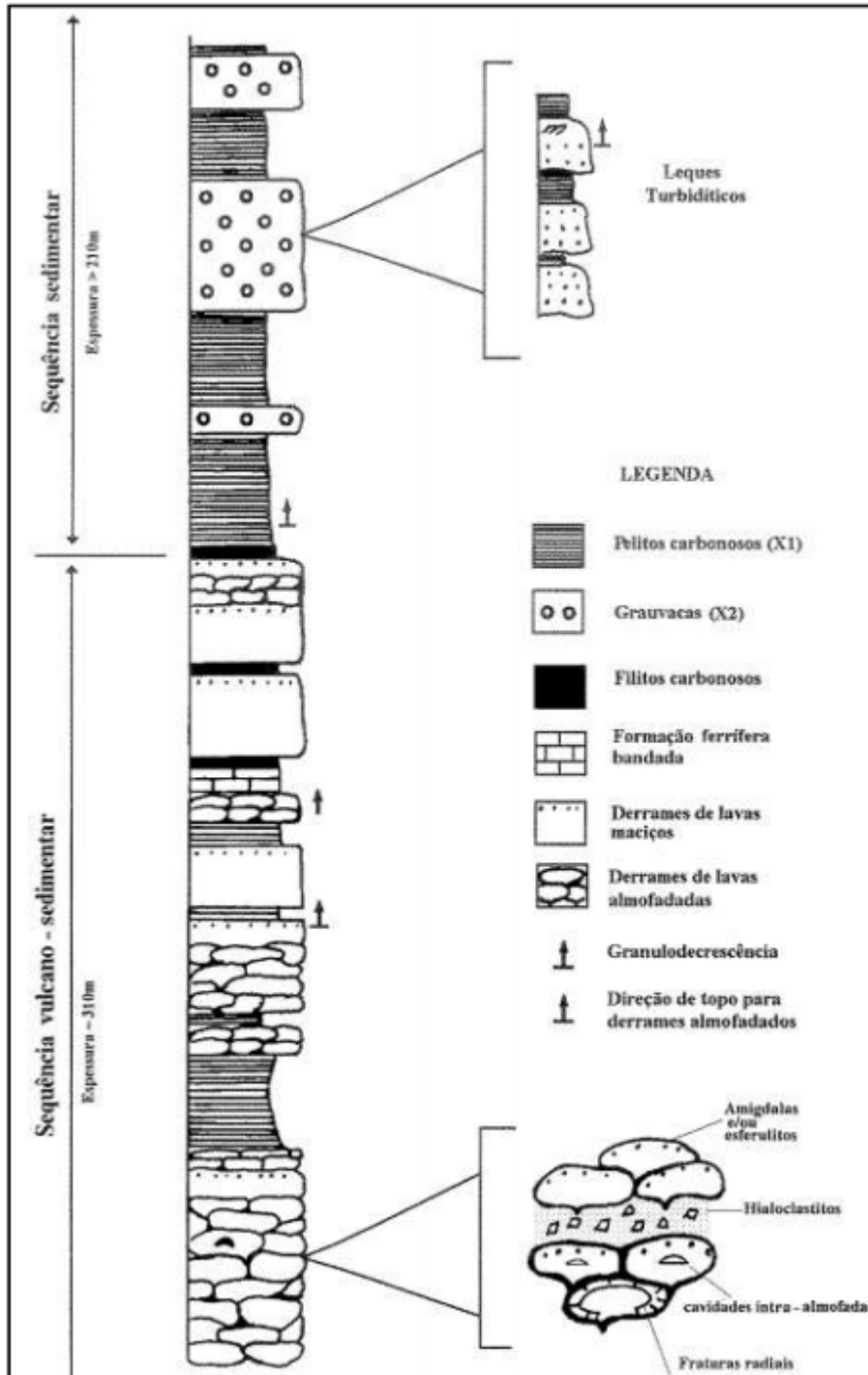
RECOMENDAÇÕES DE SUPORTE, HOEK *ET AL.*, 1993

Descrição Maciço Rochoso	Comportamento Maciço Rochoso	Especificações de Suporte	Aplicação de Concreto Projetado
Maciço rochoso metamórfico ou ígneo. Condições de baixa tensão.	Sem <i>spalling</i> , <i>slabbing</i> ou faturamento.	Desnecessário.	Desnecessário.
Maciço rochoso sedimentar. Condições de baixa tensão.	Superfície com alguns folhelhos, siltito ou argilitos podem causar intemperismo químico como resultado de mudança da umidade.	Selar superfície para prevenir intemperismo químico.	Aplicar concreto projetado de 25 mm de espessura em superfícies permanentes assim que possível após a escavação. Reparar danos no concreto projetado devido a desmonte.
Maciço rochoso com fratura única ou zona de cisalhamento.	Falha por ranhura pode ser fraco e erodível e causar problemas de estabilidade nas rochas fraturadas adjacentes.	Provisão de suporte e selamento de superfície nos arredores da zona de fraqueza da zona de cisalhamento.	Remover material mais fraco a uma profundidade igual à largura da fratura ou zona de fraqueza e vergalhões de argamassa nas “sound rock” adjacentes. Telas podem ser usadas se necessário suporte temporário. Preencher os vazios com concreto projetado. Usar concreto projetado reforçado com fibras de aço lateral para pelo menos a largura da zona de ranhura.
Maciço rochoso metamórfico ou ígneo. Condições de alta tensão.	<i>Slabbing</i> , <i>spalling</i> e possível dano por <i>rockburst</i> .	Retenção das rochas quebradas e controle da dilatação do maciço.	Aplicação de 50 mm de concreto projetado sobre telas ancoradas por tirantes ou aplicação de 50 mm de concreto projetado reforçado por fibras na rocha e instalação de tirantes com chapas de aço e então aplicação uma segunda camada de 25 mm de concreto. Estender a aplicação do concreto para as paredes laterais se necessário.
Maciços rochosos sedimentares. Condições de alta tensão.	<i>Slabbing</i> , <i>Spalling</i> e possível compressão em folhelhos e rochas macias.	Retenção da rocha quebrada e controle da compressão.	Aplicação de camada de 75 mm de concreto projetado reforçado com fibras de aço diretamente na rocha limpa. Tirantes e cavilhas também são necessárias para suporte adicional.
Rochas metamórficas e ígneas com fraturas pouco espaçadas.	Potencial para cunhas ou queda ou deslizamento de blocos devido a carga gravitacional.	Provisão de suporte além do disponível por tirantes ou cabos.	Aplicação de 50 mm de concreto projetado reforçado por fibras na superfície rochosa nas quais as fraturas estão expostas.

Condições de baixa tensão.			
Rochas sedimentares com planos de estratificação ou faturamento pouco espaçados. Condições de baixa tensão.	Potencial para cunhas ou queda ou deslizamento devido a carga gravitacional. Planos de estratificação expostos podem se deteriorar com o tempo.	Provisão de suporte além do disponível por tirantes ou cabos. Selamento dos planos de fraqueza de estratificação expostos.	Aplicação de 50 mm de concreto projetado com fibras na superfície rochosas nas quais os traços de descontinuidade estão expostos, com atenção especial para os traços do plano de estratificação.
Rochas metamórficas e ígneas fraturadas. Condições de alta tensão.	Combinação de falhas estruturais e controladas por tensões ao redor dos limites da abertura.	Retenção das rochas quebradas e controle da dilatação da massa rochosa.	Aplicação de 75 mm de concreto projetado sobre tela ancorado por tirantes ou aplicação de 75 mm de concreto projetado reforçado com fibras de aço na rocha, instalação de tirantes com chapa de aço e então aplicação de uma segunda camada de concreto de 25 mm. Camadas de concreto espessas podem ser necessárias nas concentrações de alta tensão.
Rochas sedimentares fracas fraturas e com estratigrafia. Condições de alta tensão.	<i>Slabbing, Spalling</i> e possível compressão.	Controle do faturamento e compressão do maciço rochoso.	Aplicação de 75 mm de concreto projetado com fibra de aço para corrigir as superfícies rochosas assim que possível, instalação de tirantes com placa de aço através do concreto, aplicar uma segunda camada de concreto de 75 mm.
Rocha metamórfica ou ígnea altamente fraturada. Condições de tensão baixa.	Desvencilhamento de pequenas cunhas ou blocos definidos pelas intersecções das fraturas.	Prevenção do desvencilhamento progressivo.	Aplicação de 50 mm de concreto projetado reforçado com fibras de aço no teto da escavação. Tirantes ou cavilhas podem ser necessárias para suporte adicional de blocos largos
Rochas sedimentares altamente fraturas e com estratigrafia. Condições de baixa tensão.	Separação estratigráfica num amplo leque das escavações e desvencilhamento dos traços de acamamento em faces inclinadas.	Controle da separação estratigráfica e desvencilhamento.	Tirantes e cavilhas necessários para controlar a separação estratigráfica. Aplicação de 75 mm de concreto projetado reforçado com fibras no plano de acamamento após atirantamento.
Rochas metamórficas ou ígneas altamente fraturadas, conglomerados ou preenchimento de cimento. Condições de alta tensão.	Compressão e fluxo 'plástico' de maciço rochoso ao redor da abertura.	Controle da dilatação e fraturamento do maciço rochoso.	Aplicação de 100 mm de concreto projetado reforçado com fibras assim que possível e instalação de tirantes com placas de aço através do concreto,

			Aplicação de 50 mm adicional de concreto se necessário. Estender suporte para paredes laterais, se necessário.
Rochas sedimentares altamente fraturadas com superfícies revestidas com argila. Condições de alta tensão.	Compressão e fluxo 'plástico' de maciço rochoso ao redor da abertura. Rochas ricas em argila podem dilatar.	Controle de dilatação e faturamento do maciço rochoso.	Aplicação de 50 mm de concreto projetado reforçado com fibras assim que possível, instalar vigas de treliça ou cambota leve, com escoramento invertido onde requerido, então mais concreto projetado reforçado com fibra para cobrir as cambotas ou vigas. Pré-suportes temporários podem ser necessários para estabilizar a face à frente da escavação. Intervalos podem ser deixados no concreto final para permitir o movimento resultante da compressão e dilatação. O intervalo deve ser fechado uma vez que a abertura é estabilizada.
Condições moderadas de <i>rockburst</i> em maciços rochosos sujeitos a condições de alta tensão.	<i>Spalling, slabbing</i> e <i>rockburst</i> moderado.	Retenção de rochas quebradas e controle de propagação de fraturamento.	Aplicação de 50 a 100 mm de concreto projetado sobre tela ou cabos que é firmemente anexado na superfície rochosa que resulta em plastificação dos tirantes ou cabos.

Anexo IX
COLUNA ESTATIGRÁFICA ESQUEMÁTICA, TOLEDO (1997)



Anexo X**MEDIÇÃO DE *OVERBREAK* PARA OS NÍVEL 19 COM CONCRETO PROJETADO NO CICLO**

Medição de <i>overbreak</i> para Nível 19 da rampa Fonte Grande Sul	
Massa Executada (t)	5660
Massa Planjeada (t)	4980
<i>Overbreak</i> (t)	1070
<i>Underbreak</i> (t)	405
<i>Overbreak</i> equivalente (%)	11,74%
Levantamento realizado entre os dias 09/junho/16 e 14/junho/16, ao longo de 71,81 metros de rampa.	