FELIPE GIUSEPONE

Critérios recentes de ruptura na estabilidade de lavra a céu aberto

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia

São Paulo

2011

CONSULTA
FD-5585
Ed.rev.

FELIPE GIUSEPONE

Critérios recentes de ruptura na estabilidade de lavra a céu aberto

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Engenharia

Área de concentração:
Engenharia mineral

Orientador: Prof. Titular
Lineu Azuaga Ayres da Silva

São Paulo

2011

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo 06 de janeiro de 2011.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

Giusepone, Felipe
Critérios recentes de ruptura na estabilidade de lavra a céu aberto / F. Giusepone. -- ed.rev. -- São Paulo, 2011.
164 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo.

1. Mecânica de rochas 2. Taludes 3. Mineração a céu aberto 4. Rochas calcárias 5. Métodos empíricos (Projeto) I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo II. t.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais que sempre me apoiaram nos momentos mais difíceis da minha vida e com afinco lutaram para minha formação educacional e profissional. Agradecimento especial também para meus irmãos: Gilberto Alvarez Giusepone e Fabiola Giusepone e para minha sobrinha Natasha Helena Giusepone de Jesus.

A minha esposa Joana Nicolini Cunha, que com carinho e amor suportou meus momentos difíceis e com companheirismo me apoiou para eu finalizar esta dissertação.

Ao amigo geólogo Marcelo Rossi, que sempre acreditou e apoiou a minha dedicação nesta dissertação, e por muitas vezes foi um "orientador" no campo para os meus trabalhos, com discussões sempre pertinentes ao tema.

Aos geólogos Leonardo Silva e Felipe Pimenta que colaboraram com a descrição dos furos de sondagem e com o modelo litológico da jazida.

Aos demais amigos da Mineração Belocal que de alguma forma colaboraram com a dissertação e com a formação profissional deste autor.

Também não podia esquecer do engenheiro Luiz Carlos Ghizzi e do Geólogo Silvio Saad, pessoas que estimo e que colaboraram em muito no início de minha vida profissional e me encorajaram a iniciar a pós-graduação.

Finalmente, ao Orientador e professor Titular Lineu Azuaga Ayres da Silva, pela orientação, apoio, estimulo transmitido durante todo o trabalho e por seus ensinamentos que levo para minha vida profissional.

RESUMO

Projetos de estabilidade de escavações mineiras por meio de estudos de caracterização do maciço rochoso com o uso da mecânica de rochas são indispensáveis para otimizar o aproveitamento das jazidas, garantir segurança nas operações de lavra e minimizar os impactos ambientais decorrentes da instabilidade dos taludes da cava.

Nesta dissertação utilizou-se de critérios recentes de ruptura em rocha, para obtenção de dados de entrada em métodos já clássicos de análise da estabilidade de taludes em maciços rochosos para a cava de dolomito lavrada a céu aberto.

Os critérios utilizados são avaliados com relação à coerência dos resultados obtidos com sua aplicação e a compatibilidade com a situação atual observada na lavra em desenvolvimento. Análises sobre a paralisação da lavra em decorrência dos problemas de instabilidade também são avaliadas e discutidas.

Para ilustrar esta dissertação foi eleita a jazida de dolomito localizada no Sinclinal do Gandarela em virtude dos problemas de instabilidade encontrados na cava.

Palavras chave: Mecânica de rochas, Taludes, Mineração a céu aberto, Rocha calcária, Métodos empíricos de projeto.

ABSTRACT

The design of stable excavations using rock masses characterization with the tools provided by rock mechanics, are indispensable for optimizing the economic exploitation of ore deposits, to ensure the safety in the mining works and to minimize the environmental impacts deriving of the open pit slopes instability.

In this Dissertation, for obtain the input data for classic methods of rocky slopes stability analyses, it is used the most recent criteria of rock mass failure applied for an open pit mine of dolomite.

The utilized criteria compatibility will be evaluated by the results obtained with their utilization and the coherence with the real situation verified at the developing mine.

Will be evaluated and discussed the analyses about the stoppage of the mine works due to the slope instability problems.

To illustrate this Dissertation are elected a dolomite ore deposit situated at the Gandarela Synclinal on account of the instability problems that occurred in the mine pit.

Keywords: Rock Mechanics, Slopes, Open Pit Mines, Calcareous Rock, Empirical Design Methods

LISTA DE FIGURA

FIGURA 1 – RELAÇÃO ENTRE AS TENSÕES DE CISALHAMENTO E NORMAL, FONTE DE HOEK & BRAY (1981), (TRADUÇÃO DO AUTOR). 20
FIGURA 2 – PROPRIEDADES DAS DESCONTINUIDADES; FONTE HUDSON (1989), (TRADUÇÃO DO AUTOR). 21
FIGURA 3 – REPRESENTAÇÃO ESTEREOGRÁFICA DO GRANDE CÍRCULO E PÓLO DA DESCONTINUIDADE DE 130º/50º PASSO A PASSO; FONTE HOEK & BRAY (1981), (TRADUÇÃO DO AUTOR). 22
FIGURA 4 – PRINCIPAL FAMÍLIA DE DESCONTINUIDADES RESPONSÁVEL PELA INSTABILIDADE DA CAVA DE DOLOMITO EM ESTUDO NESTA DISSERTAÇÃO; DATA 14/02/2007, (FOTO DO AUTOR). 23
FIGURA 5 – AS TRÊS FAMÍLIAS DE JUNTAS SECUNDÁRIAS PRESENTES NA ÁREA DE ESTUDO DESTA DISSERTAÇÃO; DATA 14/02/2007, (FOTO DO AUTOR) 24
FIGURA 6 – A FORMAÇÃO DE BLOCOS DA ESTRUTURA DO MACIÇO ROCHOSO EM DECORRÊNCIA DO ESPAÇAMENTO ENTRE DESCONTINUIDADES; DATA 10/05/2007, (FOTO DO AUTOR) 25
FIGURA 7 – GRÁFICO DA INFLUÊNCIA DA RUGOSIDADE NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM DESCONTINUIDADES; FONTE: HOEK & BRAY, (1981), (TRADUÇÃO DO AUTOR) 27
FIGURA 8 – GRÁFICO DA INFLUÊNCIA DO PREENCHIMENTO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM DESCONTINUIDADES; FONTE: HOEK & BRAY, (1981), (TRADUÇÃO DO AUTOR). 29
FIGURA 9 – GRÁFICO DA INFLUÊNCIA DA PRESENÇA DE ÁGUA A ESTABILIDADE DAS ESCAVAÇÕES; FONTE: HOEK & BRAY, (1981), (TRADUÇÃO DO AUTOR). 30
FIGURA 10 – GRÁFICO DOS QUATROS MODOS DE RUPTURA DE TALUDES EM ROCHA PELA ORIENTAÇÃO DA ESCAVAÇÃO E DOS PLANOS DE DESCONTINUIDADES; FONTE: HOEK & BRAY, (1981),(TRADUÇÃO DO AUTOR). 32
FIGURA 11 – RISCOS DA RUPTURA CIRCULAR DA MINA DE ARGILA LOCALIZADA NA CHINA ENFATIZANDO A SUPERFÍCIE CÔNCAVA DE ESCORREGAMENTO; FONTE: HOEK & BRAY, (1981), (TRADUÇÃO DO AUTOR) 34
FIGURA 12 – CONDIÇÕES GEOMÉTRICAS PARA A ANÁLISE DE RUPTURA PLANAR; FONTE: GUIDICINI E NIEBLE (1976). 35
FIGURA 13 – RUPTURA PLANAR EXISTENTE NO TALUDE NORTE DA CAVA DATA 10/05/2007, (FOTO DO AUTOR). 36
FIGURA 14 – CONDIÇÕES GEOMÉTRICAS PARA A ANÁLISE DE RUPTURA EM CUNHA; FONTE: MODIFICADO HOEK & BRAY, (1981) 38
FIGURA 15 – RUPTURA EM CUNHA EXISTENTE NO TALUDE OESTE DA CAVA DATA 15/07/2010, (FOTO DO AUTOR) . 39
FIGURA 16– CONDIÇÕES GEOMÉTRICAS REQUERIDAS PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA RUPTURA EM CUNHA, FONTE: ADAPTADO DE HOEK & BRAY, (1981). 42
FIGURA 17 – CONDIÇÕES GEOMÉTRICAS PARA A ANÁLISE DE RUPTURA EM TOMBAMENTO; FONTE: DE HOEK & BRAY (1981), (TRADUÇÃO DO AUTOR) 43
FIGURA 18 – CONDIÇÕES GEOMÉTRICAS REQUERIDAS PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA RUPTURA PÓR TOMBAMENTO, FONTE: ADAPTADO DE HOEK & BRAY, (1981). 44

FIGURA 19 – ANÁLISE PARA A RUPTURA EM FATIAS; FONTE: MODIFICADO DE CARSON & KIRBY, (1972). 48
FIGURA 20 – GRÁFICO DO PERFIL DE VELOCIDADE DO ESCORREGAMENTO POR RASTEJO NUMA SEÇÃO AA – FONTE: LACERDA, (1966). 52
FIGURA 21– MOVIMENTAÇÃO DE RASTEJO DA COBERTURA DO TOPO ROCHOSO NO TALUDE NORTE, DATA: 15/02/07, (FOTO DO AUTOR) 53
FIGURA 22 – ESCORREGAMENTO EM FORMA DE CORRIDA PRESENTE NA CAVA – DATA: 10/01/2010, (FOTO DO AUTOR). 54
FIGURA 23 - REPRESENTAÇÃO DO CÁLCULO DO RQD NO TESTEMUNHO DE SONDAGEM, FONTE: ADAPTADO DE DEERE ET AL (1967) 58
FIGURA 24 - ÁBACO DA CLASSIFICAÇÃO DO SISTEMA Q,; FONTE: MODIFICADO DO NGI 61
FIGURA 25 – ÁBACO PARA OBTENÇÃO DO GSI PARA DOLOMITO, FONTE: MARINOS E HOEK (2000), (TRADUÇÃO DO AUTOR). 63
FIGURA 26 - ENSAIO DE "TILT TEST" EQUIPAMENTO DISPONÍVEL NO LABORATÓRIO DE MECÂNICA DE ROCHAS DO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE MINAS – EPUSP. 68
FIGURA 27 - GRÁFICO PARA A LEITURA DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA A TENSÃO SUPERFICIAL POR MEIO DO ESCLEROMETRO SCHMIDT. FONTE PROCEQ, SA 69
FIGURA 28 - MAPA GEOLÓGICO SIMPLIFICADO DO CRÁTON DO SÃO FRANCISCO; FONTE: MODIFICADO POR ALKMIM ET AL. 1993 74
FIGURA 29 – IMAGEM DE SATÉLITE DA REGIÃO DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO COM FOCO NO SINCLINAL DO GANDARELA – FONTE THREETEK. 80
FIGURA 30 – DETALHE DA CAVA MOSTRANDO OS ESFORÇOS E DOBRAMENTOS A QUE FORAM SUBMETIDAS AS LITOLOGIAS NA REGIÃO DO SINCLINAL DO GANDARELA, (FOTO DO AUTOR). 81
FIGURA 31– MAPA TOPOGRÁFICO ORIGINAL DO TERRENO EM ESTUDO COM A LOCALIZAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM RESSALTANDO AS DIVERSAS CAMPANHAS DE PESQUISA. 83
FIGURA 32– REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO MODELO GEOLÓGICO ESTRUTURAL DA JAZIDA E O PERFIL AA' CONSIDERANDO A TOPOGRAFIA ORIGINAL DO TERRENO. 84
FIGURA 33 - REPRESENTAÇÃO ESTEREOGRÁFICA DAS FAMÍLIAS DE DESCONTINUIDADES PRESENTES NA ÁREA DE ESTUDO. 87
FIGURA 34 – LEVANTAMENTO DO PARÂMETRO RQD DOS TESTEMUNHOS DE SONDAGEM DA ÁREA DE ESTUDO – CAIXA DE TESTEMUNHO ARMAZENADAS EM GALPÕES, (FOTO DO AUTOR). 90
FIGURA 35 – TESTEMUNHO DE SONDAGEM DE ROCHA ALTERADA APÓS 12 ANOS DE ARMAZENAMENTO, (FOTO DO AUTOR) 91
FIGURA 36 – APRESENTAÇÃO DO CALCULO DO RQD NOS TESTEMUNHOS QUEBRADOS E COM LASCAS, (FOTO DO AUTOR) 92
FIGURA 37 – IDENTIFICAÇÃO DOS TESTEMUNHOS COLETADOS PARA OS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO UNIAXIAL NAS CAIXAS DE SONDAGENS ONDE FORAM COLETADOS. 94

FIGURA 38 – IDENTIFICAÇÃO DOS TESTEMUNHOS ANTES A APÓS OS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO UNIAXIAL 94
FIGURA 39– TESTES PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA SUPERFICIAL PELO ESCLEROMETRO SCHMIDT. 96
FIGURA 40 – AMOSTRAS PARA OS ENSAIOS DE *TILT TEST* POR MEIO DO CORTE DE BLOCOS DE ROCHAS, DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE MINAS E PETRÓLEO DA EPUSP. 97
FIGURA 41 – REPRESENTAÇÃO DA ANÁLISE CINEMÁTICA DOS TIPOS DE RUPTURA BASEADOS NA DIREÇÃO E MERGULHO DAS DESCONTINUIDADES COM A DIREÇÃO E ÂNGULO GERAL DA FACE DA ESCAVAÇÃO MINEIRA. 100
FIGURA 42 – REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DA ENVOLTÓRIA DE RUPTURA PARA O DOLOMITO CINZA NA REGIÃO SUL DA CAVA EM ESTUDO. 102
FIGURA 43 – GRÁFICO PARA A ANÁLISE DA RUPTURA PLANA NO TALUDE NORTE DA CAVA – D.I DOLOMITO IMPURO. 103
FIGURA 44 – GEOMETRIA REQUERIDA PARA A ANÁLISE DA RUPTURA EM CUNHA PARA O TALUDE OESTE. 107
FIGURA 45 – GRÁFICO DA ANÁLISE DA RUPTURA EM CUNHA NO TALUDE OESTE DA CAVA – D.R DOLOMITO ROSA; D.I DOLOMITO IMPURO; A ARDÓSIA; D.C DOLOMITO CINZA. 108
FIGURA 46 – GEOMETRIA REQUERIDA PARA A ANÁLISE DA RUPTURA EM CUNHA PARA O TALUDE SUL. 110
FIGURA 47 – REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DA ANÁLISE DA RUPTURA EM CUNHA NO TALUDE SUL DA CAVA, D.R DOLOMITO ROSA; D.I DOLOMITO IMPURO; A ARDÓSIA; D.C DOLOMITO CINZA. 111
FIGURA 48 – REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DA ANÁLISE DA RUPTURA POR TOMBAMENTO NO TALUDE LESTE DA CAVA – D.R DOLOMITO ROSA; D.I DOLOMITO IMPURO; A ARDÓSIA; D.C DOLOMITO CINZA. 114
FIGURA 49 – REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO TALUDE NORTE COM OS ÂNGULOS DE TALUDES PARA CADA LITOLOGIA – D.R DOLOMITO ROSA; D.I DOLOMITO IMPURO; A ARDÓSIA; D.C DOLOMITO CINZA. 119
FIGURA 50 – RELAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA OBTIDO PELOS CRITÉRIOS DE HOEK-BROWN (2000) E BARTON-BANDIS (1982) PARA RUPTURA PLANAR. 123
FIGURA 51 – COMPARATIVO ENTRE O ÂNGULO DE PROJETO, OS ÂNGULOS ATUAIS DE TALUDE E A ESTABILIDADE DA LAVRA. 124
FIGURA 52 – CAVA DE EXAUSTÃO PROJETADA PARA A CAVA DE DOLOMITO CONSIDERANDO OS ÂNGULOS ANALISADOS NESTA DISSERTAÇÃO PARA F.S DE 1,25. 126

LISTA DE TABELA

TABELA 1 – CLASSIFICAÇÃO DO ESPAÇAMENTO DAS DESCONTINUIDADES – FONTE: ISRM. 26
TABELA 2– CLASSIFICAÇÃO DE TERZAGHI; FONTE: TERZAGHI (1946), (TRADUÇÃO DO AUTOR) 57
TABELA 3 – CLASSIFICAÇÃO DE DEERE; FONTE: MODIFICADO DE DEERE ET AL (1967). 57
TABELA 4 – OBTENÇÃO DO PARÂMETRO "A", EXEMPLO DA CLASSIFICAÇÃO RSR; FONTE: WICKHAM ET AL. (1967), (TRADUÇÃO DO AUTOR) 59
TABELA 5 – CLASSIFICAÇÃO RMR – FONTE: ADAPTADO DE BIENIASWSKI (1974). 60
TABELA 6 - VALORES DA CONSTANTE M_I PARA ROCHA INTACTA E POR TIPO DE ORIGEM, FONTE: MARINOS E HOEK (2000), (TRADUÇÃO DO AUTOR) 65
TABELA 7 – REPRESENTAÇÃO DA COLUNA ESTRATIGRÁFICA DO QUADRILÁTERO FERRÍFERO, FONTE: DORR (1969) 76
TABELA 8 - VALORES OBTIDOS DA DIREÇÃO DAS DESCONTINUIDADES E OS RESPECTIVOS MERGULHOS ENCONTRADOS NA ÁREA DE ESTUDO DA SINCLINAL DO GANDARELA. 87
TABELA 9 - EXEMPLO DA DETERMINAÇÃO DAS CONDIÇÕES DAS SUPERFÍCIES DAS DESCONTINUIDADES PARA A LITOLOGIA DOLOMITO CINZA NA PORÇÃO LESTE DA ÁREA DE ESTUDO. 89
TABELA 10 - VALORES ESTIMADOS PARA AS CONDIÇÕES DA SUPERFÍCIE DAS DESCONTINUIDADES PARA CADA LITOLOGIA E REGIÃO DA ÁREA DE ESTUDO. 89
TABELA 11 - VALORES ESTIMADOS PARA O RQD PARA CADA LITOLOGIA E REGIÃO DA ÁREA DE ESTUDO. 92
TABELA 12 - VALORES OBTIDOS PARA A INTENSIDADE DA DESCONTINUIDADE PARA CADA LITOLOGIA E REGIÃO DA ÁREA DE ESTUDO. 93
TABELA 13 - VALORES OBTIDOS PARA A RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO UNIAXIAL PARA CADA LITOLOGIA E REGIÃO DA ÁREA DE ESTUDO. 95
TABELA 14 - VALORES DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SUPERFICIAL PARA AS LITOLOGIAS EM SUPERFÍCIE DE DESCONTINUIDADE ALTERADA. 96
TABELA 15 - VALORES DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SUPERFICIAL PARA AS LITOLOGIAS EM SUPERFÍCIE DE DESCONTINUIDADE INALTERADA. 97
TABELA 16 - VALORES DOS ÂNGULOS DE ATRITO RESIDUAL (Φ_B) 98
TABELA 17 - VALORES OBTIDOS PARA AS CONSTANTES GSI E MI POR LITOLOGIA E REGIÃO DA CAVA DE DOLOMITO EM ESTUDO. 101
TABELA 18 - VALORES OBTIDOS PARA A COESÃO E ÂNGULO DE ATRITO PELA ENVOLTÓRIA DE RUPTURA PARA CADA LITOLOGIA E REGIÃO DA CAVA 102
TABELA 19 - RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES PARA O CÁLCULO DO FS E ÂNGULO GERAL DE FACE PARA O TALUDE NORTE DA CAVA 106
TABELA 20 - RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES PARA O CÁLCULO DO FS NOS CONTATOS LITOLÓGICOS PARA O TALUDE OESTE DA CAVA. 109

TABELA 21 - RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES PARA O CÁLCULO DO F.S. NOS LITOTIPOS PARA O TALUDE SUL DA CAVA. 112
TABELA 22 - RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES VARIANDO O ÂNGULO GERAL DE FACE PARA O CÁLCULO DO F.S. NOS LITOTIPOS PARA O TALUDE SUL DA CAVA. 113
TABELA 23 - RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES PARA O CÁLCULO DO F.S. PARA A RUPTURA POR TOMBAMENTO NO TALUDE LESTE DA CAVA. 116
TABELA 24 - ÂNGULOS GERAIS DE TALUDE PARA A CAVA DE EXAUSTÃO DE DOLOMITO 125

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 13

1.1 OBJETIVO 15

1.2 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS 16

2 FUNDAMENTAÇÃO 17

2.1 MECÂNICA DE ROCHAS 17

2.1.1 Parâmetros geomecânicos 19

2.1.1.1 Descontinuidades 21

2.1.1.2 Presença de água nos taludes 29

2.1.2 Mecanismos de ruptura de taludes em rocha e fator de segurança 31

2.1.2.1 Ruptura circular 33

2.1.2.2 Ruptura Planar 34

2.1.2.3 Ruptura em cunha 38

2.1.2.4 Ruptura por tombamento 42

2.1.2.5 Desmoronamentos 47

2.1.3 Mecanismos de ruptura em solo 51

2.1.3.1 Escorregamentos 51

2.1.4 Sistema de classificação 55

2.1.4.1 Geological Strength Index (GSI) e o critério de Hoek e Brown (2000) 62

2.1.4.2 Critério de Barton e Bandis (1982) 66

3 METODOLOGIA APLICADA 71

4 ESTUDO DE CASO 72

4.1 TRABALHOS DE CAMPO E LEVANTAMENTO DE DADOS DE ENTRADA 72

4.1.1 Localização da jazida 72

4.1.2 Geologia regional e comportamento estrutural 73

4.1.2.1 O Cráton do São Francisco 73

4.1.2.2 O Quadrilátero Ferrífero 75

4.1.2.3 Geologia estrutural 79

4.1.3 Modelo litológico da jazida mineral 81

4.1.3.1 Descrição dos testemunhos de sondagem 82

4.1.4 Caracterização das famílias de descontinuidades 86

4.1.4.1 Direção e Mergulho *86*
4.1.4.2 Condições das superfícies das descontinuidades *88*
4.1.5 Rock Quality Designation (RQD) *90*
4.1.6 Resistência de compressão uniaxial (σc) *93*
4.1.7 Resistência de compressão superficial – Mechanical concrete test hammer *95*
4.1.8 Ângulo de atrito residual (Φ_r) *98*
4.2 PROJETO DE ESTABILIDADE PARA A CAVA DE DOLOMITO 99
4.2.1 Análise cinemática de ruptura *99*
4.2.2 Estudo de estabilidade – Projeto empírico utilizando o critério de Hoek e Brown (2000). . *100*
4.2.2.1 Ruptura Plana – Talude Norte: *103*
4.2.2.2 Ruptura em cunha – Talude Oeste: *106*
4.2.2.3 Ruptura em cunha – Talude Sul: *110*
4.2.2.4 Ruptura por tombamento – Talude Leste: *113*
4.2.3 Estudo de estabilidade – Projeto empírico utilizando o critério de Barton e Bandis (1982). *117*
4.2.3.1 Talude Norte – avanço da cava: *118*
4.2.4 Comparativo entre os projetos empíricos na análise da ruptura planar. *122*
4.2.5 Projeto empírico x Configuração atual de lavra. *124*
4.3 PRÉ-ESTUDO DE VIABILIDADE DA JAZIDA 125

5 ANÁLISE DE DADOS E SUGESTÕES 129

6 CONCLUSÃO 131

REFERÊNCIAS 132

APÊNDICE A – EVOLUÇÃO DA LAVRA DE DOLOMITO A CÉU ABERTO 137

APÊNDICE B – ENVOLTÓRIA DE RUPTURA BASEADAS NO CIRCULO DE MHOR 145

APENDICE C – GRÁFICOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO UNIAXIAL 151

APENDICE D – FOTOS DOS TESTEMUNHOS DE SONDAGEM – FURO PADRÃO 156

ANEXO A – DESCRIÇÃO GEOMECÂNICA DOS TESTEMUNHOS DE SONDAGEM – FURO ADRÃO 162

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de taludes em empreendimentos mineiros é sempre uma preocupação dos especialistas em engenharia de minas e geologia, pois é imprescindível que projetos de mina a céu aberto, com taludes de grande porte apresentem os requisitos de segurança necessários para as operações mineiras.

No entanto são comuns no setor de mineração brasileiro, exemplos de escavações executadas sem projetos geomecânicos e que enfrentam graves problemas de instabilidades nos taludes que definem a cava. Entre os principais motivos para não execução destes projetos, destacam-se:

- Aumento nos custos operacionais, uma vez que, em alguns casos, considerar os parâmetros de projeto para estabilidade significa aumentar a relação estéril / minério com o abatimento dos taludes. A necessidade de remoção de estéril é um dos principais custos de uma mineração;
- A falta de corpo técnico qualificado em minerações de pequeno porte e, muitas vezes, com estrutura administrativa familiar, dificulta os trabalhos de geólogos e engenheiros de minas preocupados com a estabilidade estrutural da cava;
- Vícios de experiências coorporativas que consideram que toda jazida e toda lavra de um certo bem mineral é sempre igual, ou seja, utiliza-se sempre dos mesmos ângulos de taludes para a rocha e para o solo. Estes vícios e excesso de confiança são extremamente perigosos pois, além de ignorarem estes estudos, provocam a falsa impressão que a estabilidade está controlada, o que pode propiciar acidentes de grandes proporções.
- Por fim, o aspecto de investimento é complicado em muitos setores da mineração, que julgam, para certos bens minerais, não haver a necessidade de um adequado plano de sondagem e de investigação para a abertura e desenvolvimento da mina.

Na maioria das minerações que apresentaram problemas de estabilidades não previstos em anteprojetos, os custos de operação para controlá-los foram extremamente elevados e em muitos casos superiores aos custos de um adequado planejamento de lavra.

Como agravante a não caracterização do maciço rochoso, sem a avaliação de seus parâmetros geomecânicos, pode levar a erros nos estudos de viabilidade das jazidas minerais e provocar transtornos tanto econômicos como ambientais. Os primeiros decorrem do fechamento prematuro da jazida, com os conseqüentes prejuízos financeiros. Os segundos, referem-se aos impactos ambientais da abertura da atividade de lavra sem a viabilidade econômica da jazida. Estes impactos podem atingir proporções não previstas e em alguns casos além da fronteira do empreendimento.

Socialmente, os prejuízos, também, podem ser danosos, como processos demissionários pelo fechamento prematuro da jazida e com riscos à segurança do trabalhador.

A mina de dolomito do Sinclinal do Gandarela localizada no município de Barão de Cocais - MG, em estudo nesta dissertação, apresenta problemas de instabilidades nos taludes de sua cava que colaboraram com a paralisação da atividade mineira. A crise de 2009, também contribuiu para interromper a lavra nesta área.

1.1 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é utilizar os critérios de ruptura de maciços rochosos para aplicação na área de Geomecânica, quais sejam: o critério de Hoek & Brown (1997) adaptado a versão apresentada por Marinos & Hoek (2000) e o critério de ruptura de Barton-Bandis (1982). Nesta dissertação utilizou-se para a obtenção, a partir dos dados de campo, dos parâmetros necessários, para aplicação aos métodos empíricos de projeto preconizados por Hoek & Bray (1981),na análise da estabilidade dos taludes na jazida de dolomito lavrado a céu aberto na área de estudo localizada na Sinclinal do Gandarela.

É bom ressaltar que os critérios de ruptura citados incluem os efeitos de escala e as características geológico- estruturais das litologias presentes, embora valham-se de abordagens que se desenvolvem por caminhos bastante diversos. Daí a razão desta investigação.

A compatibilidade entre os critérios utilizados, é portanto avaliada e discutida sua confiabilidade, bem como das metodologias de análise de estabilidades de taludes apresentadas. São levantados pontos que eventualmente devam ser aprimorados.

Paralelamente, são discutidos os motivos e causas que levou a área de estudo desta dissertação, a instabilidades dos taludes mineiros em rocha e ao fechamento prematuro de suas atividades.

1.2 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

A descrição e caracterização do problema de estabilidade para escavações mineiras bem como a necessidade de planejamento e estudos envolvendo a mecânica de rochas na viabilidade de empreendimentos mineiros são apresentados no **capítulo 1 – Introdução**. Neste capítulo também de forma sucinta é feita explanação sobre os objetivos desta dissertação.

A fundamentação (**capítulo 2**) tem como intuito embasar o leitor sobre os conceitos abordados nesta dissertação. Neste item é apresentado o estudo bibliográfico que reuniu as principais teorias e conhecimentos sobre a mecânica de rochosas com foco na classificação de maciços rochosos e em métodos empíricos de projeto para o estudo de estabilidade.

A estruturação é apresentada no item metodologia (**capítulo 3**) que direciona os trabalhos do estudo de caso para alcançar o objetivo desta dissertação. Esta metodologia de forma simplificada consiste em aplicar os critérios recentes para a análise de ruptura e determinar os ângulos de projeto. Por fim comparar estes resultados buscando a coerência dos critérios e comparando com a situação visualizada em campo (estudo de caso).

No **capítulo 4** é apresentado o estudo de caso onde são aplicados os critérios de análise de ruptura levantados, conforme a metodologia apresentada no capítulo 3. Na análise dos dados (**capítulo 5**) são avaliados os resultados obtidos e sugeridos estudos futuros que podem nortear novas dissertações e artigos técnicos.

No **capítulo 6**, são apresentadas as principais conclusões desta dissertação.

2 FUNDAMENTAÇÃO

2.1 MECÂNICA DE ROCHAS

Segundo a "International Society for Rock Mechanics" (ISRM) a mecânica de rochas é a ciência teórica e prática que estuda o comportamento dos maciços rochosos sob a ação dos esforços de seu entorno físico, caracteriza-o por meio de parâmetros geomecânicos e prevê seu comportamento perante processos de escavação em minas a céu aberto ou subterrâneo e, também, em obras civis. Portanto, este estudo é essencial para projetos que pretendam manter a estabilidade dos taludes em estruturas mineiras.

Ignorar e não realizar estudos de estabilidade e projetos geomecânicos pode vir a custar muito caro para os empreendimentos mineiros com prejuízos significativos, entre eles: perda de minério e baixo aproveitamento da jazida, custos adicionais de remoção de estéril, custos de relocação de vias de acesso e praças de trabalhos e, em casos mais graves, provocar o fechamento prematuro da jazida pelo aumento de custos para estabilizar a região.

A área de estudo desta dissertação encontra-se paralisada em decorrência de problemas de instabilidades não previstos durante a abertura e desenvolvimento da cava. Esta área é um bom exemplo dos prejuízos ao setor mineiro por ignorar projetos e anteprojetos geomecânicos. A crise econômica de 2009, também contribuiu para esta paralisação.

Segundo Hoek e Bray (1981) a inclinação dos taludes gerais da cava dependem das propriedades da estrutura do maciço rochoso para determinar os limites e estabelecer uma escavação segura.

Segundo os autores, os custos com a estabilidade devem ser os menores possíveis, que possam garantir a segurança da cava.

De modo geral a inclinação dos taludes influenciam na relação estéril minério (R.E.M.), ou seja, taludes mais íngremes trazem menor necessidade de remoção de estéril e, portanto, menores custos de extração. Por outro lado, ângulos mais suaves aumentam a remoção de estéril e elevam os custos de lavra.

Estudos bem detalhados da estabilidade do maciço rochoso podem vir a alterar a viabilidade econômica de jazidas mineiras. Utilizando-se de ferramentas probabilísticas de previsão da ruptura é possível estabelecer o critério de custo mínimo para os taludes em escavação, conforme a eq. (1):

$$C_t = C_e + P_f\left(C_f + D\right) \tag{1}$$

Onde:

Ct = custo total do talude;

Ce = custo da escavação;

Cf = custo de reconstrução;

Pf = probabilidade de ruptura;

D = custo de danos provocados pela ruptura.

Portanto o custo do talude ótimo é aquele que minimiza os custos da escavação inicial somado aos custos de uma possível ruptura.

Segundo Wildor (1974) as soluções comuns para os casos de instabilidades de taludes são: abatimento dos taludes da cava, drenagem dos taludes, promover o aumento da resistência como a utilização de cabos tensionados (tirantes) e aliviar a crista ou reforçar o pé dos taludes.

2.1.1 Parâmetros geomecânicos

Os problemas de instabilidade estão relacionados a descontinuidades geológicas, à geometria dos taludes e à presença de água, (HOEK & BRAY 1981). Da mesma forma, Muller (1959) ressaltou a importância de caracterizar as descontinuidades (falhas, juntas e planos de acamamentos). Os principais parâmetros geomecânicos são:

Coesão e ângulo de atrito:

Para os estudo de estabilidade de taludes em rocha é muito importante a determinação das resistências à compressão e ao cisalhamento do maciço rochoso. A relação entre estas duas tensões depende de parâmetros geomecânicos como coesão e ângulo de atrito, conforme a eq. (2) a seguir:

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad \text{(Navier – Colombo)} \qquad (2)$$

Onde:

τ = tensão de cisalhamento (MPa);

C = coesão (MPa);

σ = tensão normal (MPa);

ϕ = ângulo de atrito (°).

A Figura 1 apresenta a relação gráfica entre as tensões de cisalhamento e normal, identificando os valores de coesão e ângulo de atrito.

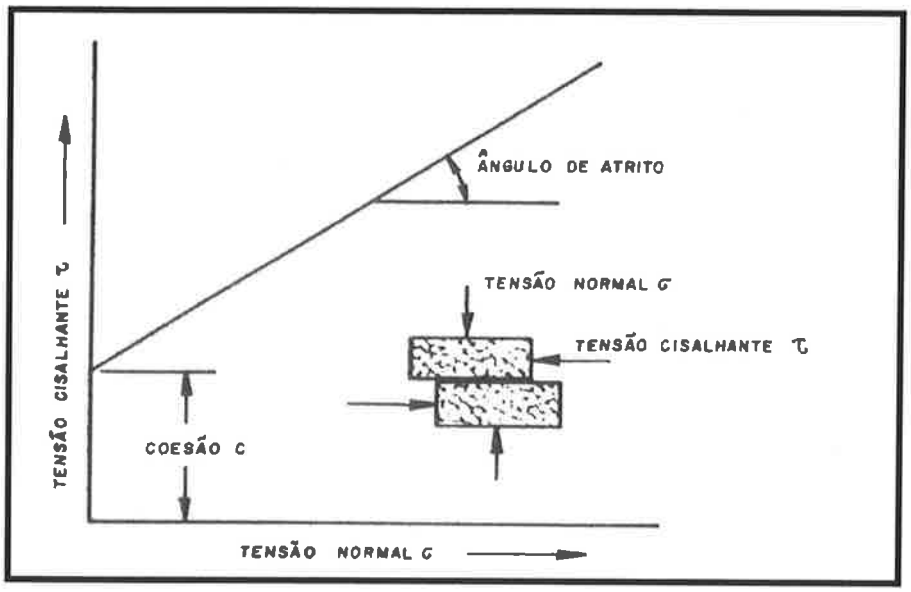


Figura 1 – Relação entre as tensões de cisalhamento e normal, Fonte de Hoek & Bray (1981), (tradução do autor).

A coesão da rocha intacta pode ser atribuída a ligações intermoleculares e a cimentação dos grãos cristalinos da rocha. Nos maciços rochosos os menores valores de coesão são observados nas descontinuidades quando comparados ao valor da rocha intacta.

Por este motivo os principais problemas de ruptura de rochas acontecem sobre os planos de descontinuidades onde as resistências ao escorregamento são bem menores. Em alguns casos a coesão é praticamente zero e o deslizamento depende exclusivamente do ângulo de atrito.

Na área de estudo desta dissertação pode-se observar pontos de ruptura do maciço rochoso através dos planos de acamamento, principalmente nos contatos entre as litologias.

Nesta dissertação apresentam-se as estimativas dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito das principais litologias pertencentes ao maciço rochoso da jazida de dolomito em estudo.

2.1.1.1 **Descontinuidades**

As principais propriedades das descontinuidades que influenciam no comportamento do maciço rochoso podem ser visualizadas na Figura 2 e serão descritas a seguir:

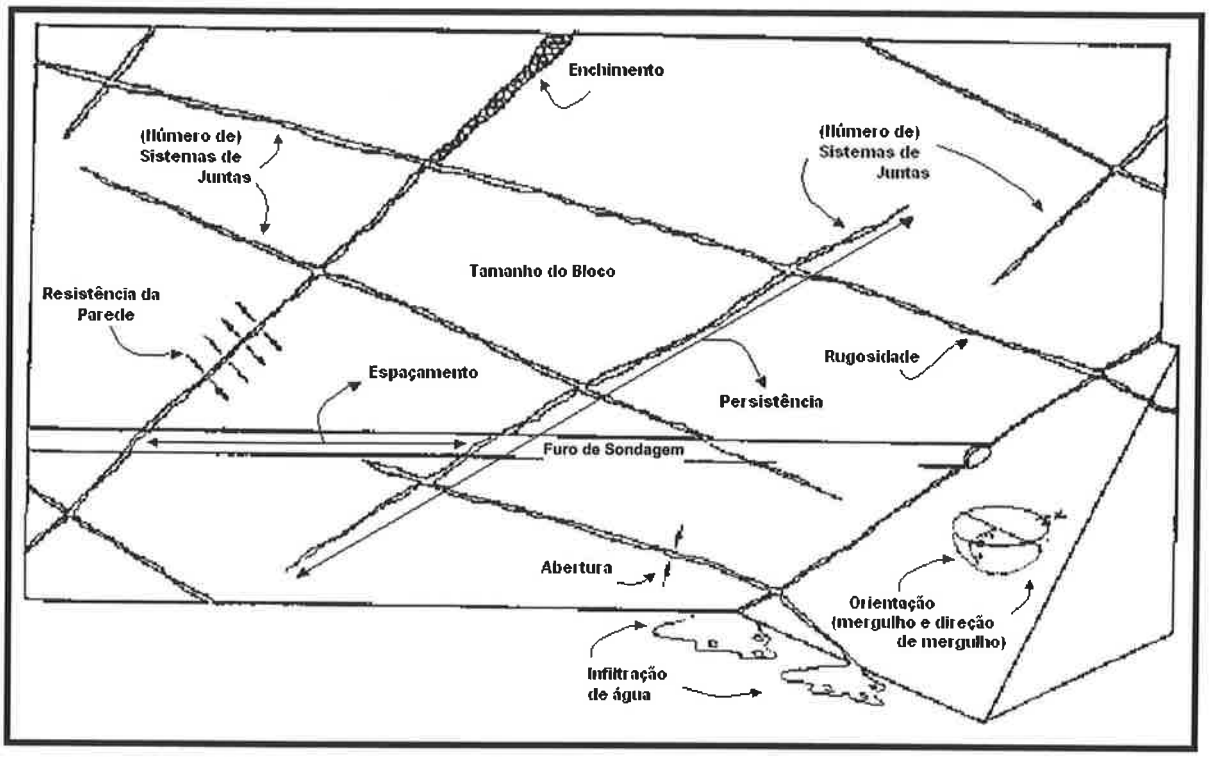


Figura 2 – Propriedades das descontinuidades; Fonte Hudson (1989), (tradução do autor).

<u>Orientação:</u>

Corresponde a atitude da descontinuidade no espaço e seu ângulo de mergulho medida pela linha de declividade máxima da superfície da descontinuidade em relação ao plano horizontal.

A direção do mergulho é medida no sentido horário a partir do norte verdadeiro. A orientação da descontinuidade é expressa pela relação entre a direção do mergulho e o mergulho, como por exemplo 130º/50º .

Mapear as descontinuidades localizando a orientação das suas principais famílias de descontinuidades é muito importante para garantir a estabilidade das escavações mineiras pois é possível determinar o tipo provável de ruptura com a direção do avanço dos taludes de lavra em relação à atitude das descontinuidades, (PALMSTRON, 1996).

Estas famílias de juntas podem ser representadas graficamente conforme a Figura 3, Neste gráfico representaremos a descontinuidade 130º/50º

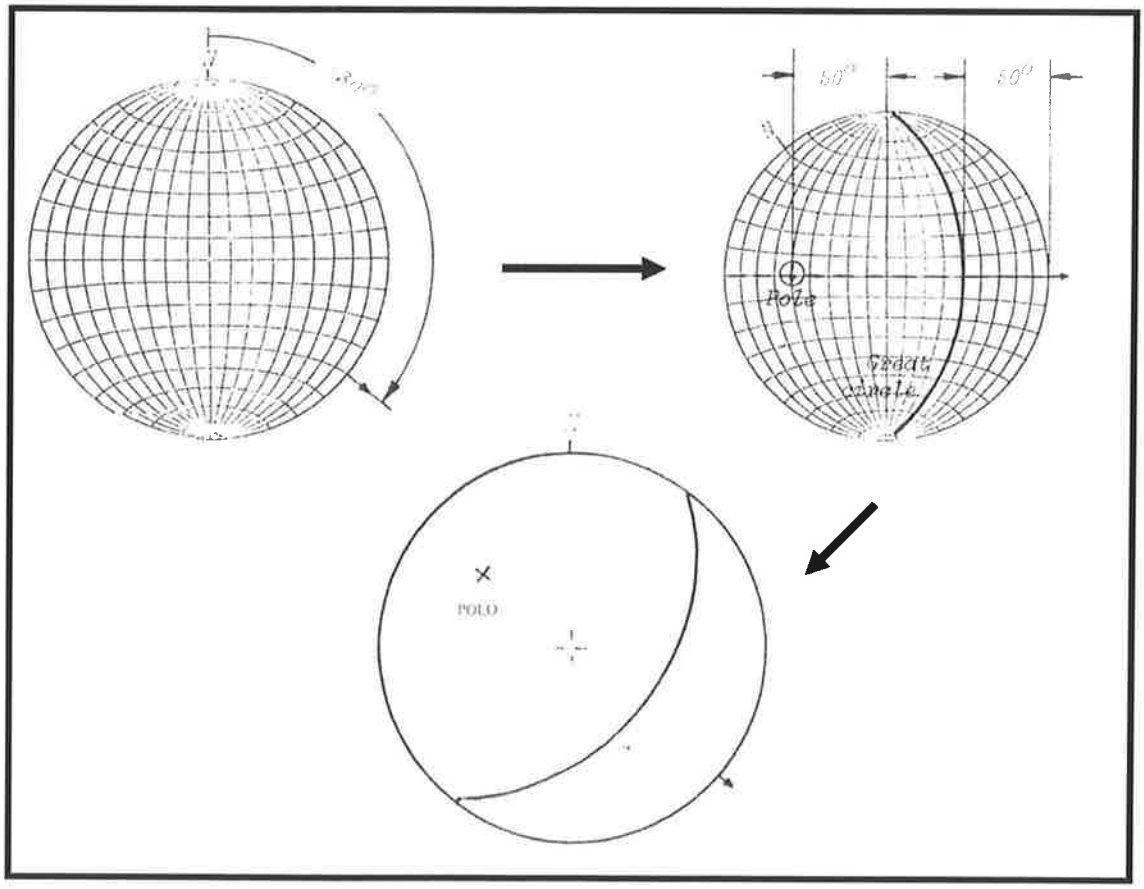


Figura 3 – Representação estereográfica do grande círculo e pólo da descontinuidade de 130º/50º passo a passo; Fonte Hoek & Bray (1981), (tradução do autor).

A Figura 4, apresenta a principal família de descontinuidade que afeta a estabilidade da escavação da jazida de dolomito estudada nesta dissertação, devido principalmente ao seu forte mergulho de aproximadamente 36°

Figura 4 – Principal família de descontinuidades responsável pela instabilidade da cava de dolomito em estudo nesta dissertação; data 14/02/2007, (foto do autor).

Esta família de descontinuidades é decorrente do plano de acamamento das litologias e seu forte mergulho é oriundo da formação do Sinclinal do Gandarela. Também, ocorrem na área de estudo mais três famílias de juntas secundárias, conforme Figura 5.

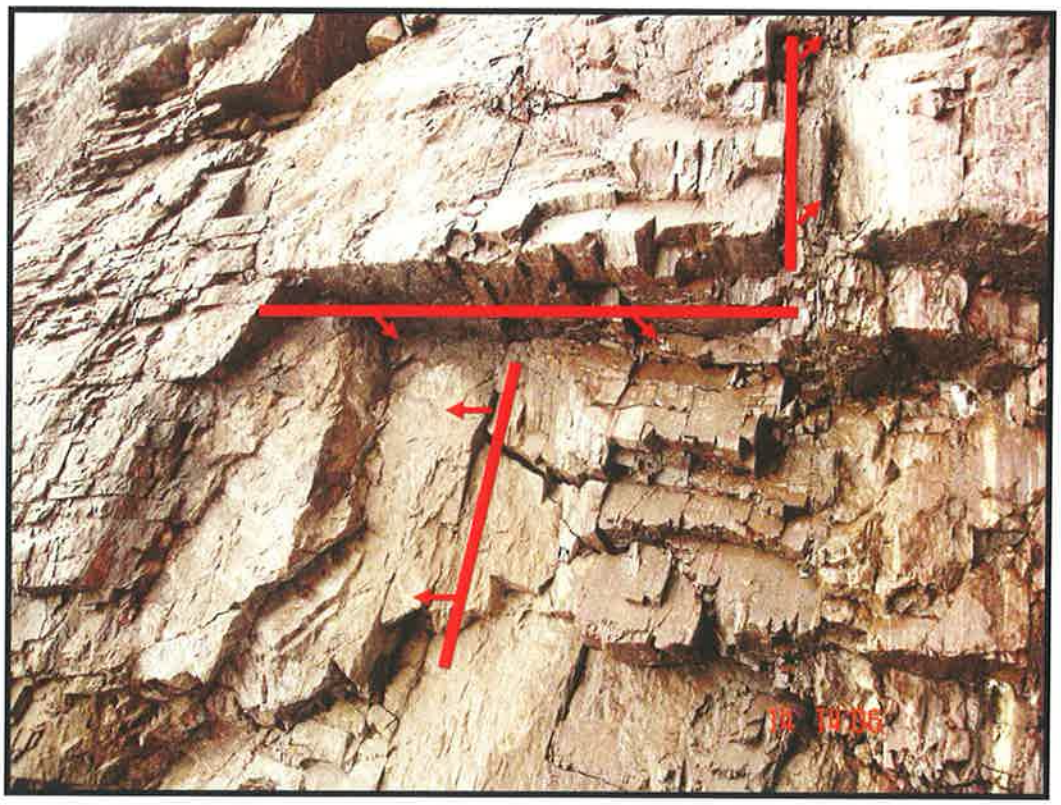


Figura 5 – As três famílias de juntas secundárias presentes na área de estudo desta dissertação; data 14/02/2007, (foto do autor)

Espaçamento:

Corresponde à distância média perpendicular entre descontinuidades adjacentes de uma particular família. Dependendo da quantidade de famílias de descontinuidades contidas no maciço, o espaçamento determina o tamanho dos blocos de rocha que podem ser liberados durante a escavação, conforme Figura 6.

Priest e Hudson (1976) determinaram que o espaçamento entre as descontinuidades obedece a uma distribuição exponencial negativa, conforme a eq. (3) abaixo:

$$f(x) = \lambda \,.\, \exp^{-\lambda x} \qquad (3)$$

Onde:

λ = 1/x é a freqüência média de uma população de espaçamentos (cm^{-1}).

x = espaçamento médio (cm).

Figura 6 – A formação de blocos da estrutura do maciço rochoso em decorrência do espaçamento entre descontinuidades; data 10/05/2007, (foto do autor)

Este é um parâmetro importante pois é utilizado em muitas classificações de maciços rochosos, conforme Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação do espaçamento das descontinuidades – Fonte: ISRM.

Descrição dos espaçamentos	Espaçamento (mm)
Extremamente pequeno	< 20
Muito pequeno	20 – 60
Pequeno	60 – 200
Moderado	200- 600
Grande	600 – 2000
Muito grande	2000 – 6000
Extremamente grande	> 6000

Persistência:

Consiste na extensão em área ou tamanho da descontinuidade no plano, e pode ser quantificada pelo tamanho do traço da descontinuidade exposta na rocha.

Este parâmetro é muito importante nos estudos de estabilidade em escavações pois influencia diretamente a resistência ao cisalhamento nos planos de descontinuidades e também influencia a capacidade de permeabilidade hidráulica do maciço rochoso.

A persistência é muito difícil de ser medida e praticamente impossível por meio da visualização em furos de sondagens. Como, para a lavra de dolomito em estudo, trabalhou-se com a hipótese de anteprojeto de lavra considerando somente as informações dos testemunhos, não considerou este parâmetro.

Rugosidade:

A rugosidade das paredes de uma descontinuidade pode ser caracterizada por um "denteamento" (ondulações de larga escala que, se intertravadas e em contato, causam dilatação durante os deslocamentos por cisalhamento) e por uma "aspereza" (rugosidade de pequena escala) que tende a ser eliminada durante o deslocamento por cisalhamento.

Este parâmetro é utilizado na área em estudo desta dissertação por permitir sua obtenção através dos testemunhos de sondagens. Seu resultado é importante por influenciar a resistência ao cisalhamento, conforme Figura 7.

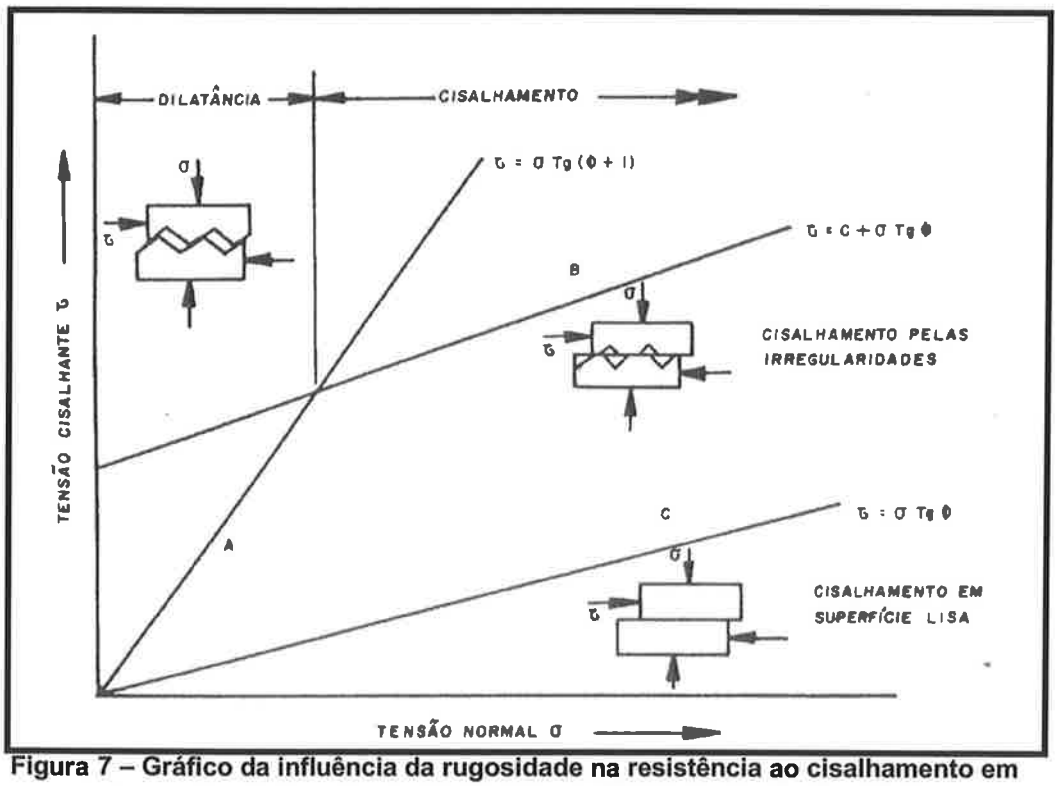


Figura 7 – Gráfico da influência da rugosidade na resistência ao cisalhamento em descontinuidades; Fonte: Hoek & Bray, (1981), (tradução do autor)

A rugosidade representa uma resistência ao cisalhamento nos planos de descontinuidades e funciona como a "coesão fictícia" nestes casos.

Abertura:

Corresponde à distância entre as paredes adjacentes de uma descontinuidade. Em geral as rochas apresentam aberturas milimétricas que variam ao longo da descontinuidade o que dificulta a sua medição com precisão. As aberturas podem ser preenchidas ou não, dependendo das condições de formação do maciço rochoso.

Este parâmetro permite determinar a permeabilidade e a condutividade hidráulica de uma descontinuidade, como mostra a equação a seguir:

$$k = \frac{ge^3}{12v.b} \tag{4}$$

Onde:

k = permeabilidade hidráulica (cm^2)

g = aceleração da gravidade (981 cm/s^2)

e = abertura de descontinuidade (cm)

v = viscosidade cinemática do fluido (0,0101 cm/s^2 para água pura a 20°C)

b = espaçamento entre descontinuidades (cm)

Este parâmetro também é de difícil determinação pela análise dos furos de sondagem.

Preenchimento:

Consiste no material que fica contido entre as paredes de uma descontinuidade e pode ser: argila, brecha, fragmentos de rocha, silte, areia entre outros. Este parâmetro é considerado no estudo de caso desta dissertação.

O preenchimento interfere na resistência ao cisalhamento em descontinuidades e de modo geral apresenta valores mais baixos que em descontinuidades limpas e fechadas, conforme Figura 8.

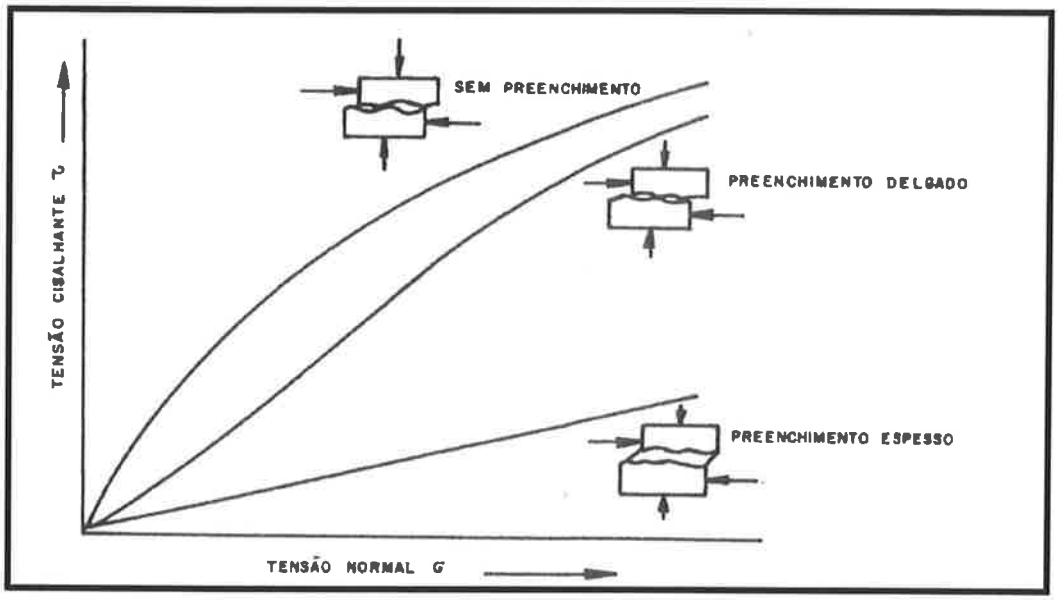


Figura 8 – Gráfico da influência do preenchimento na resistência ao cisalhamento em descontinuidades; Fonte: Hoek & Bray, (1981), (tradução do autor).

2.1.1.2 Presença de água nos taludes

A presença de água nos taludes tem grande influência na estabilidade das escavações em rocha e em solo, (FRANKLIN e DUSSEAULT, 1989). Por isso é muito importante caracterizar a hidrogeologia local das jazidas antes da abertura da mina e suas variações entre períodos chuvosos e de seca.

A resistência ao cisalhamento é bem inferior para taludes com presença de água (saturados) em comparação aos taludes secos (insaturados), conforme Figura 9. Segundo Hoek e Bray (1981) o teor de umidade influencia nos valores de coesão obtidos nos ensaios de resistência a úmido.

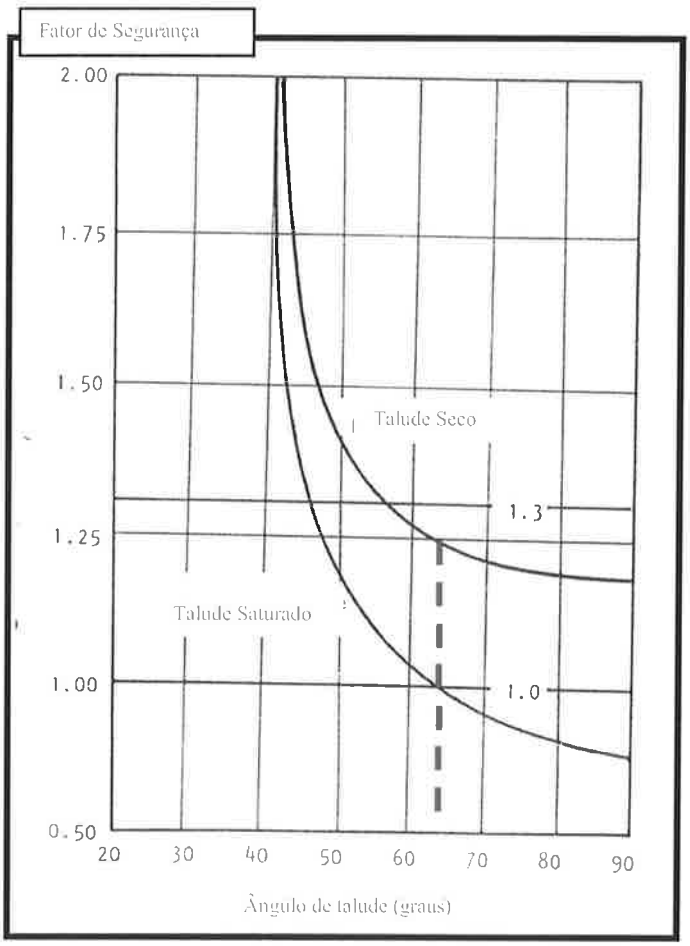


Figura 9 – Gráfico da influência da presença de água a estabilidade das escavações; Fonte: Hoek & Bray, (1981), (tradução do autor).

Ressaltando esta influência, exemplifica-se com uma escavação que em período seco com ângulo de 64° e fator de segurança (F.S.) de 1,25 apresenta-se estável (conforme a Figura 9). Durante o período chuvoso, se ocorrer saturação deste material, os taludes da cava podem sofrer colapso pois o F.S. cairá para 1,0, caracterizando uma zona instável.

A lavra de dolomito em estudo nesta dissertação é bastante influenciada pela saturação dos taludes por 2 motivos: período de chuvas intenso entre novembro a março na região e pela estimativa de 50% das reservas se encontrarem abaixo do nível do lençol freático.

2.1.2 Mecanismos de ruptura de taludes em rocha e fator de segurança

Os mecanismos de ruptura das estruturas em rocha são influenciados pela orientação, mergulho e localização dos pólos das descontinuidades presentes no maciço rochoso e pelo direcionamento dos taludes da escavação. Hoek & Bray (1981) definiram 4 modos fundamentais de ruptura, conforme Figura 10.

Estrutura foi definida por Ayres da Silva (2010) como "todo arranjo espacial de elementos físicos, composto por qualquer material capaz de resistir a esforços solicitantes em um horizonte previsto de tempo, com um determinado fator de segurança e deslocando-se ou se deformando entre limites pré-determinados".

O Fator de Segurança (F.S.) é definido pela relação entre o somatório dos esforços solicitantes e o somatório dos esforços resistentes. Assim é possível afirmar que taludes com F.S. menores que 1 estão correndo risco elevado de romperem e não é recomendável sua utilização em projetos de engenharia.

Por outro lado valores maiores que 1 indicam uma maior probabilidade de se manterem estáveis porém não se tem certeza absoluta que estes não podem vir a romperem com o passar dos anos. A determinação do correto F.S. "seguro" deve ser avaliado estatisticamente com a observação em campo dos taludes estáveis e instáveis para determinado F.S. calculado.

O F.S. a ser utilizado deve ser aquele que permita a estabilidade da escavação mineira (talude) com determinado grau de confiabilidade almejado pelos engenheiros responsáveis da obra, (HOEK e BRAY, 1981). Vale ressaltar que quanto maior o F.S. maiores os custos envolvidos.

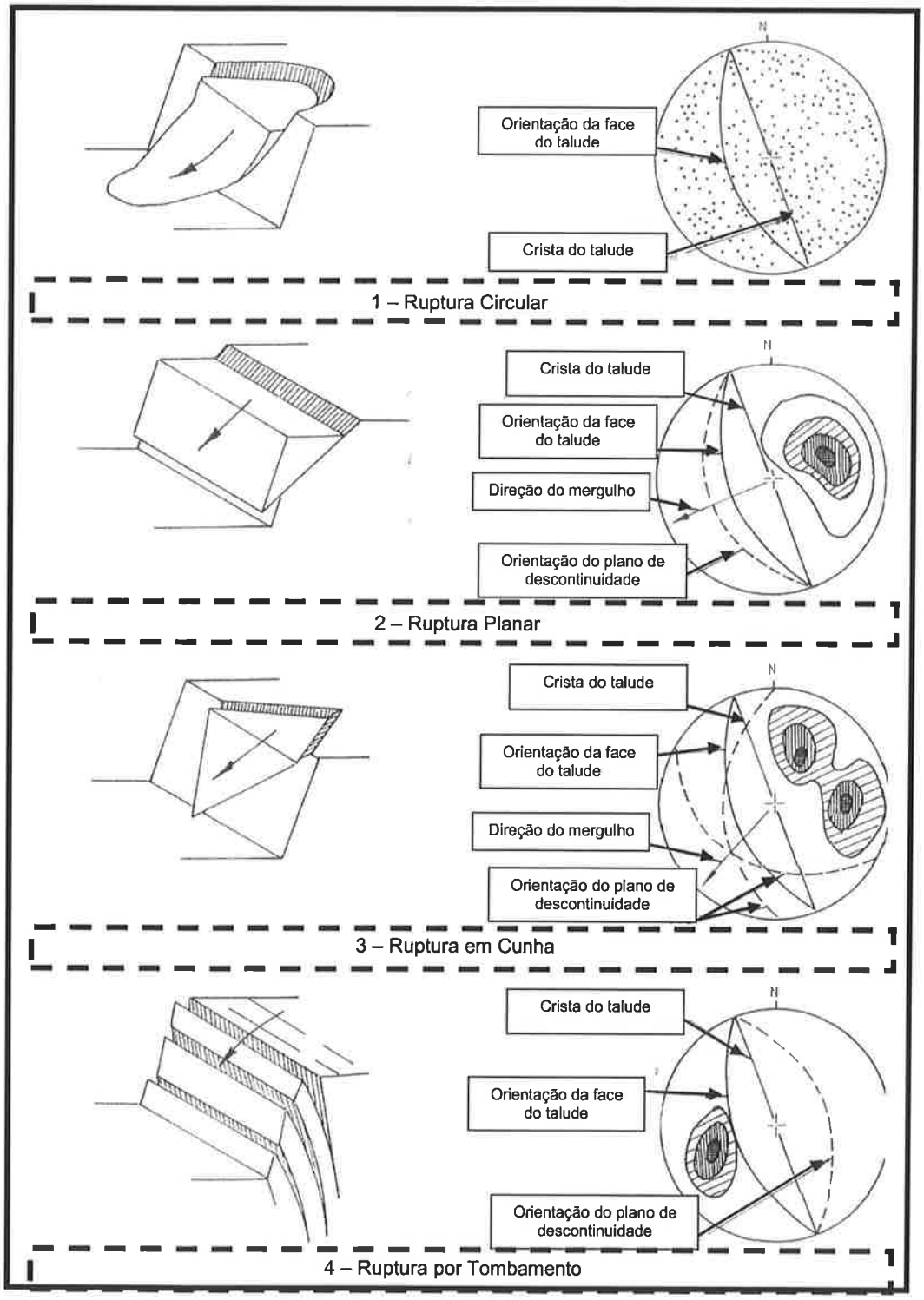


Figura 10 – Gráfico dos quatros modos de ruptura de taludes em rocha pela orientação da escavação e dos planos de descontinuidades; Fonte: Hoek & Bray, (1981),(tradução do autor).

Hoek e Bray (1981) sugeriram que F.S. ao redor de 1,3 seria o mais adequado para escavações mineiras a céu aberto, porém estes autores deixam claro que a real determinação deste fator deve ser levantado estatisticamente em campo.

No estudo de caso desta dissertação utilizou-se do F.S. = 1,25 como ponto de partida para as análises de ruptura dos taludes. É importante ressaltar que os ângulos obtidos nestas análises determinam a estabilidade, porém não foi calculado o grau de certeza probabilístico para estes taludes com este F.S.

O tratamento estatístico destes ângulos avaliando a situação de instabilidade após sua implantação em campo é essencial para informar, aos engenheiros de minas responsáveis, o grau de confiança alcançado por estes taludes e se for necessário corrigi-los para o F.S. que confira o grau de certeza desejável.

Durante estes estudos probabilísticos pode-se eventualmente encontrar, com o intervalo de confiança desejável, valores de F.S. menores proporcionando ângulos gerais de face mais íngremes e assim alterarem os custos da obra mineira.

2.1.2.1 Ruptura circular

Este tipo de ruptura ocorre em materiais de pouca resistência como: rocha alterada, misturas de rocha e solo e rochas extremamente fraturadas.

Segundo Hoek & Bray, (1981) esta ruptura é influenciada pelo grau de saturação destes materiais de cobertura e os autores desenvolveram, em sua teoria, ábacos específicos para cada estágio de saturação. Estes ábacos servem para estipular os diversos ângulos de taludes, nestas condições, que garantam a estabilidade.

Geralmente o escorregamento ocorre sobre uma superfície de tendência côncava e pode atingir grandes dimensões ocasionando a ruptura de várias bancadas da cava. A Figura 11 apresenta os riscos de estabilidade por ruptura circular de mina de argila localizada na China.

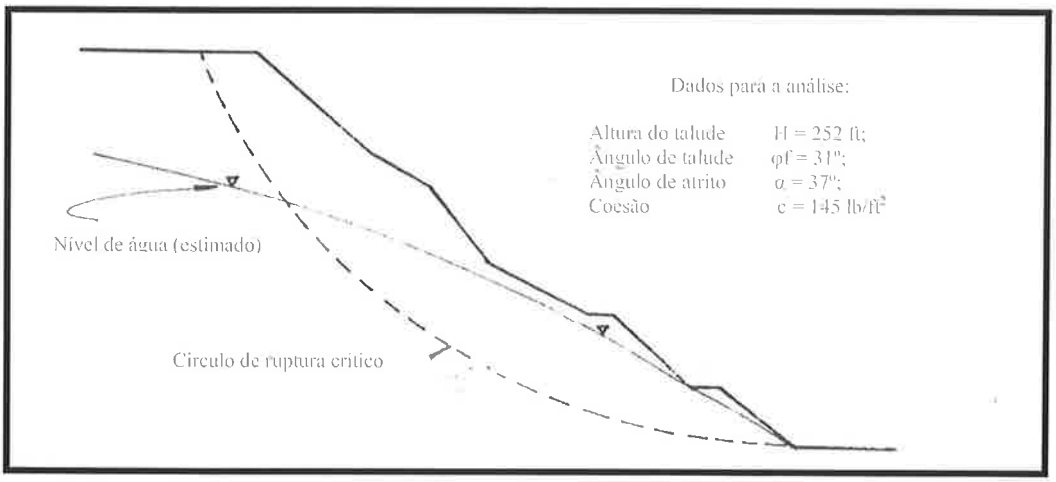


Figura 11 – Riscos da ruptura circular da mina de argila localizada na China enfatizando a superfície côncava de escorregamento; Fonte: Hoek & Bray, (1981), (tradução do autor).

Na área em estudo não observamos este tipo de ruptura nos taludes em rocha. Ocorrem rupturas circulares no material de cobertura (*overburdem*), porém estas não são foco de estudo para esta dissertação.

2.1.2.2 Ruptura Planar

Este tipo de ruptura ocorre pela presença de blocos de rochas sobre uma superfície inclinada sob a ação da gravidade. Quatro condições geomecânicas são necessárias para ocorrer à ruptura planar: (HOEK e BRAY 1981)

a) O plano da descontinuidade tem que ser paralelo ou aproximadamente paralelo (entorno de 20º) com relação à face do talude;
b) O Ângulo do talude tem que ser superior ao ângulo da descontinuidade;
c) O Ângulo da descontinuidade tem que superar o ângulo de atrito do material;
d) Para a ruptura, a resistência das superfícies laterais também tem que ser superada.

A Figura 12, apresenta as condições geométricas para a análise de ruptura planar. Na área em estudo desta dissertação encontramos no talude Norte exemplos de escorregamentos por ruptura planar, conforme Figura 13.

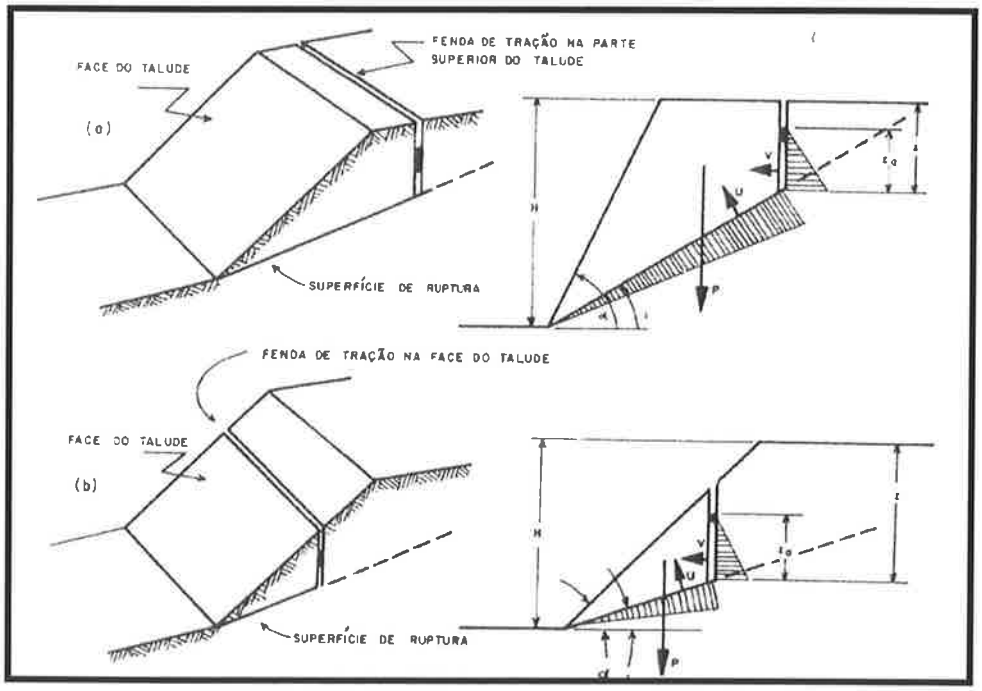


Figura 12 – Condições geométricas para a análise de ruptura planar; Fonte: Guidicini e Nieble (1976).

Figura 13 – Ruptura planar existente no talude Norte da cava data 10/05/2007, (foto do autor).

Análise da estabilidade

A metodologia a seguir foi apresentada por Hoek e Bray (1981). O Fator de segurança (F.S.) pode ser obtido pela eq. (5).

$$F.S. = \frac{cA + \left(W.\cos\psi_p - U - V.sen\psi_p\right).\tan\phi}{W.sen\psi_p + V.\cos\psi_p} \qquad (5)$$

Onde:

Ψ_p= Ângulo de mergulho da superfície de ruptura (°);

c = coesão ou intercepto de coesão da superfície de ruptura (MPa);

ϕ = ângulo de atrito (°);

A = área da superfície (m^2);

U = Força resultante da pressão d'água no plano da descontinuidade (tf/m);

V = Força resultante da pressão d'água na fenda de tração (tf/m);

W = Peso do bloco potencialmente instável (tf/m);

Com base na Figura 12, temos que:

$$A = (H - z).\cos ec\,\psi_p \tag{6}$$

$$U = \frac{1}{2}.\gamma_w.z_w.(H - z).\cos ec\,\psi_p \tag{7}$$

$$V = \frac{1}{2}.\gamma_w.z_w^{\ 2} \tag{8}$$

Para o cálculo do W temos duas condições apresentadas na Figura 12, a primeira considerando fenda de tração na parte superior do talude (a) e a segunda considerando esta trinca na face do talude.

Condição (a):

$$W = \frac{1}{2}.\gamma.H^2.\left(\left(1 - \left(z/H\right)^2\right).\cot\psi_p - \cot\psi_f\right) \tag{9}$$

Condição (b)

$$W = \frac{1}{2}.\gamma.H^2.\left(\left(1 - z/H\right)^2.\cot\psi_p.\left(\cot\psi_p.\cot\psi_f - 1\right)\right) \tag{10}$$

2.1.2.3 Ruptura em cunha

Este tipo de ruptura ocorre quando dois planos de descontinuidades se interceptam e definem um bloco de rocha tetraédrico. A Figura 14 apresenta as condições geométricas no caso de ruptura em cunha (HOEK e BRAY 1981).

Na área em estudo desta dissertação encontramos no talude oeste exemplos de escorregamentos por ruptura em cunha, conforme Figura 15.

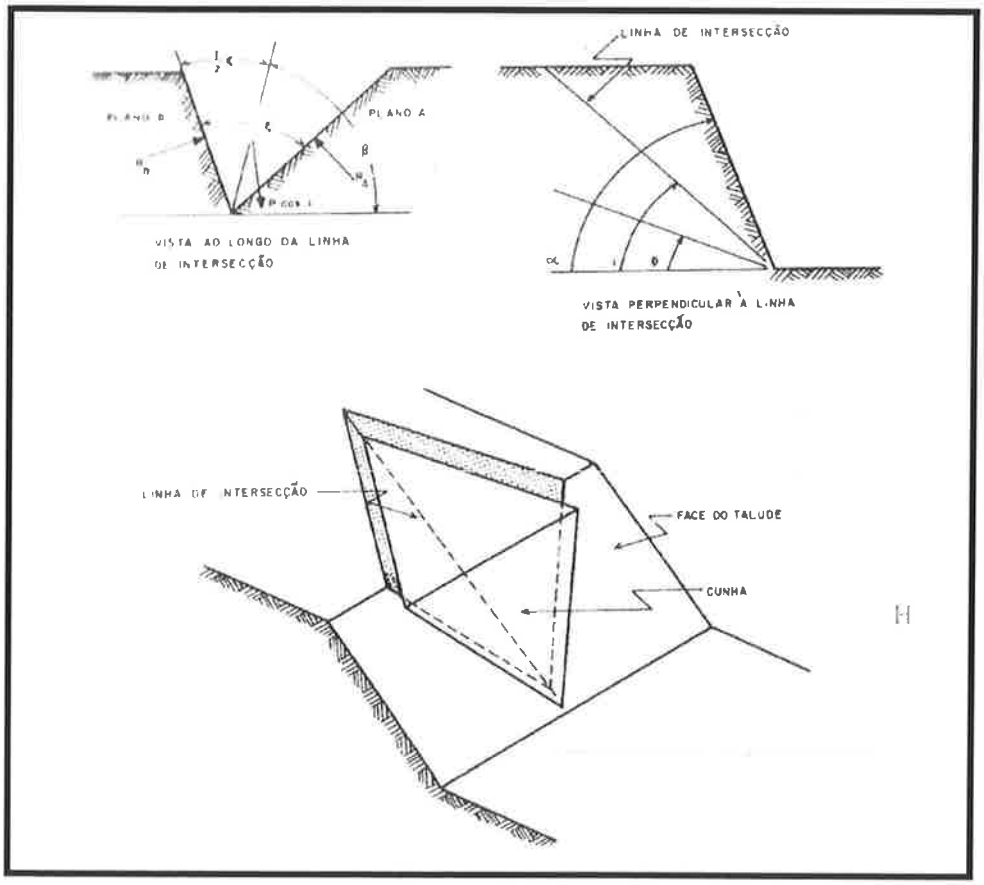


Figura 14 – Condições geométricas para a análise de ruptura em cunha; Fonte: modificado Hoek & Bray, (1981).

Figura 15 – Ruptura em cunha existente no talude Oeste da cava data 15/07/2010, (foto do autor)

Análise da estabilidade

A metodologia a seguir foi apresentada por Hoek e Bray (1981). O F.S. pode ser obtido pela eq.(11).

$$F.S. = \frac{(R_A + R_B)\tan\phi}{W sen\psi_i} \tag{11}$$

Onde:

R_A = Reação normal ao plano A de uma das descontinuidades (N);

R_B = Reação normal ao plano B de uma das descontinuidades (N);

ϕ = ângulo de atrito da superfície de ruptura (°);

ψ_i = ângulo formação pela intersecção dos planos A e B (°);

W = Peso do bloco potencialmente instável (N);

O F.S. também pode ser expresso pela eq.(12):

$$F.S. = \frac{3}{\gamma.H}(c_A.X + c_B.Y) + \left(A - \frac{y_w}{2\gamma}.X\right).\tan\phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma}.Y\right).\tan\phi_B \qquad (12)$$

Onde:

c_A e c_B = coesão dos planos A e B (MPa);

ϕ_A e ϕ_B = ângulo de atrito dos planos A e B (°);

H = altura do talude contida pela ruptura em cunha (m) (ver Figura 14)

X, Y, A e B = dimensões que dependem da geometria da cunha.

$$X = \frac{sen\theta_{24}}{sen\theta_{45}\ .\cos\theta_{2na}} \qquad (13)$$

$$Y = \frac{sen\theta_{13}}{sen\theta_{35}\ .\cos\theta_{1nb}} \qquad (14)$$

$$A = \frac{\cos\psi_a - \cos\psi_b.\cos\theta_{na.nb}}{sen\psi_5.\ sen^2\theta_{na.nb}} \qquad (15)$$

$$B = \frac{\cos\psi_b - \cos\psi_a . \cos\theta_{na.nb}}{sen\psi_5 . sen^2\theta_{na.nb}} \quad (16)$$

Onde:

ψ_a e ψ_b = ângulo de mergulho dos planos A e B (°);

ψ_5 = ângulo de mergulho da intersecção (°);

θ = os ângulos dependem da geometria da ruptura em cunha e são obtidos pela projeção estereográfica (°), conforme Figura 16.

A análise geométrica da ruptura em cunha é realizada plotando no círculo estereográfico a direção e o mergulho dos planos A e B e o direcionamento do talude a ser escavado, conforme a Figura 16.

Os pontos definidos são:

- Ponto 1 – Intersecção do plano A com a face do talude;
- Ponto 2 – Intersecção do plano B com a face do talude;
- Ponto 3 – Intersecção do Plano A com a face superior ao talude;
- Ponto 4 – Intersecção do Plano B com a face superior ao talude;
- Ponto 5 – Intersecção do Plano A e B.

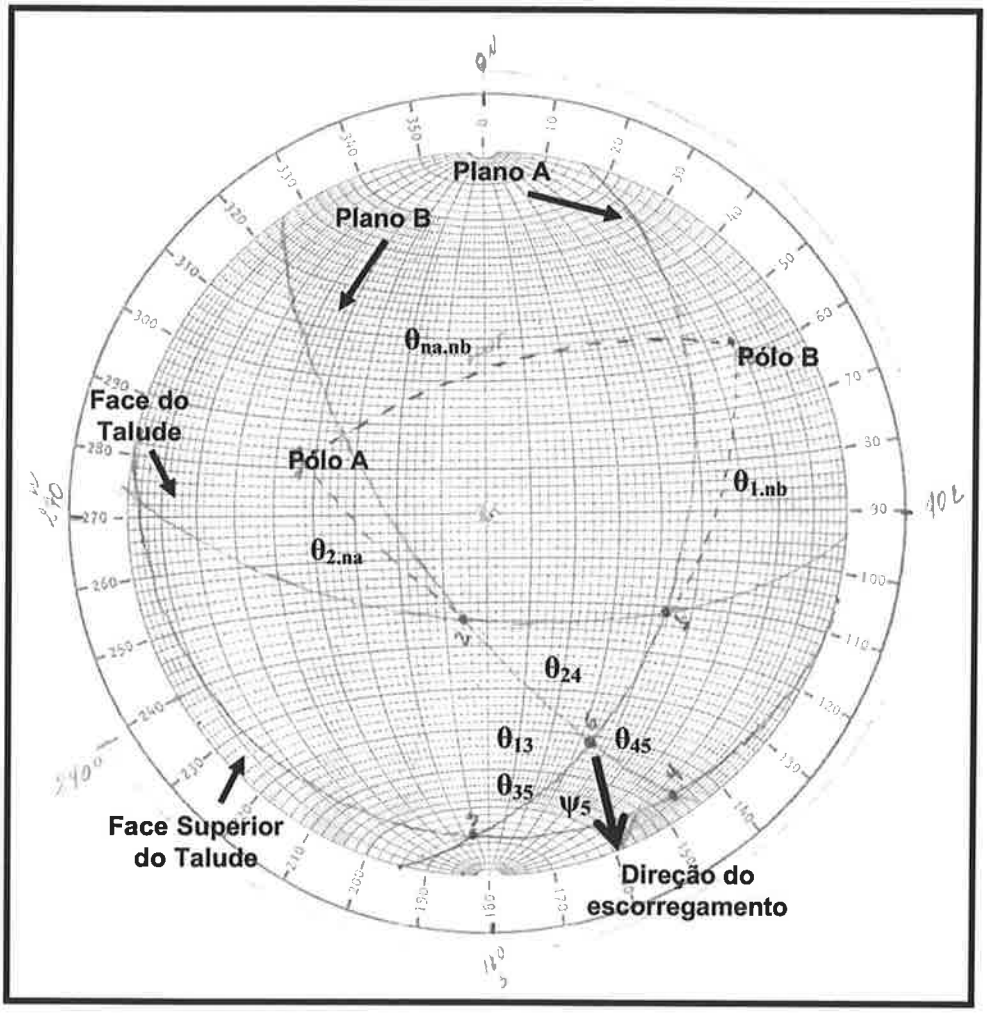


Figura 16– Condições geométricas requeridas para análise de estabilidade da ruptura em cunha, Fonte: adaptado de Hoek & Bray, (1981).

2.1.2.4 Ruptura por tombamento

Este tipo de ruptura ocorre quando os ângulos dos taludes da escavação encontram-se menores do que o ângulo do plano inclinado da descontinuidade. Tecnicamente a resistência do pé do talude é insuficiente para manter a estabilidade provocando trincas de tração e por flexão liberam os blocos de rocha para o tombamento.

A Figura 17, apresenta a representação gráfica da ruptura por tombamento Hoek & Bray (1981).

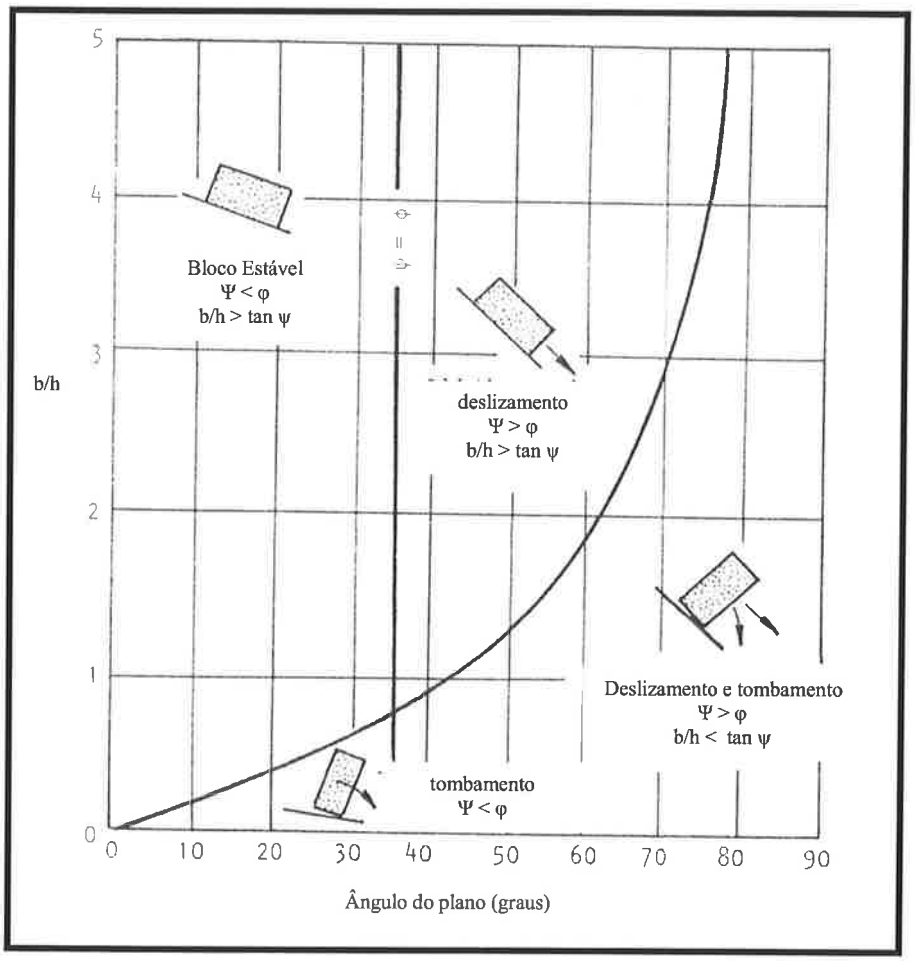


Figura 17 – Condições geométricas para a análise de ruptura em tombamento; Fonte: de Hoek & Bray (1981), (tradução do autor).

Na área de estudo não é identificado visualmente este tipo de ruptura nos taludes atuais da cava. Porém, pela análise dos mecanismos de ruptura apresentados no item 4.2.1, este tipo de ruptura pode ocorrer no talude leste da cava de dolomito.

Análise de estabilidade

A metodologia a seguir foi apresentada por Hoek e Bray (1981). O Fator de segurança (F.S.) pode ser obtido pela eq.(17).

$$F.S. = \frac{\tan \phi_{obtido}}{\tan \phi_{requerido}} \tag{17}$$

A análise da estabilidade para ruptura por tombamento baseia-se nas condições de equilíbrio dos blocos de rocha, conforme apresentado a seguir. A Figura 18 representa a composição destes blocos no talude esquemático da cava.

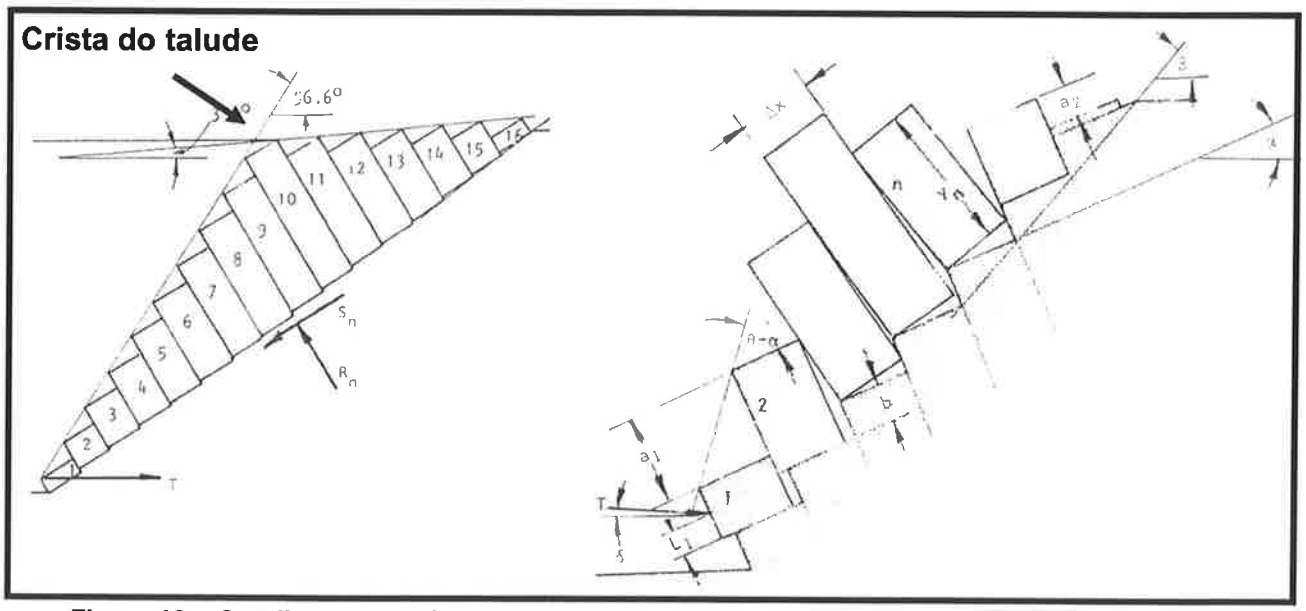


Figura 18 – Condições geométricas requeridas para análise de estabilidade da ruptura pór tombamento, Fonte: adaptado de Hoek & Bray, (1981).

$$a_1 = \Delta x.\tan(\theta - \alpha) \tag{18}$$

$$a_2 = \Delta x.\tan(\alpha - \theta_u) \tag{19}$$

$$b = \Delta x.\tan(\beta - \alpha) \tag{20}$$

Onde:

Δx = largura de cada bloco de rocha (m);

θ = ângulo do talude (°);

θ_u = ângulo de inclinação do terreno superior ao talude (°);

α e β = ângulo que dependem da geometria (°), conforme Figura 18.

Para a análise também é importante observar duas condições dos blocos de rocha: a primeira considerando os blocos antes da crista do talude numerados de 1 a 10 na Figura 18 (a) e a segunda os blocos de 11 a 16 superiores à crista (b).

Condição (a):

$$y_n = n\left(a_1 - b\right) \tag{21}$$

$$M_n = y_n \tag{22}$$

$$L_n = y_n - a_1 \tag{23}$$

Condição (b):

$$y_n = y_{n-1} - a_2 - b \tag{24}$$

$$M_n = y_n - a_2 \tag{25}$$

$$L_n = y_n \tag{26}$$

Onde:

y_n = Altura do enésimo bloco (m);

n = número do bloco;

O equilíbrio de forças para evitar a ruptura por tombamento deve impedir a rotação dos blocos (Pn-1,t) e o deslizamento do mesmo (Pn-1,s) conforme apresentado a seguir:

$$p_{n-1,t} = \frac{p_n(M_n - \Delta x.\tan\theta) + \left(W_n/2\right).(y_n.sen\alpha - \Delta x.\cos\alpha)}{L_n} \tag{27}$$

$$p_{n-1,s} = p_n - \frac{W_n.(\tan\phi.\cos\alpha - sen\alpha)}{1 - \tan^2\phi} \tag{28}$$

Finalmente as resultantes Rn e Sn demonstradas na Figura 18.

$$R_n = W_n.\cos\alpha + (p_n - p_{n-1}).\tan\phi \tag{29}$$

$$S_n = W_n.sen\alpha + (p_n - p_{n-1}) \tag{30}$$

2.1.2.5 **Desmoronamentos**

Os problemas de instabilidades por desmoronamentos resultam de processos de alterações mineralógicas que enfraquecem a resistência superficial do talude, o que provoca a fragmentação e geração de blocos por ação da gravidade, (CARSON e KIRBY, 1972). Ainda segundo os autores, as descontinuidades passam por processos de alteração físico-mecânicas que aceleram a instabilidade no local.

Os tipos de desmoronamentos são:

Queda em fatias de rocha:

Este processo de instabilidade ocorre em taludes já escavados e que geraram uma súbita fenda paralela à face do talude delimitando uma fatia de rocha entre esta face e a fenda.

A queda em fatia ocorre pela movimentação desta rocha delimitada e segundo Carson & Kirby (1972) as equações e gráficos do movimento podem ser observados na Figura 19.

$$\sigma_v = \sigma_3 = \frac{z\gamma}{N\Phi} - \frac{h\gamma w}{N\Phi} - 2c\left(\frac{1}{N\Phi}\right)^{\frac{\gamma}{2}} + h\gamma w \qquad (31)$$

Onde:

σ_v = pressão vertical (MPa)

z = Profundidade (m)

γ = peso específico (t/m^3)

$N\Phi$ = (1 + sen φ) / (1 – sen φ)

h = altura da superfície freática (m)

γw = peso específico da água (t/m^3)

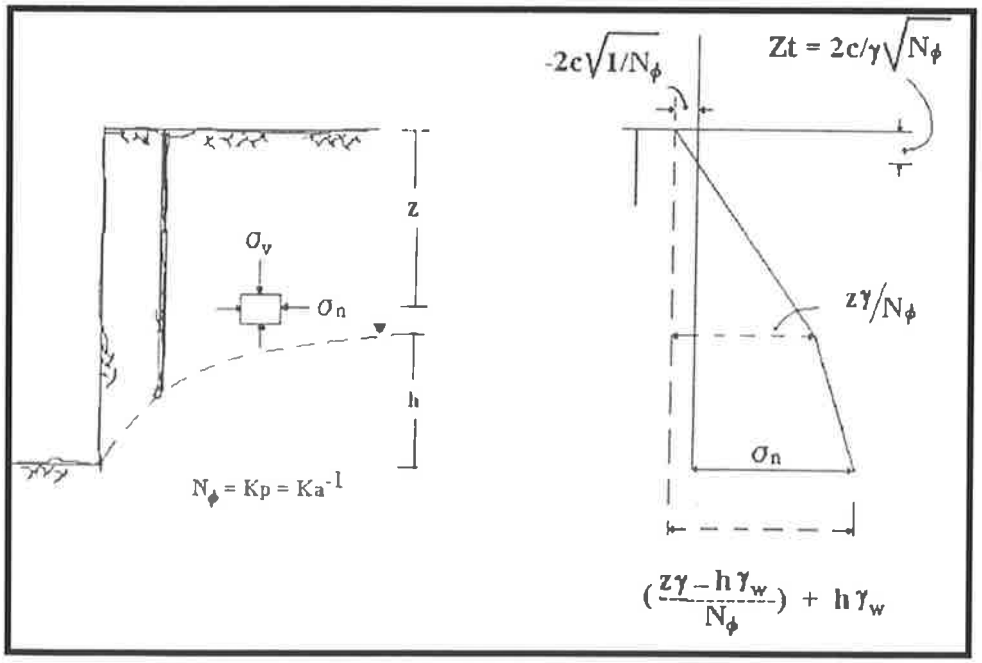


Figura 19 – Análise para a ruptura em fatias; Fonte: modificado de Carson & Kirby, (1972).

Avalanches de rochas:

Avalanches de rochas representam uma das formas mais catastróficas de movimentação de massa, geralmente constituída por mistura de rocha e solo provenientes de corpos de tálus em condições precárias de estabilidade, (GUIDICINI e NIEBLE, 1976).

Estas avalanches também são fortemente influenciadas pelas estruturas geológicas como: planos de acamamentos, juntas, foliações e zonas de cisalhamento que podem reduzir drasticamente a resistência mecânica dos maciços rochosos.

Terzaghi (1962) introduziu o conceito de "área efetiva de junta" ao longo da superfície de cisalhamento e definiu o conceito de coesão efetiva Ce.

$$C_e = C\left(\frac{A - A_j}{A}\right) \tag{32}$$

Onde:

C_e = Coesão efetiva (MPa);

C = Coesão intrínseca da rocha intacta (MPa);

A = área total da superfície cisalhada (m^2);

A_j = área total da junta na superfície cisalhada (m^2).

Quedas de blocos de rocha:

Quedas de blocos de rocha são processos de cisalhamento e rupturas rotacionais de blocos superficiais em taludes artificiais ou naturais (terrenos íngremes).

Os principais fatores que colaboram com este processo de instabilidade são: excessiva saturação ou represamento de água em juntas e fendas de rochas, solapamento da base por rios e córregos, abalos sísmicos, raízes de árvores entre outros.

Este problema de estabilidade é comumente encontrado em taludes de mineração e cortes de obras civis sendo controlados em sua maioria por redes de proteção e tirantes tensionadores.

Desintegração granular:

A desintegração granular ocorre pelo enfraquecimento gradual da rocha pela alteração intempérica do cimento inter-granular. Este fenômeno ocorre pelo efeito das tensões de tração associadas à capilaridade das rochas, principalmente as de origens sedimentares, que promovem quebras e a fragmentação das rochas.

Em graus elevados este fenômeno apresenta caráter erosivo nas rochas que se fragmentam em pó (areia, silte e colúvio).

2.1.3 Mecanismos de ruptura em solo.

2.1.3.1 **Escorregamentos**

Os solos e os materiais de cobertura das rochas também são pontos de atenção quando se considera a estabilidade da escavação mineira, por isso a importância de compreender os conceitos da mecânica de solos para os estudos de estabilização de taludes em cava. Os principais eventos de colapso de taludes em solo serão apresentados neste item.

O estudo de caso desta dissertação teve como foco a estabilidade dos taludes em rocha (mecânica de rochas), os problemas de instabilidades encontrados na área oriundos de solo e material de cobertura não são aprofundados.

Rastejos:

Rastejos podem ser definidos como movimentos lentos e contínuos de massas com limites em geral não definidos, (GUIDICINI e NIEBLE, 1976). Ainda segundo os autores o rastejo é caracterizado pelo seu mecanismo de deformação qual se assemelha ao de um fluido muito viscoso.

O movimento se inicia quando a tensão alcança a tensão de fluência do material, geralmente menor que a tensão de cisalhamento. Estes movimentos também são altamente influenciados pela presença de água que, em alguns casos, no período chuvoso, com o encharcamento dos solos, a tensão (função do peso) ultrapassa a resistência à fluência, iniciando o rastejo. Por outro lado, no período de seca, este rastejo pode cessar com o retorno do equilíbrio dos esforços.

Visualmente o rastejo pode ser observado no campo pela movimentação da vegetação (tombamento de árvores) e obras civis (postes tombados, trincas em casa) e no solo (trincas de tração). A Figura 20, apresenta o perfil de velocidade do rastejo numa seção AA.

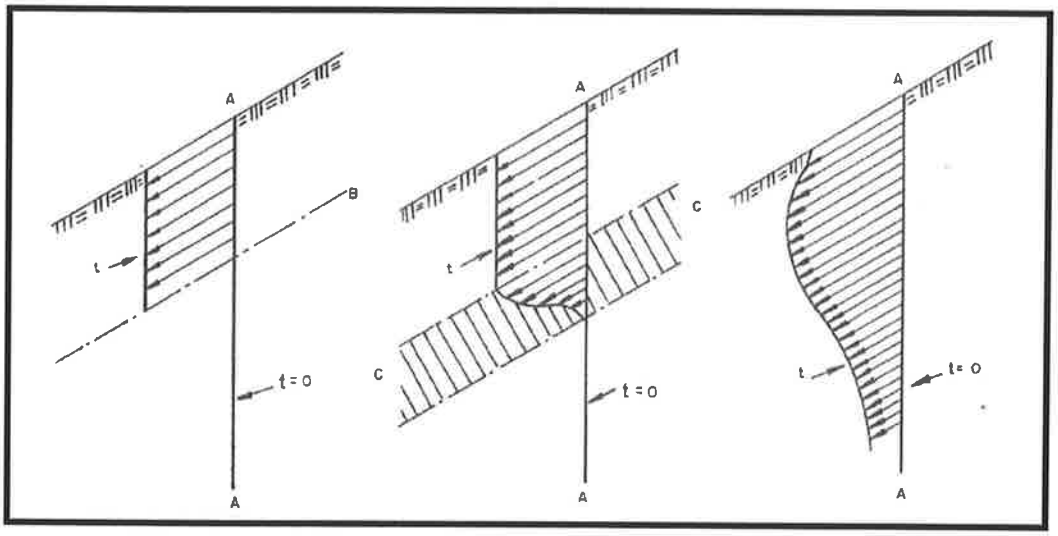


Figura 20 – Gráfico do perfil de velocidade do escorregamento por rastejo numa seção AA – Fonte: Lacerda, (1966).

Na lavra de dolomito, em estudo, temos bem caracterizado um escorregamento por rastejo no talude Norte proveniente de colúvio alterado e solo presente na cobertura do topo rochoso, conforme Figura 21.

Figura 21– Movimentação de rastejo da cobertura do topo rochoso no talude Norte, data: 15/02/07, (foto do autor)

Corridas:

Corridas podem ser definidas como movimentos rápidos de caráter essencialmente hidrodinâmicos, ocasionados por perda de atrito interno em decorrência da destruição das estruturas dos solos e materiais de cobertura.

Conforme, Záruba e Menci (1969) as corridas podem ser representadas em campo por 3 elementos básicos: a Raiz, região de acúmulo de material que se movimentou ou irá se movimentar, de modo geral com formação circular.

O Corpo da corrida (língua), que é a região de fluxo de material e, por fim, a Base, que é a zona de acúmulo após a corrida. Na área de estudo também se observa escorregamento em forma de corrida conforme Figura 22.

Figura 22 – Escorregamento em forma de corrida presente na cava – data: 10/01/2010, (foto do autor).

Escorregamentos:

Segundo Guidicini & Nieble (1976), "escorregamentos stricto sensu são movimentos rápidos, de duração relativamente curta, de massas de terreno, geralmente bem definidas quanto ao seu volume".

Segundo Terzaghi (1962) a velocidade de avanço de um escorregamento pode chegar a 0,30 m por hora. Estes escorregamentos são os mais perigosos envolvendo movimentações de terras, pois este tipo de colapso não apresenta indícios premonitórios claros o que provoca soterramentos de casas e em minerações pode levar a acidentes graves com trabalhadores e equipamentos.

Ainda segundo Terzaghi (1962) o escorregamento pode ser dividido em duas etapas: primeiramente o movimento é de rastejo com as tensões alcançando a

tensão de fluência dos materiais. Com o desenvolvimento da movimentação e aumento das tensões atuantes o F.S. tende a aproximar de 1,00, ou seja, igualando a tensão do maciço com a tensão de cisalhamento e daí iniciando a segunda fase de escorregamento.

Os escorregamentos podem ser caracterizados como rotacionais ou translacionais. O primeiro é delimitado de um lado pelo talude (em escavação) e de outro lado pela superfície do terreno (em colapso). A geometria deste escorregamento se aproxima de um arco de circunferência (cilíndrica).

No segundo, o movimento é caracterizado pela translação do material em colapso e pode ocorrer em taludes suaves e abatidos e são geralmente extensos podendo atingir centenas ou milhares de metros. Já os rotacionais geralmente ocorrem em taludes íngremes e são limitados quanto ao volume de material.

2.1.4 Sistema de classificação

Segundo Ayres da Silva (1998) "classificar é distribuir em classes e/ou grupos, segundo um sistema ou método de classificação, tendo por objetivo básico subentendido: por em ordem, qualificar e identificar". Ainda segundo o autor, classificar consiste em agrupar diferentes realidades segundo características comuns.

Os sistemas de classificação, em mecânica de rochas, surgiram da necessidade de entender o comportamento dos maciços rochosos e possibilitar projetos empíricos que estudem a estabilidade da escavação em estruturas em rocha, segundo um determinado F.S.

Atualmente estes sistemas acompanham métodos e critérios empíricos que visam de forma prática a utilização de suas teorias para resolverem problemas futuros com limitação de conhecimento por meio da experiência acumulada de terceiros. Para isso é importante atender 3 passos, conforme Ayres da Silva (1998):

- **Determinação da qualidade do terreno por um sistema de classificação quantitativo** que permite que a experiência acumulada historicamente pode ser aplicada em projetos futuros;
- **Descrição da perfomace por um sistema padronizado e quantitativo** que defina os parâmetros característicos e sua forma de obtenção;
- **Correlação entre a qualidade e a perfomace** por meio de significativos projetos executados em um amplo espectro de condições de maciços rochosos.

Terzaghi (1946), o pioneiro destes estudos, desenvolveu sua teoria baseada em observações de túneis rodoviários rasos que resultaram em um método de dimensionamento de suportes constituídos de perfis metálicos para a sustentação destes, que foi utilizado por mais de 50 anos como solução exigida pela legislação técnica americana, conforme Tabela 2.

Como conseqüência desta obrigatoriedade foi possível aos estudiosos da mecânica de rochas ter uma base consistente para avaliações que lhes permitiram o desenvolvimento de métodos para dimensionamento de suportes, como por exemplo, o RSR, RMR e sistema Q.

Para cada classe de rocha estima-se a carga transmitida pelo maciço aos suportes e assim se determina o tipo adequado para cada categoria determinada por ele. A tensão que o maciço exerce sobre o suporte equivale à altura da coluna de rocha sobre ele e por meio da resistência dos materiais é possível determinar o tipo de suporte necessário para cada projeto e obra.

Tabela 2– Classificação de Terzaghi; Fonte: Terzaghi (1946), (tradução do autor)

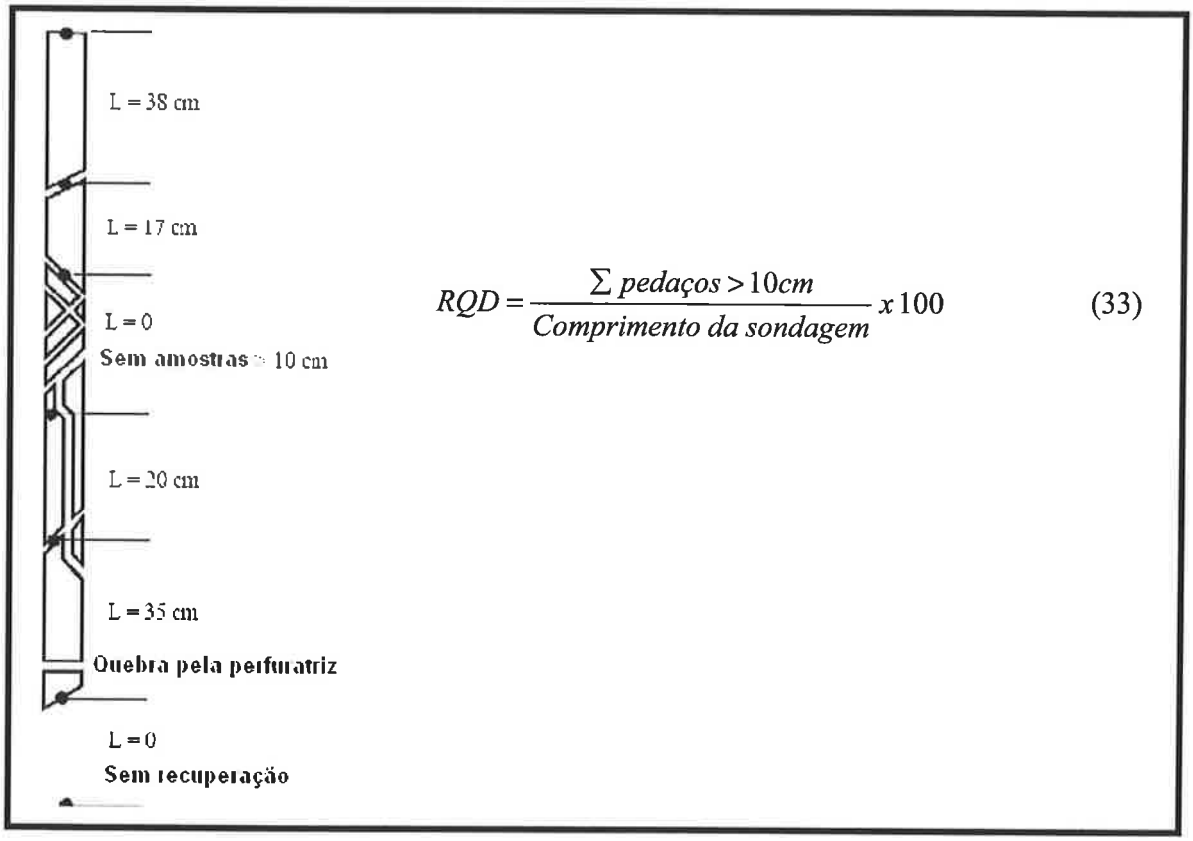
Condições da Rocha	Hp carga	Observações
1. Dura e intacta	Zero	Requer suporte leve apenas em condições de queda de blocos
2. Dura estratificada ou xistosa	0 a 0,5B	Suporte leve
3. Maciça moderadamente fraturada	0 a 0,25B	Carga pode variar erraticamente de ponto para ponto
4. Moderadamente compartimentada	0,25B a 0,35(B+Ht)	Não há pressões laterais
5. Muito compartimentada	(0,35 a 1,10)(B+Ht)	Pequenas pressões laterais ou mesmo sem pressões
6. Completamente esmagada mas quimicamente intacta	1,10(B+Ht)	Pressão lateral considerável. Requer suporte contínuo de cambotas
7. Rocha compressível, profundidade média	1,10 a 2,10(B+Ht)	Pressão lateral elevada, requer arco invertido
8. Rocha compressível, profundidade elevada	2,10 a 4,50(B+Ht)	Cambotas circulares são recomendadas
9. Rocha expansiva	Acima de 250 pés, independe de B+Ht	Cambotas circulares são requeridas. Em casos extremos deve-se utilizar arcos flexíveis

Deere et al (1967) desenvolveu o *Rock Quality Designation* (RQD) obtido através de testemunhos de sondagens. Este índice permitiu estimar o espaçamento entre as descontinuidades e prever o grau de fraturamento que o maciço rochoso está submetido na condição "in situ".

Tabela 3 – Classificação de Deere; Fonte: Modificado de Deere et al (1967).

RQD	Descrição da qualidade da rocha
0 – 25 %	Muito ruim
25 – 50 %	Ruim
50 – 75 %	Mediana
75 – 90 %	Boa
90 – 100 %	Excelente

A Figura 23 apresenta o cálculo para determinar o RQD no testemunho de sondagem. Este índice é base para as principais classificações de maciços rochosos atualmente utilizados em projetos empíricos de estabilidade.



$$RQD = \frac{\sum pedaços > 10cm}{Comprimento\ da\ sondagem} x\,100 \qquad (33)$$

Figura 23 - Representação do cálculo do RQD no testemunho de sondagem, Fonte: adaptado de Deere et al (1967).

A Classificação *Rock Structure Rating* (RSR), desenvolvida por Wickham, Tiedemann e Skinner (1972) foi a primeira a correlacionar os dados de qualidade e performace por meio da atribuição de pontos para os parâmetros característicos considerados. Como por exemplo. à obtenção do Parâmetro A apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 – Obtenção do parâmetro "A", exemplo da classificação RSR; Fonte: Wickham et al. (1967), (tradução do autor)

Índice da Estrutura da Rocha								
Parâmetro "A"								
Avaliação geral da geologia								
Tipo de Rocha					Estrutura geológica			
	Dura	Media	Frágil	Decomposta				
Ígnea	1	2	3	4				
Metamórfica	1	2	3	4				
Sedimentar	2	3	4	4	Maciça	Pouco fraturada ou dobrada	Moderadamente fraturada ou dobrada	Intensamente fraturada ou dobrada
				Tipo 1	30	22	15	9
				Tipo 2	27	20	13	8
				Tipo 3	24	18	12	7
				Tipo 4	19	15	10	6

Dentre destes parâmetros característicos destaca-se:

- Caracterização geológica do maciço como tipo, dureza e estrutura;
- Análise geométrica da escavação em relação à orientação e espaçamento das descontinuidades;
- Análise sobre a condição das superfícies das descontinuidades e a presença de água.

Para determinar o índice RSR foram avaliados 53 projetos (túneis rodoviários) e 190 seções geológicas resultando em 147 seções com suporte metálicos, 14 com parafusos em rocha e 3 com concreto projetados.

Enfatiza-se que estes autores inovaram por apresentarem um índice de pontuação que serviu de base para o desenvolvimento das demais teorias e sistemas de classificação como a *Rock Mass Rating* (RMR) desenvolvida por Bieniawski

(1974) (Tabela 5), Q *System* publicado por Barton (1974) e o *Geological Strength Index* (GSI) apresentado por Hoek, Kaiser e Bawden (1995).

Tabela 5 – Classificação RMR – Fonte: adaptado de Bieniaswski (1974).

RMR	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	<20
Classe	A	B	C	D	E
Descrição	Muito Boa	Boa	Regular	Ruim	Muito Ruim
Tempo antes do desmoronamento	10 anos (15 m)	6 meses (8 m)	1 semana (5 m)	10 horas (2,5 m)	30 minutos (0,5 m)
Coesão (KPa)	>400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Ângulo de atrito	>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°

O sistema Q desenvolvido por Barton (1974) passou a considerar a resistência à compressão uniaxial em seu sistema de classificação que foi posteriormente também utilizado por Hoek e Brown (1997) no GSI.

Barton (1974) desenvolveu sua teoria, baseado em 212 estudos de caso em túneis na Escandinávia, baseados em 6 parâmetros característicos:

- RQD;
- Número de descontinuidades Jn;
- Rugosidade da descontinuidade Jr;
- Grau de alteração Ja;
- Fluxo de água Jw;
- Condições de tensão SRF.

Por meio desses parâmetros obtém-se o valor de Q, conforme a eq.(34).

$$Q = \frac{RQD}{Jn} \cdot \frac{Jr}{Ja} \cdot \frac{Jw}{SRF} \qquad (34)$$

Com base no Q tem-se a seguinte classificação, conforme a Figura 24.

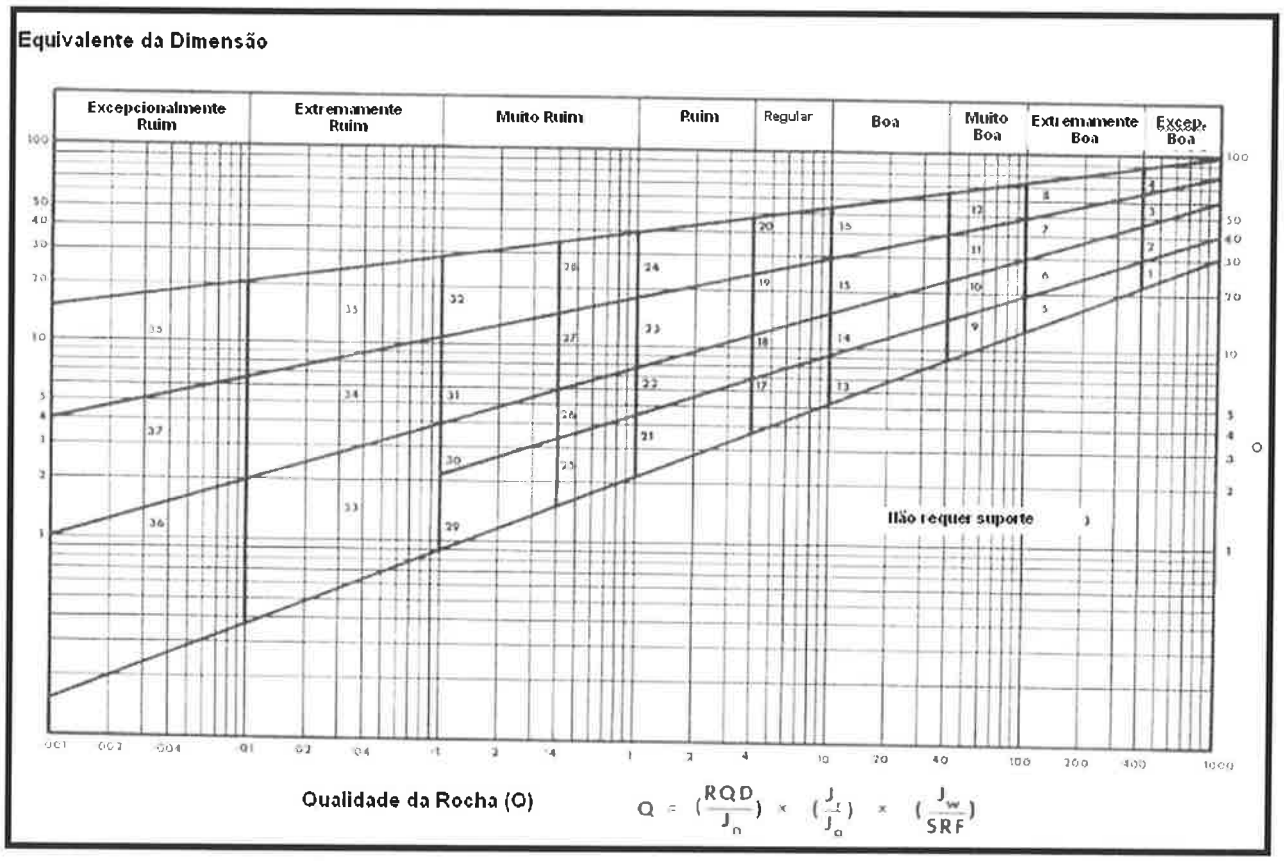


Figura 24 - Ábaco da classificação do sistema Q,; Fonte: modificado do NGI

A mecânica de rochas moderna busca classificar o maciço rochoso caracterizando o seu comportamento físico (resistências), sua estrutura e as características de suas descontinuidades. Simplificadamente estas classificações estimam a resistência do maciço baseado num fator de redução (fator de escala) para a resistência obtida por testemunhos em ensaios de laboratório.

A seguir serão apresentados os dois critérios de ruptura, conforme já citado anteriormente, que servirão na análise da estabilidade de escavações mineiras à céu aberto e em rocha. Estes foram escolhidos pelo atual reconhecimento científico e prático de suas teorias e por servirem de base para o estudo de caso apresentado no item 4 desta dissertação.

2.1.4.1 *Geological Strength Index* (GSI) e o critério de Hoek e Brown (2000)

A classificação GSI determina o Índice Geológico de Resistência e a constante do material (mi) que são dois ponderadores entre a resistência da rocha obtida em laboratório (testemunho) e a resistência do maciço rochoso "in situ", conforme identificado nas equações 35 a 41 apresentadas por Hoek e Brown (1997).

A eq.(35) correlaciona as tensões principais de compressão (σ_1 e σ_3) com os parâmetros m_b, S e a, obtidos atualmente com o auxilio da classificação GSI. A resistência a compressão uniaxial (σ_c) é obtida em laboratório conforme será visto no item 4.1.6.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \cdot \left(m_b \cdot \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + S \right)^a \tag{35}$$

Os parâmetro m_b e S dependem da obtenção da constante m_i, fornecida pela Tabela 6, e do GSI é obtido pelo ábaco representado na Figura 25. Vale ressaltar que para cada litologia é apresentado por Hoek e Marinos (2000) um ábaco especifico para determinar este índice.

$$m_b = m_i \cdot \exp^{\left(\frac{GSI - 100}{28} \right)} \tag{36}$$

e

$$S = \exp^{\left(\frac{GSI - 100}{9} \right)} \tag{37}$$

O valor do GSI correlaciona características do maciço com as condições das descontinuidades, conforme a Figura 25.

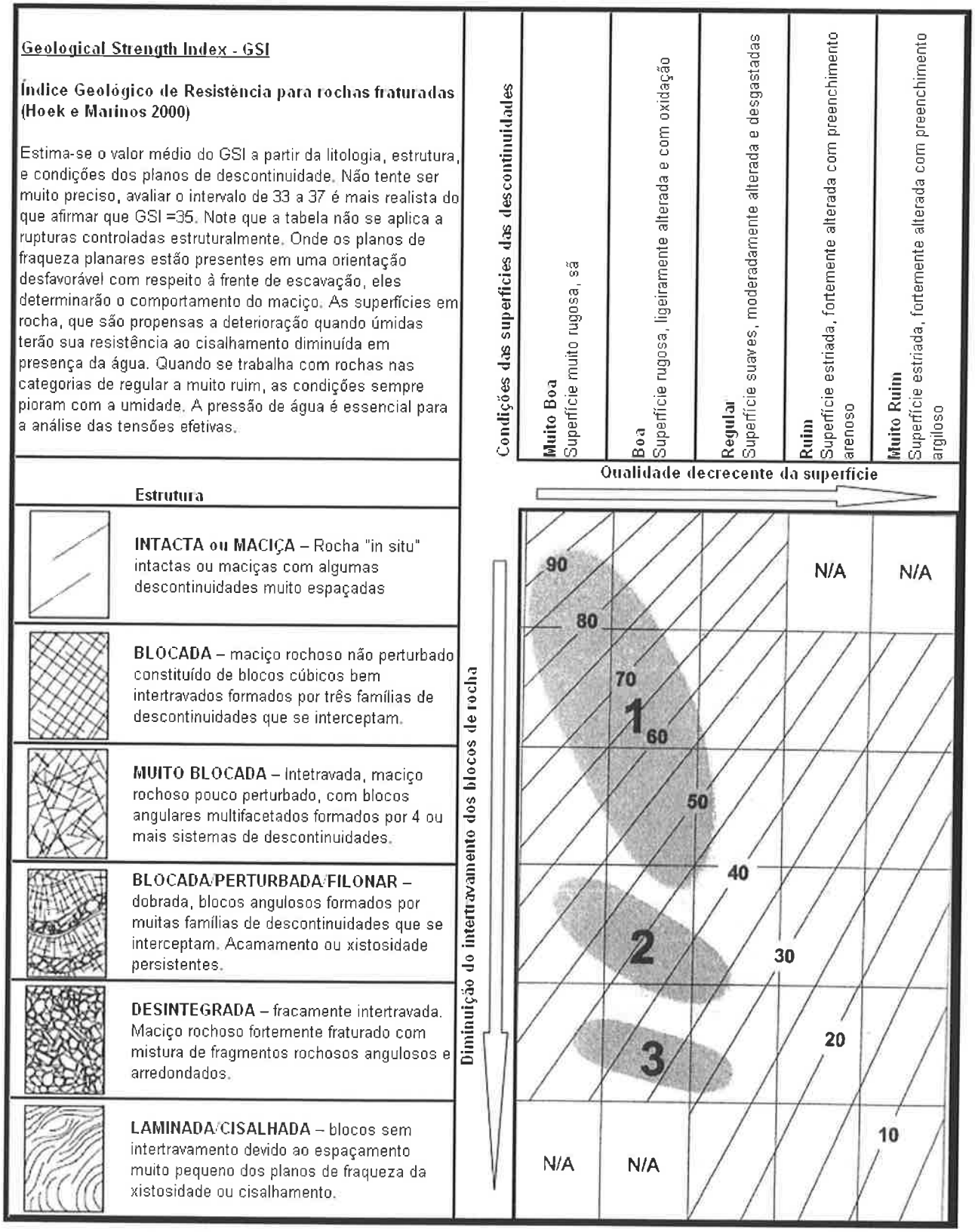


Figura 25 – Ábaco para obtenção do GSI para dolomito, Fonte: Marinos e Hoek (2000), (tradução do autor).

As características avaliam o grau de intertravamento dos blocos individualizados pelas famílias de descontinuidades (*joints*) podendo variar de Intacta ou maciça a laminada e cisalhada. Quanto maior for o fraturamento do maciço rochoso menor será o valor obtido para o GSI.

A análise das condições das descontinuidades permite sua avaliação qualitativamente entre muito boa a muito ruim considerando a superfície (rugosa ou lisa), grau de alteração e a existência ou não de preenchimento.

O valor de m_i depende do tipo de formação da rocha (origem) e da textura dos grãos (grosseira, média, fina e muito fina).

Hoek e Brown (2000) adaptaram as equações de seu critério para casos onde a atividade de detonação interfere no estudo de estabilidade e apresentaram as seguintes equações modificadas:

$$m_b = m_i \,.\, \exp^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \tag{38}$$

e

$$S = \exp^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \tag{39}$$

Onde D é estimado pelo grau de pertubação introduzido pelo desmonte de rocha por explosivos e pode variar de 0 (maciços rochosos inalterados) até 1 (maciços rochosos muito alterados).

Tabela 6 - Valores da constante m_i para rocha intacta e por tipo de origem, Fonte: Marinos e Hoek (2000), (tradução do autor).

Tipo de Rocha	Classe	Grupo	Textura: Grosseira	Textura: Média	Textura: Fina	Textura: Muito Fina
Sedimentar	Clástica		Conglomerados * Brechas *	Arenitos 17±4	Siltitos 7±2 Grauvacas 18±3	Argilitos 4±2 Folhelhos 6±2 Marga 7±2
Sedimentar	Não Clástica	Carbonatos	6 Cristalino 12±3	Calcário Spariticos 10±2	Calcário Mieriticos 9±2	Dolomito 9±3
Sedimentar	Não Clástica	Evaporitos		Gipsita 8±2	Anidrita 12±2	
Sedimentar	Não Clástica	Organica				Giz 7±2
Metamorfica	Não Folheadas		Mármore 9±3	Hornfels 19±4 Metarenito 19±3	Quartzitos 20±3	
Metamorfica	Levemente Folheadas		Migmatito 29±3	Anfibolitos 26±6	Gnaisse 28±5	
Metamorfica	Folheadas			Xistos 12±3	Filitos 7±3	Ardósia 7±4
Ignea	Plutônica	Clara	Granito 32±3 Granodiorito 29±3	Diorito 25±5		
Ignea	Plutônica	Escura	Gabro 27±3 Norito 20±5	Dolerito 16±5		
Ignea	Hipabissal		Porfins 20±5		Diabasio 15±5	Peridotito 25±5
Ignea	Vulcânica	Lava		Rhiolito 25±5 Andesito 25±5	Dacito 25±3 Basalto 25±5	
Ignea	Vulcânica	Piroclástica	Aglomerado 19±3	Brecha 19±5	Tufo 13±5	

Considerando-se rocha inalterada, ou seja D igual a zero, as equações 38 e 39 retornam à configuração original já apresentadas nas eq.(36) e eq.(37)

Marinos e Hoek (2000), identificaram a necessidade de adaptar a classificação GSI para rochas heterogêneas, com GSI menor que 25, baseado-se em verificações práticas de problemas de instabilidade nestes tipos de rocha. Para estes casos eles adaptaram as equações para o cálculo dos parâmetros **S** e **a**.

$$S = 0 \tag{40}$$

e

$$a = 0{,}65 - \frac{GSI}{200} \tag{41}$$

Neste mesmo artigo os autores aconselham a utilizar as eq.(36) e eq.(37) e o valor do parâmetro a=0,5 para o caso de GSI>25.

2.1.4.2 **Critério de Barton e Bandis (1982)**

Este critério vem sendo estudado para a análise de ruptura planar em taludes de rocha para escavações mineiras à céu aberto, conforme Giani (1992). Neste item será apresentada a metodologia adequada para esta análise que posteriormente será aplicada no estudo de caso desta dissertação.

A eq.(42) apresenta o FS para esta ruptura planar obtida pelo critério de Barton e Bandis (1982).

$$F.S. = \frac{W.\cos\alpha.\left[\tan\left(JRC.\log_{10}\frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r\right)\right]}{W.sen\alpha} \tag{42}$$

onde:

W: Peso da rocha (tf/m);

α: ângulo de talude (°);

Φ_r: ângulo de atrito residual (°);

JRC: Coeficiente da rugosidade das descontinuidades;

JCS: Coeficiente da resistência a compressão superficial (MPa);

σn: Resistência a compressão uniaxial (MPa).

O ângulo de atrito residual (Φ_r) conceitualmente é definido como o atrito existente após a ruptura por cisalhamento e pode ser obtido em laboratório através da eq. 43.

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20.\left(r/R\right) \tag{43}$$

O ângulo (Φ_b) é calculado em laboratório com a utilização do ensaio de "*Tilt test*" que calcula o ângulo de atrito entre duas superfícies cortadas (serradas), conforme Figura 26.

O parâmetro de correção (r/R) é calculado pela relação entre a resistência à compressão superficial na descontinuidade alterada (r) sobre a mesma resistência na superfície serrada (R). Estas resistências são obtidas com a utilização do esclerômetro Schmidt.

Figura 26 - Ensaio de "tilt test" equipamento disponível no laboratório de Mecânica de rochas do departamento de engenharia de minas – EPUSP.

O coeficiente da resistência à compressão superficial (JCS) também é obtido pelo esclerômetro Schmidt em superfície cortada. Os valores obtidos nos ensaios devem ser lançados no gráfico para determinar os resultados da tensão superficial, conforme. Figura 27.

Deve-se prestar atenção no ângulo de posição do esclerômetro durante o ensaio, pois o mesmo é suscetível à aceleração da gravidade.

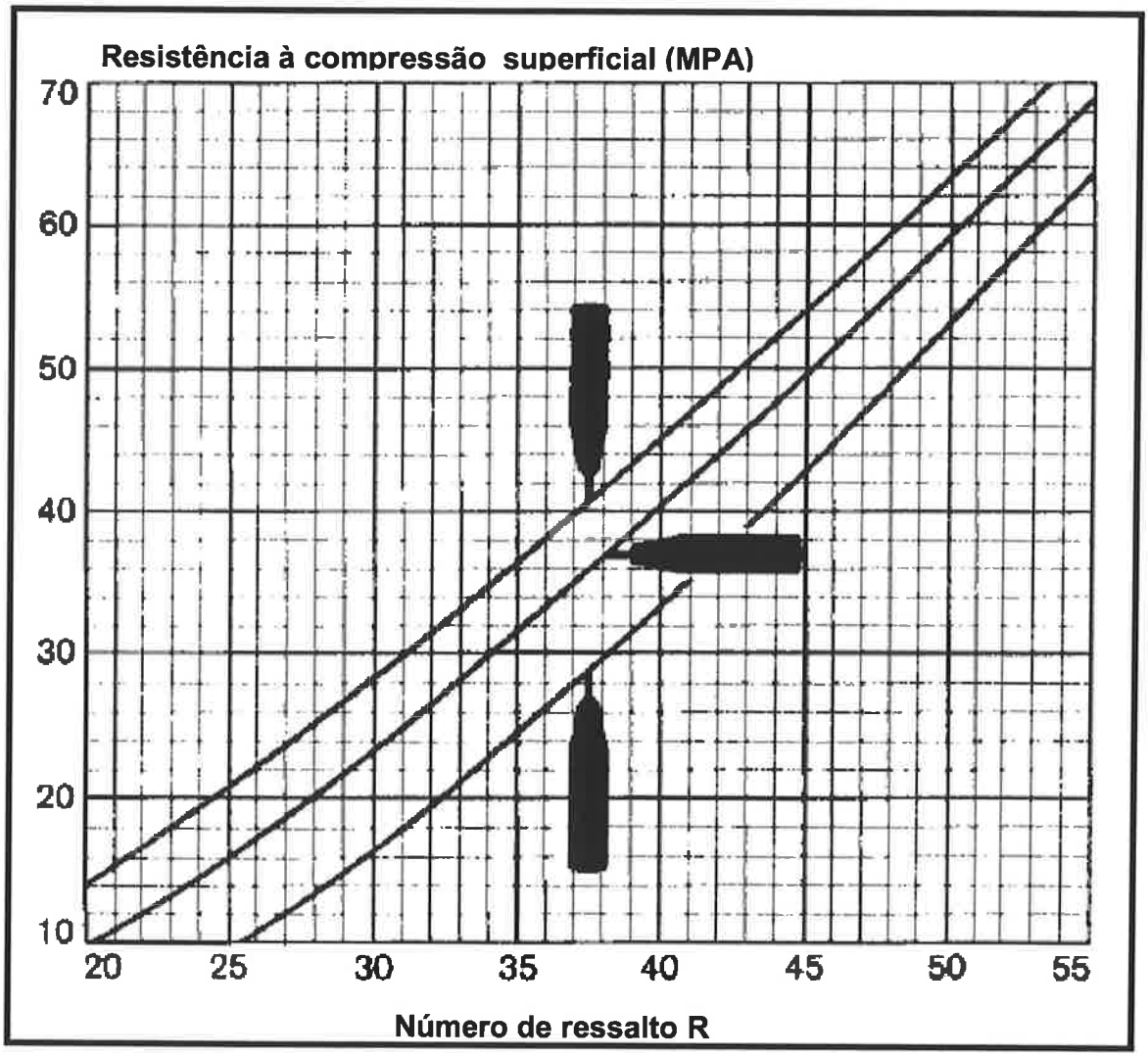


Figura 27 - Gráfico para a leitura do ensaio de resistência a tensão superficial por meio do esclerometro Schmidt. Fonte PROCEQ, SA

O coeficiente de rugosidade da descontinuidade (JRC) é obtido pela eq..

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{\log_{10} \frac{JCS}{\sigma_{ns}}} \tag{44}$$

Onde α é descrito como o ângulo de talude ensaiado em laboratório por meio do *"tilt test"* considerando as superfícies naturais das descontinuidades. A diferença entre α e Φ_r pode ser caracterizada como o incremento no ângulo de atrito decorrente do denteamento da superfície da descontinuidade (i).

A tensão normal (σ_{ns}), também, é calculada por ensaio de *"tilt test"* e é determinada pela relação da tensão normal com a área de contato entre os blocos. Neste caso, também, considera o ensaio por meio das superfícies cortadas.

Com estas equações é possível determinar o F.S. pela eq.(42), porém, todos os resultados até aqui obtidos e calculados estão em escala de laboratório (dimensões reduzidas) e não representam a realidade obtida em campo. Para corrigir estas distorções Barton e Bandis (1982) introduziram o fator de escala em sua metodologia.

O fator de escala é obtido pela relação entre o comprimento da descontinuidade suscetível à ruptura planar em campo (L_n) com o comprimento do bloco de ensaio (L_0). Este é aplicado para corrigir os parâmetros conforme as equações abaixo:

A eq.(45) apresenta a correção do fator de escala para o coeficiente de rugosidade da descontinuidade.

$$JRC = JRC_0 \cdot \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,02JRC_0} \tag{45}$$

Finalmente a eq.(46) apresenta a correção deste fator para o coeficiente de resistência a compressão superficial.

$$JCS = JCS_0 \cdot \left(\frac{L_n}{L_0} \right)^{-0,03JRC_0} \tag{46}$$

3 METODOLOGIA APLICADA

A metodologia aplicada nesta pesquisa é a utilização dos critérios de ruptura de Hoek e Brown (1997), adaptado por Marinos e Hoek (2000) e do critério de Barton e Bandis (1982) para determinar os ângulos de estabilidade dos taludes da cava de dolomito (estudo de caso) em método de lavra a céu aberto para atender ao F.S. estipulado em 1,25.

Para a utilização destes critérios são efetuados trabalhos de campo para obtenção de amostras e demais dados necessários à estas teorias e realizados os ensaios laboratoriais para determinação dos parâmetros envolvidos.

Ressaltar que em todo estudo e análise da ruptura por estes critérios utilizaram-se da topografia original do terreno, pois o intuito desta dissertação é comparar o projeto de lavra com o devido estudo de estabilidade com a situação de desenvolvimento atual.

Estes critérios são, ao final, comparados e verificados as similaridades entre suas metodologias e também com o cenário atual.

A projeção da cava de exaustão com os ângulos obtidos pelos critérios avaliados permite uma análise do fechamento prematuro da atividade mineira.

Por fim é apresentado um estudo preliminar sobre a viabilidade da jazida mineral para a abertura da lavra em cava a céu aberto.

4 ESTUDO DE CASO

Neste item é apresentado o pré-projeto de estabilidade para a cava de dolomito localizada na Sinclinal do Gandarela considerando o terreno intacto, ou seja, antes do início das atividades de lavra.

4.1 Trabalhos de campo e levantamento de dados de entrada

Antes de iniciar qualquer estudo de estabilidade é importante conhecer a geologia regional onde está inserido o depósito mineral de interesse, as classificações de maciços rochosos dependem da caracterização geológica para estimar os parâmetros de projetos.

Neste item também são levantados os demais dados necessários para estes estudos.

4.1.1 Localização da jazida

A área de estudo está localizada no flanco NW do Sinclinal do Gandarela nos domínios do Quadrilátero Ferrífero e do Supergrupo Minas na zona de influência do Cráton do São Francisco.

Segundo Dorr (1969) a área está localizada na região central entre os municípios de Ouro Preto, Itabirito, Sabará e Santa Bárbara. Geologicamente está entre a formação da Serra do Caraça e a bacia do Rio das Velhas.

A distância de Belo Horizonte à área de estudo é de aproximadamente 130 km pela BR – 116 (via de acesso entre BH e Vitória) e por mais 50 km de vias municipais desde a saída de Barão de Cocais até a jazida.

4.1.2 Geologia regional e comportamento estrutural

4.1.2.1 **O Cráton do São Francisco**

Segundo Alkmim (2004): Os Crátons são diferenciados da litosfera continental por apresentarem alta resistência mecânica e comportamento tectônico marcado por longa estabilidade.

O Cráton do São Francisco, em seu interior, é coberto por rochas pré-cambrianas e fanerozóicas, o embasamento está exposto em duas áreas: no extremo sul, no Cinturão Mineiro, e a leste. As áreas de cobertura correspondem a 3 grandes unidades morfotectônicas são elas: a Bacia do São Francisco, o Aulacógeno do Paramirim e uma parte do Rifte Recôncavo-Tucano-Jatobá, representadas na Figura 28.

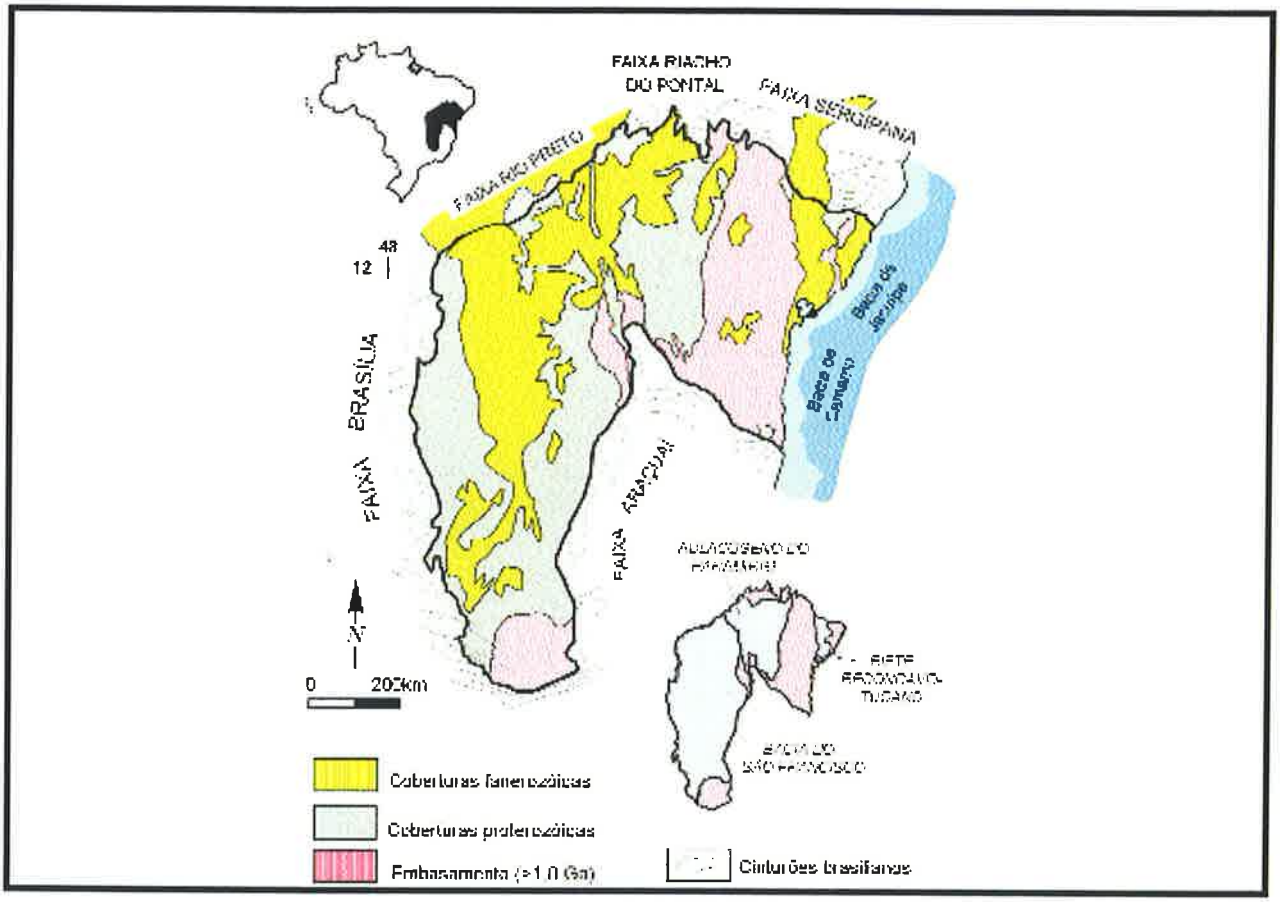


Figura 28 - Mapa geológico simplificado do Cráton do São Francisco; Fonte: modificado por Alkmim et al. 1993

O Cinturão Mineiro fica restrito a uma pequena faixa a sul do Quadrilátero Ferrífero, junto ao limite cratônico. Ele engloba um complexo metamórfico basal, as supracrustais do Supergrupo Rio das Velhas, o Supergrupo Minas, o Grupo Itacolomi além de granitóides arqueanos e paleoproterozóico.

Segundo Alkmim e Marshak (1998) os traços estruturais dominantes do Cinturão Mineiro orientam-se na direção NE-SW e devem representar a manifestação do evento transamazônico. O metamorfismo regional e deformações com vergência geral para NW seguidos de colapso extensional levaria a formação das estruturas dômicas e dos grandes sinformes que hospedam as supracrustais na região do Quadrilátero Ferrífero.

A Bacia do São Francisco, segundo Alkmim e Martins Neto (2001) ocupa boa parte do setor de orientação meridional do Cráton com cerca de 500.000 km^2 da bacia hidrográfica homônima pertencente aos estados de Minas, Bahia e Goiás.

Estruturalmente, as unidades pré-cambrianas foram atingidas pelas frentes orogênicas brasilianas formando cinturões epidérmicos de antipaís. Estes cinturões presentes à oeste e leste da bacia formam uma associação de falhas e dobras nesta região. A sudoeste a bacia é atravessada por um feixe de falhas transcorrentes que produzem rotação e aumentam a complexidade estrutural caracterizada nestes locais.

As estruturas exclusivas das unidades neoproterozóicas se intercalam em elementos tectônicos formados durante o evento Sul Atlântico e os sedimentos cretácicos nesta região apresentam orientação de falhas no sentido NE-SW.

O Aulacógeno do Paramirim é a feição morfotectônica da porção norte do Cráton. Seu arcabouço estrutural tem como elementos fundamentais um conjunto de falhas reversas de empurrão e dobras de orientação preferencial NW. A formação da Chapada de Diamantina é resultante deste processo de inversão.

No Vale do Paramirim rochas plutônicas do embasamento acomodaram as deformações de forma heterogênea e diferenciada da cobertura gerando estruturas e zonas de cisalhamento com sentido NE.

4.1.2.2 **O Quadrilátero Ferrífero**

O Quadrilátero Ferrífero está localizado na porção central do estado de Minas Gerais e vem sendo caracterizado geologicamente por diversos estudos, principalmente devido ao seu potencial econômico na extração de ferro, manganês, ouro, topázio imperial, bauxita, entre outros.

Um dos principais estudos geológicos e estruturais realizados no Quadrilátero foi desenvolvido pelo Departamento Nacional da Produção Mineral (DNPM) na década de 40, através de convênio com a United States Geological Survey (USGS) que realizou o mapeamento geológico sistemático, na escala 1:25000, desta área, com aproximadamente 7.000 km^2. Estes trabalhos servem de base para esta dissertação.

Segundo Dorr (1969) a coluna estratigráfica do Quadrilátero Ferrífero é composta pelo embasamento e pelos Supergrupos Rio das Velhas e Minas, conforme a Tabela 7.

Tabela 7 – Representação da coluna estratigráfica do Quadrilátero Ferrífero, Fonte: Dorr (1969)

Supergrupo	Grupo	Formação	Litologia
MINAS	Itacolomi		Quartzito, conglomerado e filito
	Piracicaba	Sabará	Clorita xisto, filito, quartzito e conglomerado
		Barreiro	Filito grafitoso
		Taboões	Quartzito
		Fecho do Funil	Filito quartzito e dolomito
		Cercadinho	Quartzito e filito ferruginoso
	Itabira	Gandarela	Dolomito, itabiritos dolomíticos
		Cauê	Itabirito (formação ferrífera)
	Caraça	Batatal	Filito, filito prateado e filito grafitoso
		Moeda	Quartzito, conglomerado e filito
	Tamanduá	Cambotas	Quartzitos, xistos e filitos
		Não denominada	filitos, formação ferrífera dolomítica e xistos quartzosos
RIO DAS VELHAS	Maquiné		Quartzito, conglomerado e filito grauvaca
	Nova Lima		Filito clorítico, formação ferrífera, quartzito e rochas carbonáticas

Complexo Granítico-Gnáissico

Este complexo é considerado como sendo o embasamento dos Supergrupos Rio das Velhas e Minas e é constituído por gnaisses metatonalitos a gnaisses, migmatitos, anfibolitos, metaultramaficos e pegmatitos. As rochas desta unidade foram metamorfizadas sob condições de pressão e temperatura das facies anfibolito e granulito e retrometamorfisadas nas facies xisto-verde.

Supergrupo Rio das Velhas

O Supergrupo Rio das Velhas é uma seqüência vulcano sedimentar do tipo cinturão de rochas verdes (greenstone belt), de idade arqueana. As rochas presentes nesta unidade foram descritas e subdivididas em dois grupos: Nova Lima (inferior) e Maquiné (superior).

- **Grupo Nova Lima**: constituído por rochas metavulcânicas ultramáficas na base, metassedimentos químicos na porção intermediaria e metassedimentos clásticos nas camadas superiores;
- **Grupo Maquiné**: constituído predominantemente por quartzitos, xistos, conglomerados e em menor quantidade por sericita, clorita e filitos. Ao Grupo Maquiné compreendem duas formações: Palmital, na porção inferior, e Casa Forte na superior.

Supergrupo Minas

O Supergrupo Minas é uma seqüência de rochas metassedimentares com pequenas contribuições vulcânicas, constituídas por quartzito, quartzo-mica-xisto, metaconglomerados, filitos, formações ferríferas e rochas carbonáticas. As rochas desta unidade recobrem o Supergrupo Rio das Velhas e o complexo granítico-gnáissico com idade em torno de 2,1 Ga.

Segundo Dorr (1969) o Supergrupo Minas foi dividido em cinco grupos:

- **Grupo Tamanduá**: subdividido em duas formações, a Formação Cambotas na base constituída por quartzitos, xistos, filitos e a Formação não nominada, composta por filitos, formação ferrífera dolomítica e xistos quartzosos;
- **Grupo Caraça**: composto essencialmente por metassedimentos de origem clástica e engloba as formações Moeda e Batatal;

- **Grupo Itabira**: contém sedimentos essecialmente químicos e é subdividido em duas formações Cauê e Gandarela;
- **Grupo Piracicaba**: consiste em metassedimentos clásticos, incluindo conglomerado fino, quartzito e filito grafitoso, contendo esporadicamente precipitados químicos ou bioquímicos. Este grupo foi subdividido em 5 formações: Cercadinho, Fecho do Funil, Taboões, Barreiro e Sabará;
- **Grupo Itacolomi**:é constituído por quartzitos e metaconglomerados na base, filitos na porção meridiana e quartzito no topo.

A área de estudo desta dissertação esta localizada sobre duas formações que serão melhor caracterizadas a seguir:

A **Formação Gandarela** foi definida por Dorr (1969) na região do sinclinal homônimo a leste do Quadrilátero Ferrífero e é constituída basicamente por dolomitos, calcários, filitos dolomíticos, formação ferrífera dolomítica, filito e lentes quartzíticas. Os dolomitos da região apresentam coloração vermelha, branca e cinza e geralmente são de granulometria fina a média, maciços ou estratificados, podendo apresentar estruturas indicativas de fluxo sedimentar e estruturas brechóides.

A espessura dessa unidade varia muito ao longo do Quadrilátero Ferrífero e na região do Sinclinal Dom Bosco apresenta espessura de 200 a 250 metros, podendo chegar a 400 metros na região do Ribeirão da Colônia.

Segundo Johnson (1962) lentes de xistos verdes associadas a dolomito relacionam estas rochas a possíveis atividades vulcânicas ocorridas durante a deposição dos carbonatos da Formação Gandarela.

Os sedimentos desta formação foram depositados em ambiente orogenético com freqüentes perturbações do assoalho oceânico, desmoronamentos subaquosos e com irregularidades acentuadas no fundo. Essas variações resultam na diversificação composicional e granulométrica dos sedimentos. Possíveis

intercalações de lentes e "sills" básicos demonstram o ambiente instável e relativa ausência de embasamento siálico.

A **dolomita** (minério de interesse da área de estudo) provavelmente foi formada a partir de processos de dolomitização da calcita ou da aragonita, ou seja, através de reações de substituição do Ca (cálcio) presentes no Calcário $CaCO_3$ pelo Mg (magnésio) formando o calcário dolomitico $Ca(Mg)CO_3$.

Como minerais secundários, pode ocorrer a presença de quartzo, clorita, talco, anfibolitos, magnetita, hematita, pirita e com menor freqüência fluorita, barita e turmalina.

As brechas dolomíticas (conglomerados intraformacionais) ocorrem associadas à Formação Gandarela e são constituídas por interclastos angulosos e tabulares de dimensões variadas, envoltos por matriz filítica.

A **Formação Cercadinho** constitui-se de intercalações de quartzito e filitos ferruginosos e lentes de dolomito. A formação Fecho do Funil é composta por seqüências de filitos dolomíticos marrom a cinza escuro, dolomitos argilosos e silicosos, filitos cinza e marrom, metassíltitos e dolomitos impuros.

4.1.2.3 **Geologia estrutural**

Os eventos deformacionais que atuaram no Quadrilátero Ferrífero são resumidamente descritos a seguir:

As rochas supracrustais sofreram complexa deformação polifásica, revelando um arcabouço estrutural marcado por grandes sinclinais e anticlinal, entre eles os Sinclinais Moeda, Dom Bosco, e **Gandarela**, está ultima observada na Figura 29. A disposição da região é resultante do cruzamento de duas direções de serras que

corresponde à tectônica bilinear, com duas facies diferentes de dobramentos compressionais: uma na direção E-W e a outra de direção SE-NW,

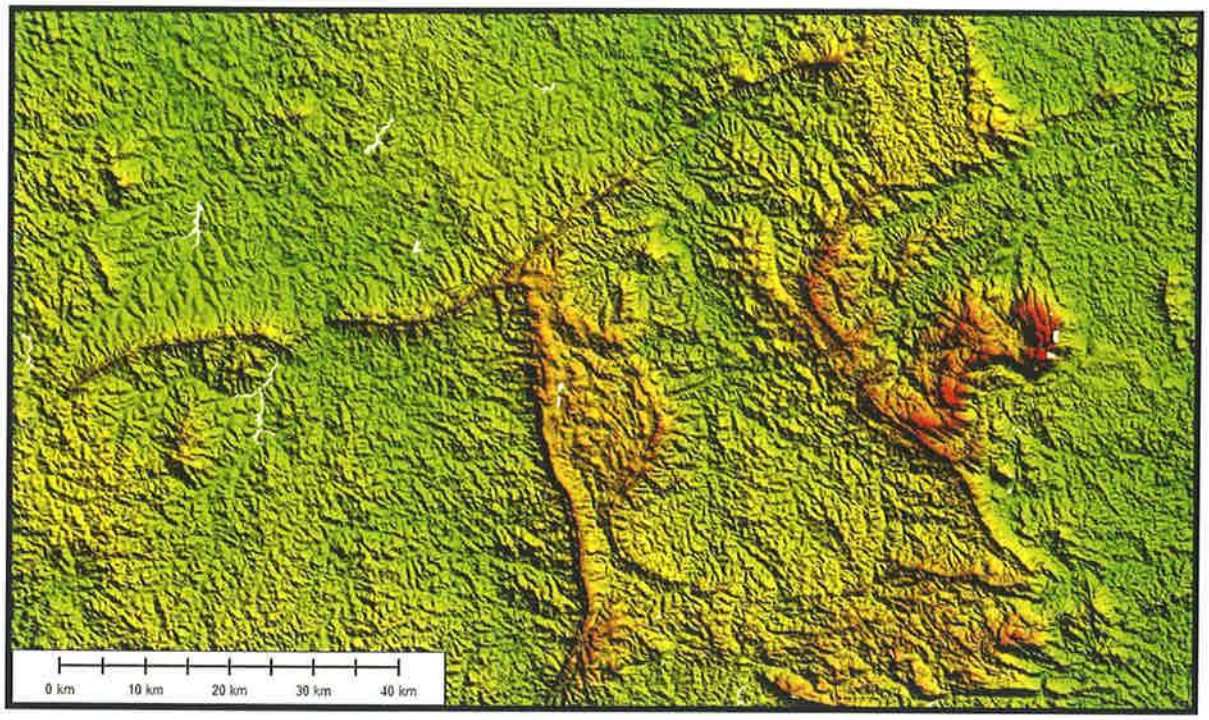


Figura 29 – Imagem de satélite da região do Quadrilátero Ferrífero com foco no Sinclinal do Gandarela – fonte threetek.

Três períodos de deformação são definidos por Dorr (1969), na região do Quadrilátero:

- O primeiro teria atuado após a deposição do Supergrupo Rio das Velhas;
- O segundo teria ocorrido durante a deposição do Supergrupo Minas e do Grupo Itacolomi
- O terceiro e último evento teria ocorrido após a deposição do Grupo Itacolomi e que provavelmente envolveu toda a seqüência estratigráfica.

Os sinclinais geralmente constituem a calha sinformal de eixo leste-oeste cortado por diversas falhas de empurrão com traços arqueanos. As falhas apresentam geometria em forma de rampa e patamares, com falhas direcionais associadas.

Na área de estudo é possível observar estruturas resultantes dos esforços a que foram submetidas estas formações, com presença de dobras e de cavalgamentos bem representativos e preservados na formação cercadinho, conforme Figura 30.

Figura 30 – Detalhe da cava mostrando os esforços e dobramentos a que foram submetidas as litologias na região do Sinclinal do Gandarela, (foto do autor).

4.1.3 Modelo litológico da jazida mineral

O modelo litológico realizado é simplificado e tem como principal objetivo individualizar os tipos de rocha e a seqüência geológica encontrada na área de estudo.

4.1.3.1 Descrição dos testemunhos de sondagem

As campanhas de sondagem foram efetuadas em 4 etapas distintas de investigação totalizando 36 furos de sondagem e 2.927 metros de investigação, Figura 31:

- **1º campanha**: efetuada na década de 80, pela empresa detentora dos direitos minerários, foram realizados 7 furos totalizando 539,35 m (Cor amarela);
- **2º campanha**: efetuada entre 1992 a 1993, já após processo de aquisição dos direitos por outra empresa (grande porte do setor ferrífero), foram realizados 4 furos totalizando 361 m (cor magenta);
- **3º campanha**: efetuada em 1995 pela DOCEGEO com o propósito de adensar a malha de sondagem, foram realizados 19 furos totalizando (cor vermelha) 1.446,45 m. Nesta fase foram executados 7 furos para obtenção de parâmetros geomecânicos (cor azul claro);
- **4º campanha**: efetuada em 2007 pela atual detentora dos direitos minerários, foram realizados 6 furos totalizando 600,25 m. Todos os furos executados foram descritos sobre os parâmetros geomecânicos (cor azul);

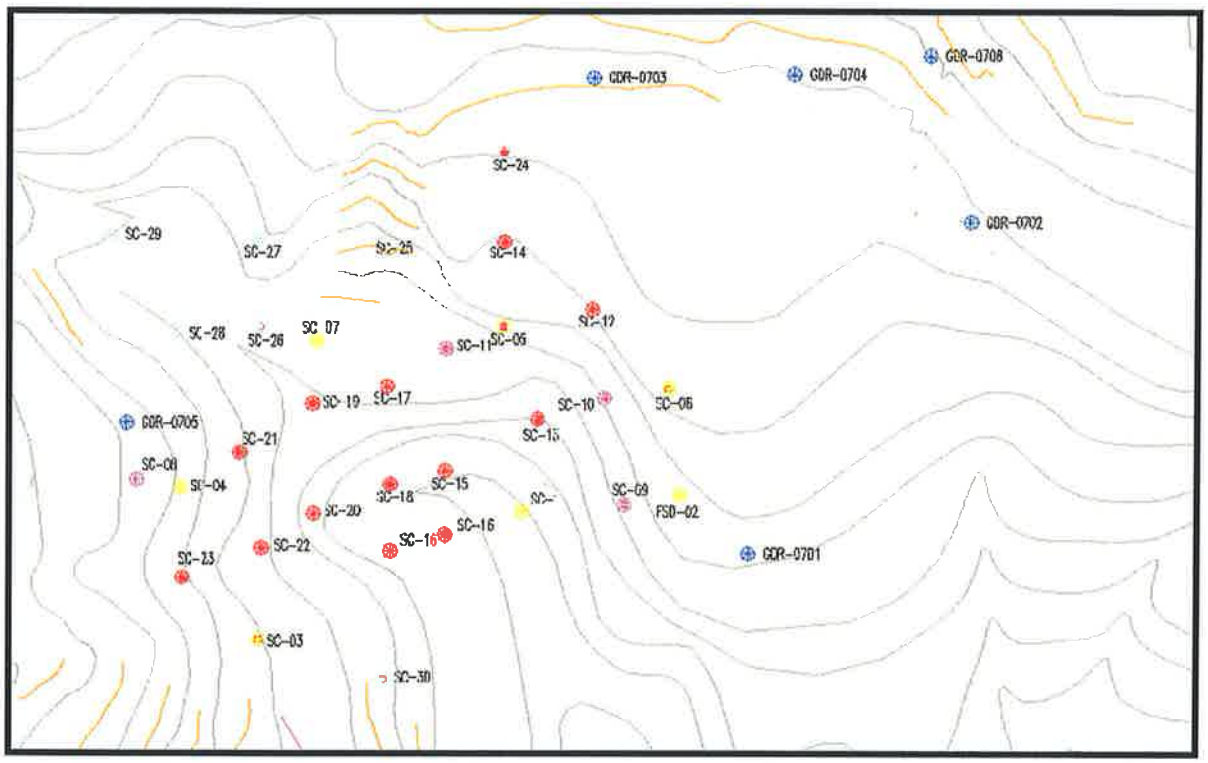


Figura 31– Mapa topográfico original do terreno em estudo com a localização dos furos de sondagem ressaltando as diversas campanhas de pesquisa.

Em 2008, foram executados trabalhos para uniformizar as informações contidas nas diversas campanhas de sondagens, com a realização da nova descrição de todos os 36 furos. Estes furos de sondagem encontram-se devidamente armazenados em galpões de testemunhos.

Por meio da descrição dos furos e pela interpretação dos perfis geológicos foi possível determinar o modelo geológico estrutural da jazida, com o auxílio do software Surpac versão 6.1. O modelo gerado e o perfil podem ser observados na Figura 32

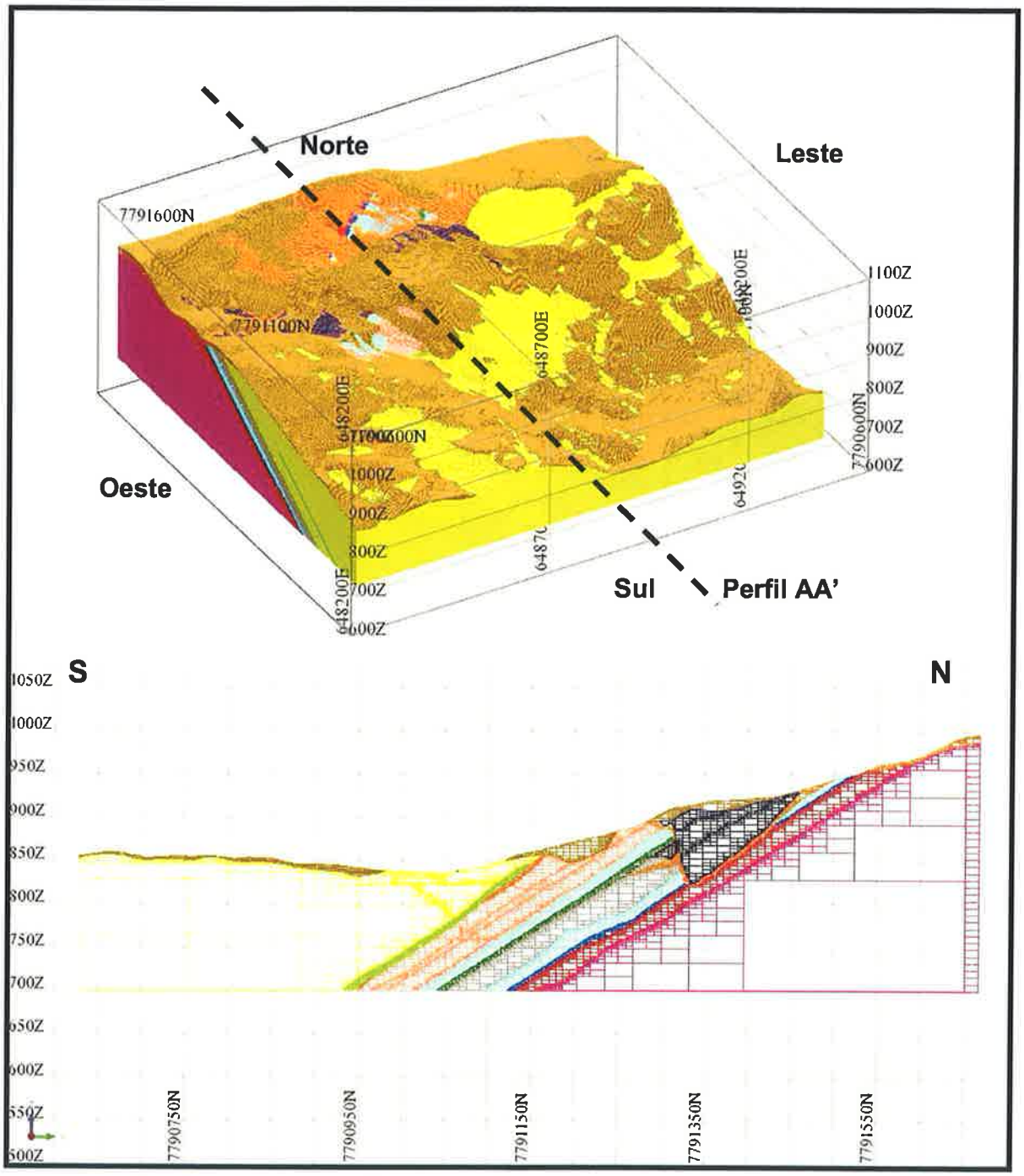


Figura 32– Representação gráfica do modelo geológico estrutural da jazida e o perfil AA' considerando a topografia original do terreno.

A descrição feita pelos geólogos pode ser resumida a seguir:

- **Solo e/ou Argila**: é a camada de cobertura do jazimento e em algumas porções ocorrem em grandes espessuras devido as cavidades formadas por dissoluções de rochas carbonáticas (cores *Golden* e Marrom);
- **Formação Cercadinho**: constituída por quartzitos ferruginosos e filitos sericíticos, quartzo xisto e filitos dolomíticos. (cor amarela) O quartzito ferruginoso é a rocha de cor cinza. Encontra-se diferencialmente alterado possuindo desde afloramentos de rocha sã a regiões inteiramente decompostas formando solo arenoso. Os filitos dolomíticos e sericíticos apresentam elevado grau de alteração e se concentram na porção norte da mina e foram denominados de Colúvio (azul violeta);
- **Magnesiano**: constituído por material argilo siltoso rico em ferro e manganês geralmente poroso e baixa resistência mecânica (*Goldenrod*);
- **Dolomito Rosa**: rocha compacta e maciça com bandamento plano-paralelo, mediamente fraturado, também apresenta fraturas sub verticais e inclinadas com persistência de poucos metros (rosa);
- **Dolomito Impuro**: material de transição entre a camada de dolomto rosa e a ardósia. A impureza consiste em alto teores de SiO_2 (azul claro);
- **Ardósia**: camada de transição entre os dolomitos impuros e cinza, contituída por filitos negros, extremamente foliada, com descontinuidades principais seguindo planos sub paralelos à foliação (verde escuro);
- **Dolomito Cinza**: rocha compacta e maciça extremamente homogênea e pouco fraturada. As principais descontinuidades são sub paralelas aos planos de foliação. Também possuem fraturas sub verticais e inclinadas de persistência de poucos metros (cinza);
- **Base do Jazimento**: formada por 3 camadas. A primeira de transição entre o dolomito cinza e a formação ferrífera, extremamente heterogênea denominada de marga dolomítica (azul claro), apresenta dolomitos impuros. A segunda é constituída pela formação ferrífera (vermelha), material compacto, maciço e com baixo grau de fraturamento. Por ultimo temos a marga (magenta) com alto grau de deformação.

O modelo retrata a condição inicial do terreno antes do início da atividade mineira, considerando a topografia apresentada na Figura 31. Os trabalhos de modelagem, incluindo interpretação dos perfis, fechamento dos corpos em 3D etc, foram realizados por geólogos e não são apresentados em detalhes nesta dissertação. Estes trabalhos servem de base para os estudos de estabilidade demonstrados nos próximos itens.

As rochas de interesse econômico no jazimento são os dolomitos rosa e cinza que são considerados minério. Os demais litotipos são considerados estéril.

4.1.4 Caracterização das famílias de descontinuidades

4.1.4.1 Direção e Mergulho

Localiza-se em campo 4 famílias de descontinuidades na região de estudo e é possível afirmar que a principal é decorrente do processo de sedimentação e acomodações litológicas e as demais são fruto dos esforços decorrentes das tensões relacionadas com a formação da Sinclinal do Gandarela, dobramentos e cavalgamentos.

Foram realizadas 80 medições em campo para determinar a direção e o mergulho das famílias. Os valores obtidos estão na Tabela 8.

Tabela 8 - Valores obtidos da direção das descontinuidades e os respectivos mergulhos encontrados na área de estudo da Sinclinal do Gandarela.

Descontinuidade: Foliação			Descontinuidade: 1		
	Direção	Mergulho		Direção	Mergulho
Moda	243	35	Moda	240	80
Media	244	36	Media	237	82
Mediana	244	35	Mediana	240	80
Desvio	6,13	5,04	Desvio	16,11	5,27
Min	232	28	Min	210	70
Max	258	49	Max	260	90
Amostras	41		Amostras	17	

Descontinuidade: 2			Descontinuidade: 3		
	Direção	Mergulho		Direção	Mergulho
Moda	120	55	Moda	90	40
Media	119	54	Media	94	46
Mediana	120	55	Mediana	90	45
Desvio	9,50	9,50	Desvio	16,56	10,63
Min	100	40	Min	70	30
Max	130	70	Max	130	72
Amostras	9		Amostras	13	

As famílias de descontinuidades são representadas no círculo estereográfico baseado na média das medições, e servem para caracterizar o maciço rochoso e determinar os riscos e mecanismos de ruptura que podem colapsar os taludes da escavação mineira. Conforme Figura 33.

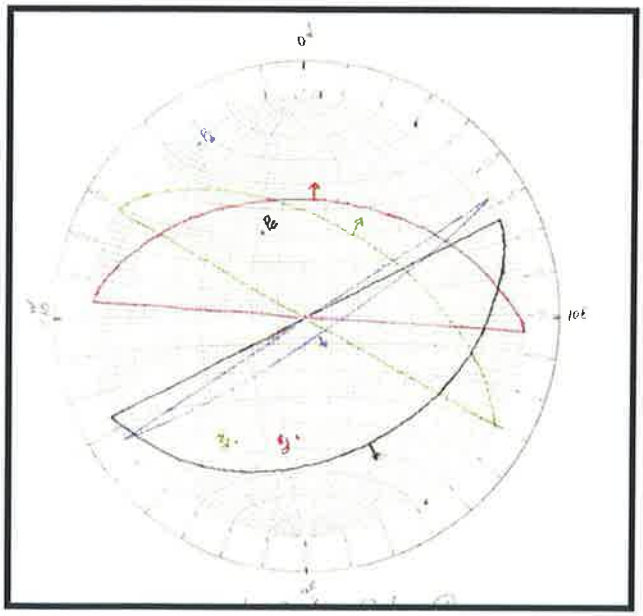


Figura 33 - Representação estereográfica das famílias de descontinuidades presentes na área de estudo.

4.1.4.2 Condições das superfícies das descontinuidades

Para determinar as condições das descontinuidades são considerados as descrições geomecânicas, anexo A, para as seguintes características de acordo com a classificação GSI:

- **Superfície da descontinuidade**: Rugosa (S1), Estriada (S2), Lisa (S3), Sedosa (S4) e Alterada (S5);
- **Alteração dos fragmentos**: São (A1), Mediamente alterado (A2), Alterado (A3), Muito alterado (A4), Totalmente alterado (A5);
- **Preenchimento das descontinuidades**: Perdido (PP), Granular (PG), Misto (PM), Argiloso (PA), Com preenchimento (PE), Sem preenchimento (SP), Residual (PR).

Para uniformizar os valores para cada litologia e região geográfica da área em estudo é utilizado da moda para determinar o valor mais freqüente para caracterizar as condições acima determinadas. Conforme o exemplo Tabela 9.

Nesta caracterização são redirecionados os furos de sondagem pertencentes a cada área e agrupados todos os testemunhos de cada tipo geológico nos conjuntos formados (norte, sul, leste e oeste).

Nas regiões onde não ocorreu amostra de uma determinada litologia as condições acima não são determinadas, assim como os litotipos que não apresentam relevância para os estudos de estabilidade, conforme a Tabela 10.

Tabela 9 - Exemplo da determinação das condições das superfícies das descontinuidades para a litologia dolomito cinza na porção leste da área de estudo.

LITOLOGIA	Fragmentos	Descontinuidades		AREA
	Alteração	Superfície	Preenchimento	
Dolomito Cinza	A2	S1	PE	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S1	PE	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PA	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PA	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PE	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PA	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PG	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PA	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PA	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PE	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S1	PG	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PA	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PA	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PA	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PA	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PA	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PE	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PA	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PE	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PA	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PA	LESTE
Dolomito Cinza	A3	S3	PA	LESTE
Dolomito Cinza	A2	S3	PE	LESTE
Moda	**A2**	**S3**	**PA**	**LESTE**

Tabela 10 - Valores estimados para as condições da superfície das descontinuidades para cada litologia e região da área de estudo.

	Norte			Sul			Leste			Oeste		
	Alt.	Sup.	Preench.	Alt.	Sup.	Preench.	Alt.	Sup.	Preench.	Alt.	Sup.	Preench.
Ardosia				A2	S3	PA	A2	S3	PE			
Dolomito Cinza				A2	S3	PA	A2	S3	PA	A2	S3	PA
Dolomito Impuro				A2	S3	PA	A2	S3	PA	A2	S3	PA
Dolomito Rosa				A2	S3	PA	A2	S3	PA	A2	S3	SP
Itabirito	A2	S3	PE							A3	S3	SP

Nos casos (PE) são considerados preenchimento com argila pela alta concentração de descontinuidades preenchidas com este material, nas diversas regiões caracterizadas.

4.1.5 *Rock Quality Designation* (RQD)

Para determinar o RQD são considerados as descrições geomecânicas, anexo A, por meio da análise das caixas de testemunhos, conforme Figura 34.

Para a campanha de sondagem realizada em 2007 o cálculo do RQD foi efetuado antes do corte das amostras para a análise química dos testemunhos. Portanto estes testemunhos foram semi destruídos, restando somente registro fotográfico destas caixas, no anexo A desta dissertação.

Figura 34 – Levantamento do parâmetro RQD dos testemunhos de sondagem da área de estudo – caixa de testemunho armazenadas em galpões, (foto do autor).

Para o cálculo do RQD são utilizadas a seguinte metodologia, conforme bibliografia e normas conceitualmente aceitas:

a) Todos os testemunhos que apresentarem alteração devem ser considerados como RQD igual a zero. Nesta dissertação teve-se a oportunidade de comprovar a importância desta recomendação, pois na verificação dos furos da campanha de 1995 foram identificados testemunhos alterados que praticamente se decompuseram durante estes 12 anos, Figura 35;

Figura 35 – Testemunho de sondagem de rocha alterada após 12 anos de armazenamento, (foto do autor)

b) Para o cálculo é utilizada a eq.(34);

c) É também utilizada a regulamentação de medir o comprimento pelo centro do testemunho, para evitar falsear o comprimento quando há formação de lascas e quebras, Figura 36;

Figura 36 – Apresentação do calculo do RQD nos testemunhos quebrados e com lascas, (foto do autor)

d) São analisadas e identificadas as rupturas mecânicas ocorridas nas manobras de coleta e retirada dos testemunhos do barrilhete de sondagem, pois estas fraturas, se não identificadas, podem falsear o índice RQD e minimizar seus valores;

Os valores estimados para o RQD em cada região de estudo (Norte, Sul, Leste e Oeste) por litologia são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 - Valores estimados para o RQD para cada litologia e região da área de estudo.

	Norte			Sul			Leste			Oeste		
	Desv	Média	Mediana	Desv	Média	Mediana	Desv	Média	Mediana	Desv	Média	Mediana
Ardósia				12	20	14	5	22				
Dolomito Cinza				17	49	51	20	49	51	8	5	0
Dolomito Impuro				14	60	59	24	38	33	27	19	13
Dolomito Rosa				23	66	70	19	58	58	29	59	65
Itabirito	39	42	48							34	39	30

Para determinar as características da estrutura do maciço rochoso necessárias para a classificação GSI é utilizado do RQD e da intensidade das descontinuidades (Tabela 12) levantadas pela descrição geomecânica dos furos de sondagem.

Tabela 12 - Valores obtidos para a intensidade da descontinuidade para cada litologia e região da área de estudo.

	Intensidade da descontinuidade			
	Norte	Sul	Leste	Oeste
Ardósia		F4	F4	
Dolomito Cinza		F4	F3	F5
Dolomito Impuro		F3	F4	F4
Dolomito Rosa		F3	F3	F2
Itabirito	F2			F2

Onde: de 0 a 1 fratura / metro (F1), de 2 a 5 fraturas / metro (F2), de 6 a 10 fraturas / metro (F3), 11 a 20 fraturas / metro (F4) e mais que 20 fraturas / metro (F5).

4.1.6 Resistência de compressão uniaxial (σ_c)

Os ensaios de compressão uniaxial foram realizados no Laboratório de Mecânica de Rochas do Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo da Universidade de São Paulo sobre supervisão do prof. Dr. Eduardo César Sansone.

Foram ensaiados 39 corpos de prova para a determinação desta resistência. Todas as amostras ensaiadas foram coletadas nos furos de sondagens realizados na área de estudo desta dissertação.

Para manter o histórico da posição destes testemunhos nas caixas de sondagem eles foram devidamente identificados por hastes de madeiras, conforme Figura 37.

Figura 37 – Identificação dos testemunhos coletados para os ensaios de resistência a compressão uniaxial nas caixas de sondagens onde foram coletados.

Estes corpos de prova também foram identificados e fotografados antes e após os ensaios, conforme Figura 38. Os gráficos gerados nos testes e a foto dos testemunhos rompidos podem ser analisados no Apêndice C desta dissertação.

Figura 38 – Identificação dos testemunhos antes a após os ensaios de resistência a compressão uniaxial

São estimados valores médios da resistência a compressão uniaxial para cada litologia em cada setor de estudo (norte, sul, leste e oeste) a partir dos dados obtidos em laboratório, conforme a Tabela 13. As regiões sem amostra não tiveram a resistência determinada.

Tabela 13 - Valores obtidos para a resistência a compressão uniaxial para cada litologia e região da área de estudo.

Litologia	Tensão Máxima (MPa)	
Itabirito	NORTE	97,42
Itabirito	OESTE	166,73
Dolomito Rosa	SUL	157,76
Dolomito Rosa	LESTE	78,74
Dolomito Rosa	OESTE	121,14
Dolomito Cinza	SUL	224,07
Dolomito Cinza	LESTE	110,24
Dolomito Impuro	SUL	147,80
Dolomito Impuro	LESTE	170,40
Ardosia	SUL	123,08
Ardosia	LESTE	69,25

4.1.7 Resistência de compressão superficial – *Mechanical concrete test hammer*

Os ensaios de resistência a compressão superficial são executados para aplicação na metodologia de Barton e Bandis (1982) e Barton e Bakhtar (1983) e servem para determinar o parâmetro de correção (r/R) na obtenção do ângulo de atrito residual (Φ_r) e o valor da constante JSC_0, conforme já apresentado no item 2.1.4.2.

Para obter os resultados das resistências à compressão nas superfícies das descontinuidades alteradas - *in nature* (r) foram executados os testes em campo nas paredes das descontinuidades expostas na frente de lavra (Figura 39).

Figura 39– Testes para determinação da resistência superficial pelo esclerometro Schmidt.

Os resultados do teste estão na Tabela 14. Deve-se observar que foram realizados para cada litologia 5 medidas em campo e a obtenção da media para cada uma delas.

Tabela 14 - Valores de resistência a compressão superficial para as litologias em superfície de descontinuidade alterada.

Litologia	ângulo	Medidas					média	desvio	Resistência	
		1	2	3	4	5			PSI	MPa
Dolomito Impuro	-54°	55	56	56	54	54	**55,00**	1,00	9900	**68,21**
Ardosia	-54°	63	64	63	63	64	**63,40**	0,55	12300	**84,75**
Dolomito Rosa	-54°	48	49	49	46	48	**48,00**	1,22	8300	**57,19**
Dolomito Cinza	-54°	64	64	62	64	64	**63,60**	0,89	12300	**84,75**

O ângulo de ensaio (posição do esclerômetro foi de -54° com a horizontal, pois conforme Figura 39 o esclerômetro está posicionado perpendicularmente a uma superfície inclinada de 36°.

Os testes para determinar as resistências à compressão nas superfícies inalteradas (R) foram realizados em laboratório e as amostras foram preparadas com o corte dos blocos de rocha coletados em campo, conforme Figura 40.

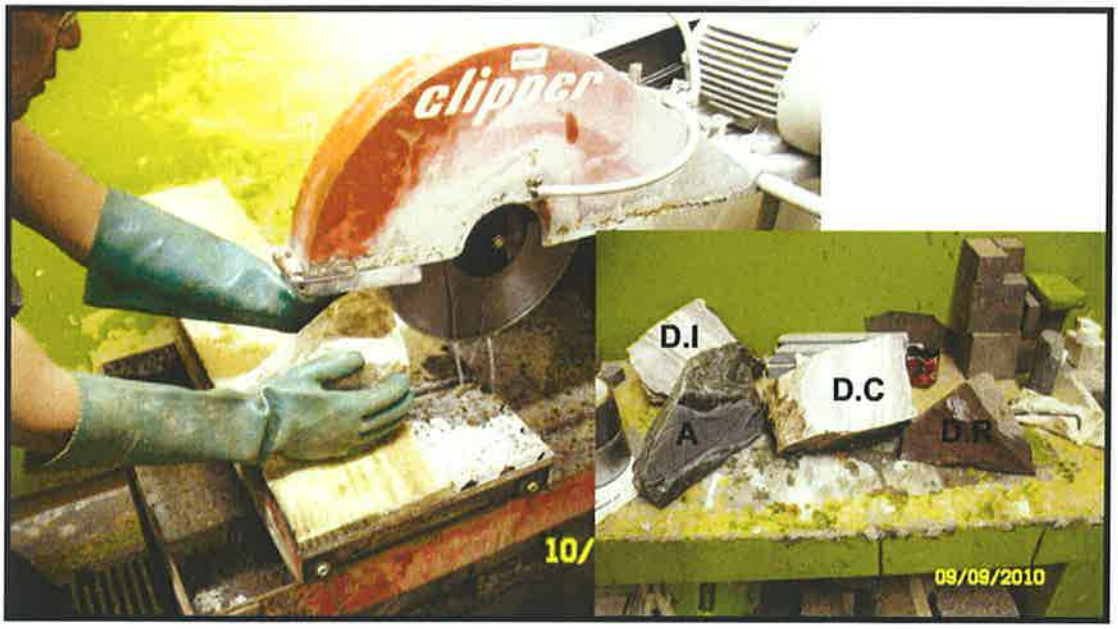


Figura 40 – Amostras para os ensaios de *tilt test* por meio do corte de blocos de rochas, Departamento de engenharia de minas e petróleo da EPUSP.

Os ensaios foram executados na superfície lisa (cortada) de cada amostra e os dados estão lançados na Tabela 15.

Tabela 15 - Valores de resistência a compressão superficial para as litologias em superfície de descontinuidade inalterada.

Litologia	ângulo	Medidas					média	desvio	Resistência	
		1	2	3	4	5			PSI	MPa
Dolomito Impuro	-0°	55	52	57	58	55	**55,40**	2,30	9600	**66,14**
Ardosia	-0°	58	59	57	58	58	**58,00**	0,71	10200	**70,28**
Dolomito Rosa	-0°	46	45	46	48	49	**46,80**	1,64	7400	**50,99**
Dolomito Cinza	-0°	57	60	58	58	59	**58,40**	1,82	10400	**71,66**

4.1.8 Ângulo de atrito residual (Φ_r)

O ângulo de atrito residual é calculado pela eq.(43), apresentado no item 2.1.4.2 e é obtido em função do ângulo de atrito (Φ_{b}) por meio de ensaios de *"tilt test"* e em função do parâmetro de correção (r/R).

Para o estudo de caso desta dissertação foram ensaiados os ângulos de atrito para todas as litologias e para todos os contatos litológicos presentes no maciço rochoso. Os resultados estão lançados na Tabela 16.

Tabela 16 - Valores dos ângulos de atrito residual (Φ_b)

"Tilt test"	Dolomito Rosa				Dolomito Impuro				Ardosia				Dolomito Cinza			
	ângulo		Lo		ângulo		Lo		ângulo		Lo		ângulo		Lo	
	Cortada Φbo	Natural Φbo	Cortada cm	Natural Cm	Cortada Φbo	Natural Φbo	Cortada cm	Natural Cm	Cortada Φbo	Natural Φbo	Cortada cm	Natural Cm	Cortada Φbo	Natural Φbo	Cortada cm	Natural Cm
Dolomito Rosa	28°	38°	15,5	22												
Dolomito Impuro	28°	39°	22,5	21,5	32°	40°	14,5	14					32	36	22	18
Ardosia					20°	24°	14,5	14	28°	30°	26,5	28	30°	32°	22	19,5
Dolomito Cinza													31°	33°	17,5	18

Conforme demonstrado na tabela foram realizados os ensaios para as superfícies cortadas e naturais. Estes resultados são importantes para calcular a interferência da superfície das descontinuidades ("dentes") nos ângulos de atrito.

Também foram medidos os comprimentos das superfícies de contato entre os blocos analisados para posteriormente serem calculados os fatores de escala da teoria de Barton e Bandis (1982) que correlaciona o comprimento da amostra com o comprimento da descontinuidade encontrada em campo.

4.2 Projeto de estabilidade para a cava de dolomito

O foco do projeto de estabilidade para esta dissertação são os taludes em rocha que serão analisados nos próximos itens. Os ângulos referentes à faces em solo e cobertura (*overburden*) adotados são os mesmos obtidos em estudos anteriores e por empresas de consultoria.

4.2.1 Análise cinemática de ruptura

Como foi apresentado no item 2.1.2. para a análise cinemática de ruptura é necessário verificar as atitudes das descontinuidades com relação a orientação e mergulho das faces dos taludes da escavação mineira, conforme Figura 41.

Para esta análise é utilizado o critério de Markland (1972) para identificar as regiões potencialmente instáveis por tipo de ruptura.

Pela análise podemos afirmar que todas as regiões da cava estão suscetíveis a terem problemas de estabilidade e escorregamento dos taludes escavados:

- Talude Norte – ruptura planar pelo plano de acamamento;
- Talude Oeste – ruptura em cunha pelos planos de acamamento e pela descontinuidade 2 (verde);
- Talude Sul – ruptura em cunha pelos planos de descontinuidades 2 e 3;
- Talude Leste – ruptura por tombamento decorrente do pólo da descontinuidade 2.

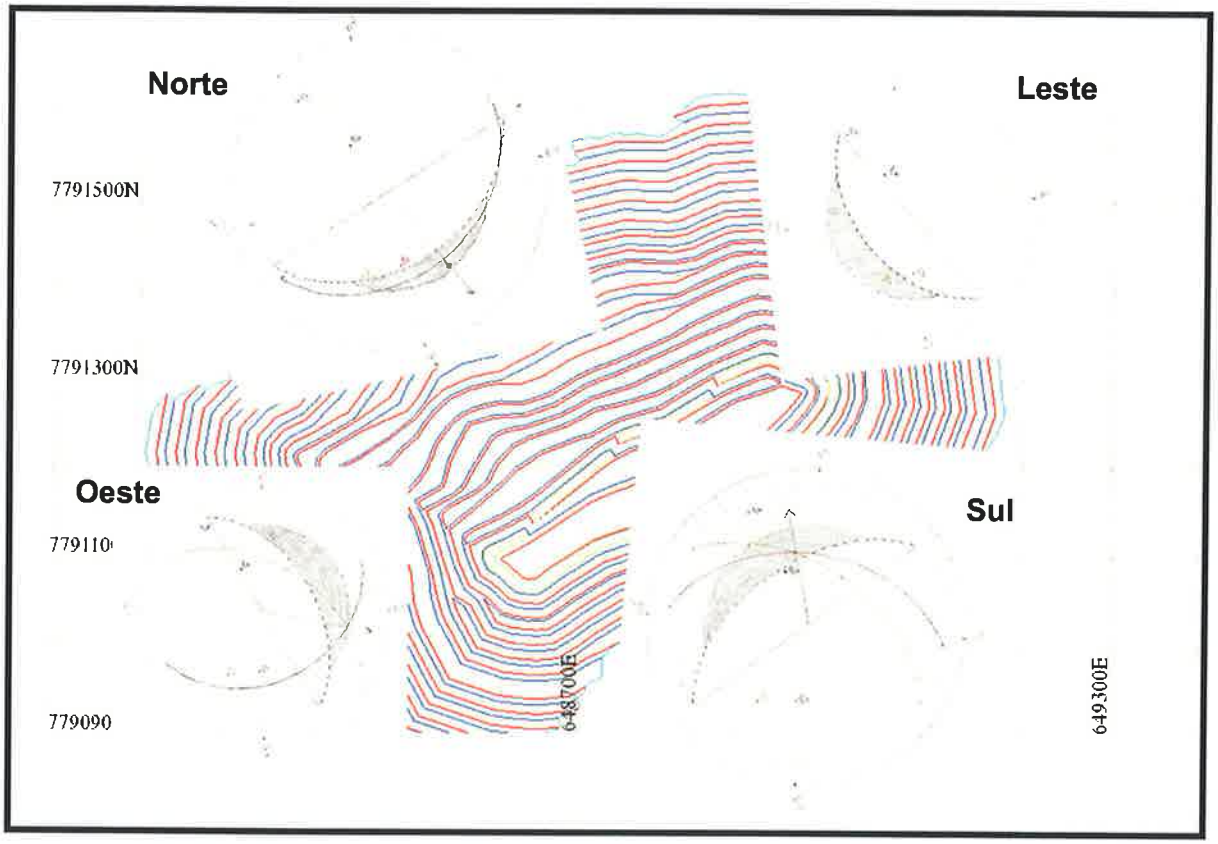


Figura 41 – Representação da análise cinemática dos tipos de ruptura baseados na direção e mergulho das descontinuidades com a direção e ângulo geral da face da escavação mineira.

4.2.2 Estudo de estabilidade – Projeto empírico utilizando o critério de Hoek e Brown (2000).

Para estes estudos são utilizados a classificação (ábaco) GSI e a metodologia apresentados por Hoek e Bray (1981).

Primeiramente são determinados os valores das constantes m_i e GSI para cada litologia em determinada área de estudo (Norte, Sul Leste e Oeste) com a utilização da Tabela 6 e da Figura 25 respectivamente. Os valores obtidos encontram-se na Tabela 17.

Tabela 17 - Valores obtidos para as constantes GSI e mi por litologia e região da cava de dolomito em estudo.

	GSI				mi	
	SUL	LESTE	OESTE	NORTE	valor	desvio
Ardosia	30	30			7	4
Dolomito Cinza	50	55	40		9	3
Dolomito Impuro	60	50	50		9	3
Dolomito Rosa	60	60	70		9	3
Itabirito			60	60	7	2

Para as litologias Ardósia e Itabirito são utilizados os ábacos específicos para estes tipos de rocha.

O próximo passo é determinar as envoltórias de ruptura obtidas nos círculos de Mhor e pela eq. 2 de Navier Colomb. Para exemplificar os cálculos apresentamos a metodologia para o Dolomito Cinza na região Sul da cava.

Dados de entrada:

- Mi = 9;
- GSI = 50;
- σ_c = 224,07 MPa

Pelas eq.(36) e eq.(37) obtemos os valores de mb = 1,5090 e S = 0,0039. Com base na eq.(35) podemos determinar a relação entre σ_1 e σ_3 para o dolomito cinza.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 224{,}07 \,.\left(1{,}5090 \,.\frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 0{,}0039\right)^{0{,}5}$$

Os resultados obtidos variando o valor de σ_3 e a envoltória de ruptura estão indicados na Figura 42.

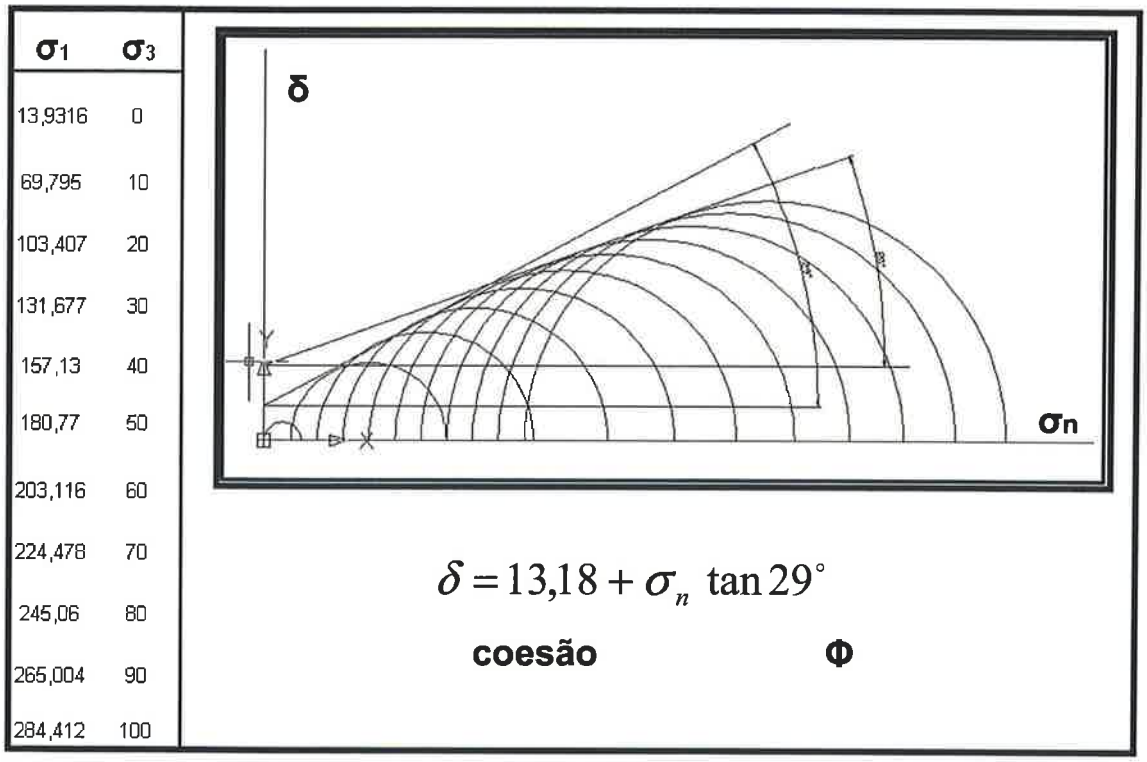


Figura 42 – Representação gráfica da envoltória de ruptura para o Dolomito Cinza na região Sul da cava em estudo.

No apêndice B são apresentadas as demais envoltórias obtidas para a análise de estabilidade. Os valores de coesão e ângulo de atrito são listados na Tabela 18.

Tabela 18 - Valores obtidos para a coesão e ângulo de atrito pela envoltória de ruptura para cada litologia e região da cava

Coesão Mpa (c) / Ângulo de Atrito (Φ)				Litologia
SUL	LESTE	OESTE	NORTE	
7,25 / 17°	4,87 / 15°	4,87 / 15°	7,25 / 17°	Ardosia
13,18 / 29°	9,97 / 26°	9,97 / 26°	13,18 / 29°	Dolomito Cinza
11,38 / 30°	10,28 / 28°	10,28 / 28°	11,38 / 30°	Dolomito Impuro
11,72 / 30°	9,51 / 24°	12,79 / 31°	11,72 / 30°	Dolomito Rosa
9,42 / 24°	12,22 / 28°	12,22 / 28°	9,42 / 24°	Itabirito

Os valores, em vermelho, não são determinados pela envoltória e sim estimados pelos valores obtidos em outra região para a mesma litologia. Por exemplo, os

valores de coesão e ângulo de atrito estimados para a ardósia no lado Oeste da cava são iguais aos valores obtidos do lado leste por ter sido considerado que as características destas regiões sejam semelhantes.

4.2.2.1 Ruptura Plana – Talude Norte:

A Figura 43 apresenta a geometria requerida para a análise da ruptura plana no talude Norte da cava.

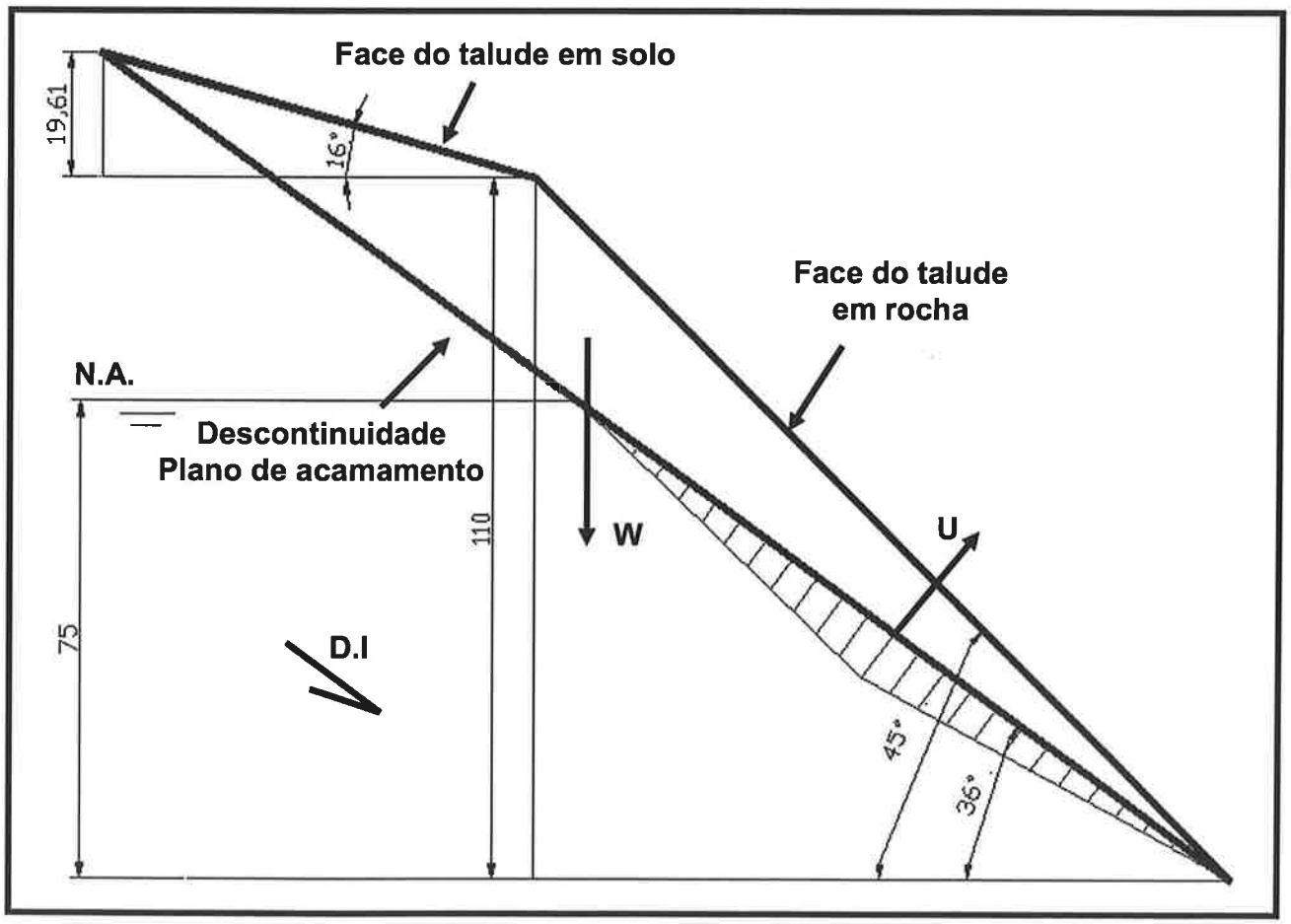


Figura 43 – Gráfico para a análise da ruptura plana no talude Norte da cava – D.I Dolomito Impuro.

Conforme metodologia apresentada no item 2.1.2.2 calculou-se o F.S. e os parâmetros A, U, V e W. O valor da resultante V é considerado zero por causa da inexistência de trinca de tração ou fenda, pois a análise de estabilidade é anterior a abertura da cava.

Dados de entrada:

- H = 110 m
- z = 15 m
- ψ_p = 36°
- y_w = 1t/m^3
- z_w = 1 m
- y = 2,97 t/m^3
- ψ_f = 45°

Por meio das eq.(6) e eq. (9) tem-se os seguintes valores:

- A = 187,14 m;
- W = 6.303,13 tf/m.

Para estimar a Força W também é considerada a parcela do peso de cobertura (solo) pois este pode colaborar com a ruptura plana. O equacionamento para este complemento é:

$$W_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot H_s^{\,2} . \cot\psi_c \qquad (47)$$

Dados de entrada:

- y_s = 1,80 t/m^3
- ψ_c = 16° ⟶ **W = 1.206,98 tf/m**
- Hs = 19,61 m

Assim o valor de W considerado é de 7.510,13 tf/m.

O cálculo da força resultante da pressão d'água no plano de descontinuidade (U) é obtido conforme a figura 43, considerando o nível do lençol freático a 75 metros da base da face do talude, conforme eq. (48).

$$U = \frac{1}{4} \cdot \gamma_w \cdot H_w^{\ 2} . \cos ec \psi_p \qquad (48)$$

Dados de entrada:

- y_s = 1,00 t/m^3
- ψ_p = 36° ⟶ **U = 2.392,46 tf/m**
- Hs = 75 m

O fator de segurança obtido conforme eq.(5):

$$F.S. = \frac{cA + \left(W.\cos\psi_p - U - V.sen\psi_p\right).\tan\phi}{W.sen\psi_p + V.\cos\psi_p}$$

Dados de entrada:

- c = 11,38 MPa;
- A = 187,14 m;
- W = 7.510,13 tf/m
- U = 2.392,46 tf/m;
- ψ_p = 36°;
- Φ = 30° .

Os valores de coesão (c) e ângulo de atrito (Φ) são obtidos pela envoltória de ruptura do dolomito impuro (D.I), pois este ficará exposto na face do talude Norte após a lavra e assim é a litologia critica para o estudo de estabilidade nesta frente.

O fator de segurança obtido foi de 0,96 considerado instável e fora da margem de segurança estipulada nesta dissertação (FS > 1,25). São simuladas outras alternativas para o ângulo geral de talude, para verificar o FS, os dados obtidos estão na Tabela 19.

Tabela 19 - Resultados das simulações para o cálculo do F.S. e ângulo geral de face para o talude Norte da cava

ψf (°)	Coesão (MPa)	A (m)	W (tf/m)	U (MPa)	θ (°)	F.S.
38	11,38	187,14	1.560,46	2.392,46	30	1,61
40	11,38	187,14	3.145,07	2.392,46	30	1,20
42	11,38	187,14	4.725,65	2.392,46	30	1,06
45	11,38	187,14	7.510,12	2.392,46	30	0,96
50	11,38	187,14	10.449,74	2.392,46	30	0,92
65	11,38	187,14	17.998,24	2.392,46	30	0,87

Pela análise da Tabela 19 temos que o ângulo de 38° a 40° é a melhor opção para o ângulo geral da cava em rocha para o talude Norte.

4.2.2.2 Ruptura em cunha – Talude Oeste:

A Figura 44 apresenta a geometria requerida para a análise da ruptura em cunha no talude Oeste da cava, conforme metodologia apresentada no item 2.1.2.3.

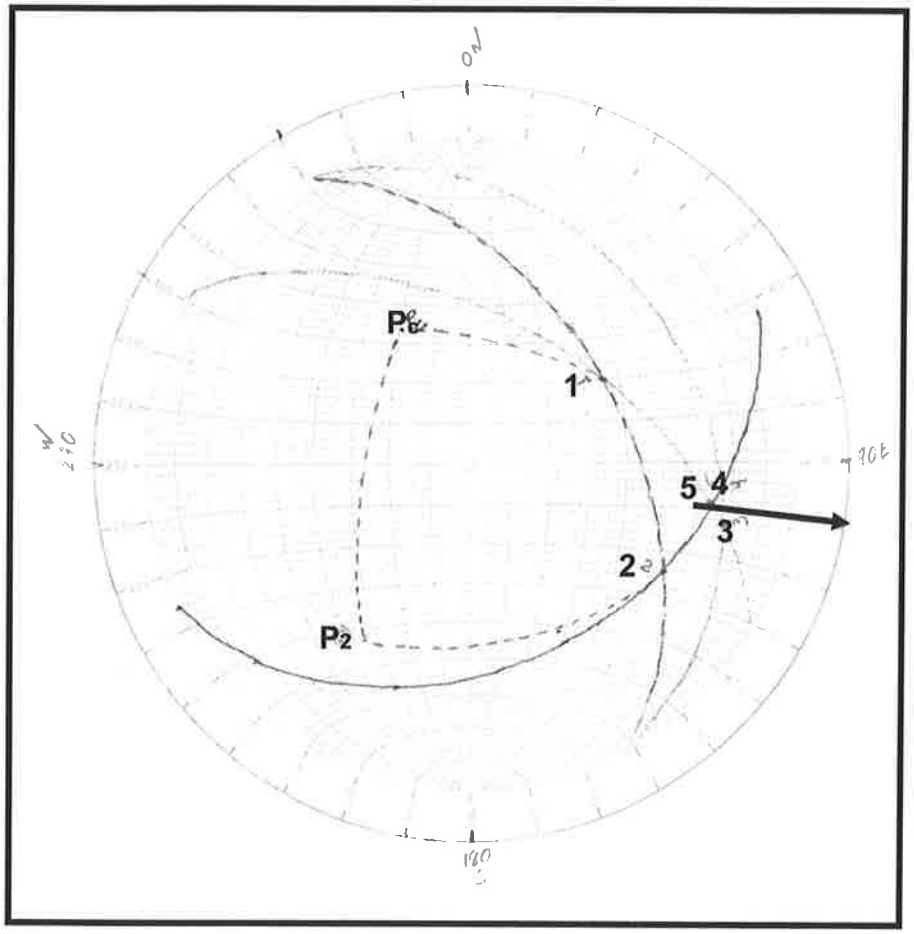


Figura 44 – Geometria requerida para a análise da ruptura em cunha para o talude Oeste.

Os ângulos obtidos pela geometria acima definida são:

- $\Theta_{2\wedge4} = 18°$; $\Theta_{4\wedge5} = 4°$; $\Theta_{1\wedge3} = 46°$; $\Theta_{3\wedge5} = 6°$; $\Theta_{n2\wedge nc} = 78°$; $\Theta_{n2\wedge2} = 82°$; $\Theta_{nc\wedge1} = 50°$

Com estes ângulos é possível determinar os parâmetros geométricos X, Y, A e B, com base nas eq.(13), eq.(14), eq.(15) e eq.(16):

- X = 31,83 m
- Y = 10,70 m
- A = 1,03 m
- B = 1,69 m

A Figura 45 é uma representação gráfica para a análise da ruptura em cunha especifica para o talude Oeste em estudo.

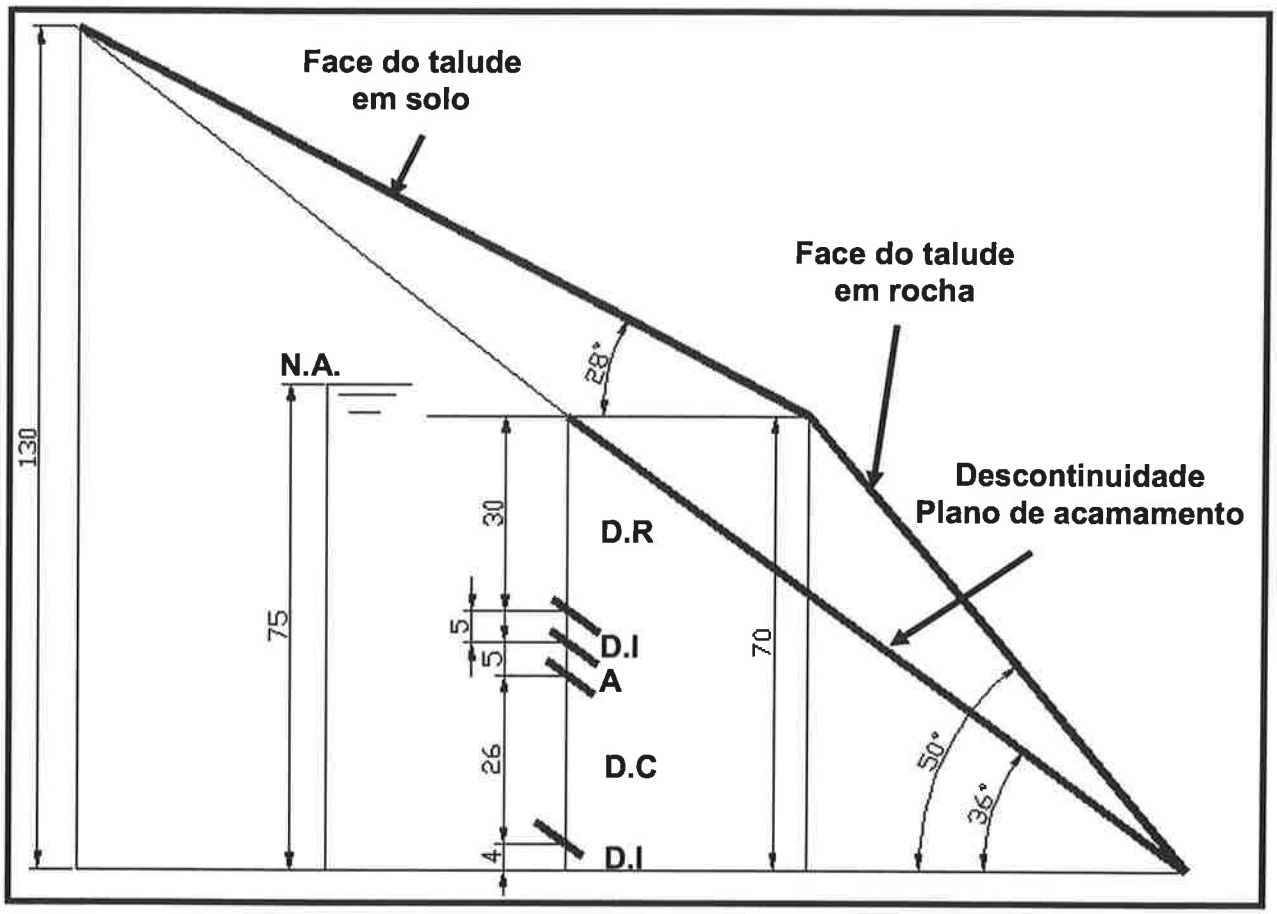


Figura 45 – Gráfico da análise da ruptura em cunha no talude Oeste da cava – D.R dolomito rosa; D.I dolomito impuro; A ardósia; D.C dolomito cinza.

Para os cálculos do F.S. são considerados os planos de contato entre as litologias, pois este plano de acamamento é o plano principal da ruptura em cunha. Para exemplificar os cálculos apresentamos o equacionamento entre o dolomito cinza e o dolomito impuro a uma profundidade de 126 m da crista do talude.

O F.S. obtido nesta condição pela eq.(12):

$$F.S. = \frac{3}{\gamma.H}(c_A.X + c_B.Y) + \left(A - \frac{y_w}{2\gamma}.X\right).\tan\phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma}.Y\right).\tan\phi_B$$

Os valores de coesão e ângulo de atrito são obtidos na Tabela 18. Os dados de entrada são:

- C_a = 9,97 MPa (coesão do dolomito cinza);
- C_b = 10,28 MPa (coesão do dolomito impuro);
- Φ_a = 26° (ângulo de atrito para o dolomito cinza);
- Φ_b = 28° (ângulo de Atrito para o dolomito impuro);
- Y = 2,97 t/m^3;
- Y_w = 1,00 t/m^3 ;
- H = 126 m (profundidade).

O fator de segurança obtido foi de 1,27, considerado estável e dentro da margem segurança estipulada nesta dissertação (FS > 1,25). São simulados os F.S.(s) para os demais contatos e os valores estão na Tabela 20.

Tabela 20 - Resultados das simulações para o cálculo do F.S. nos contatos litológicos para o talude Oeste da cava.

Contato	H (m)	Ca (MPa)	Cb (MPa)	Φa (°)	Φb (°)	F.S
D.R / D.I	90	12,79	10,28	31	28	3,16
D.I / A	95	10,28	4,87	28	15	1,70
A / D.C	100	4,87	9,97	15	26	1,43
D.C / D.I	126	9,97	10,28	26	28	1,27

O ângulo geral de face para o talude Oeste de 50° está adequado pois obtivemos o FS igual a 1,27 no ponto mais crítico de estabilidade.

4.2.2.3 Ruptura em cunha – Talude Sul:

A Figura 46 apresenta a geometria requerida para a análise da ruptura em cunha no talude Sul da cava, conforme metodologia apresentada no item 2.1.2.3.

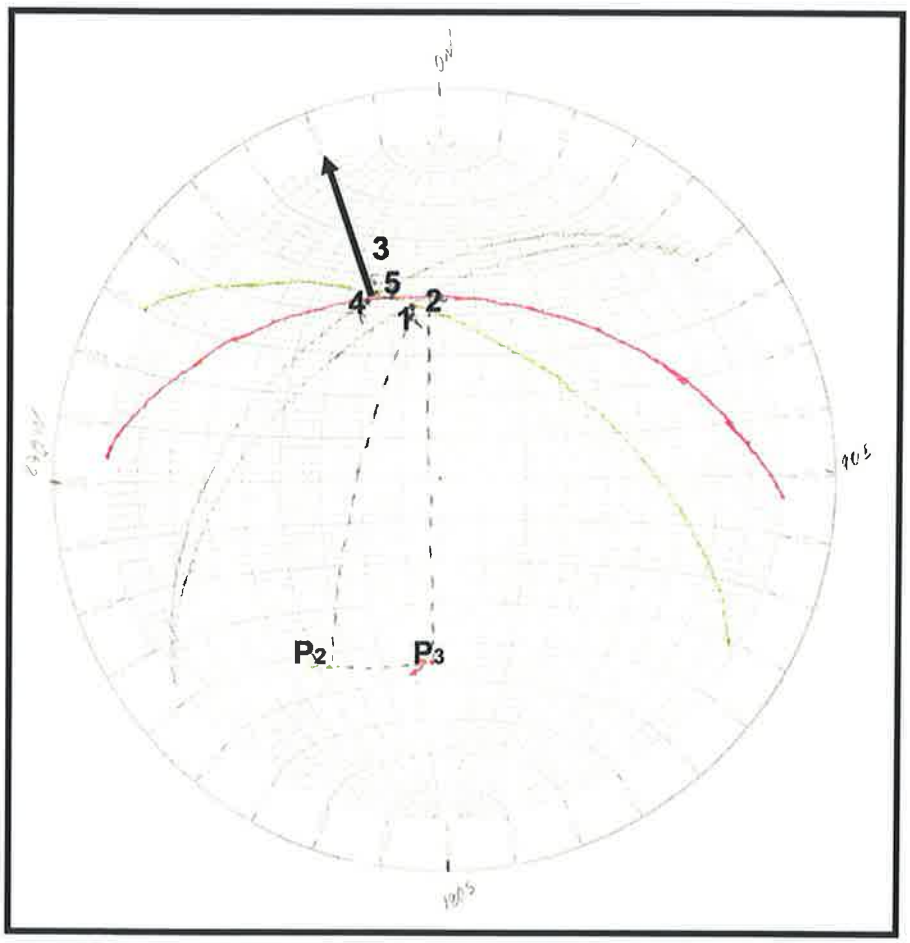


Figura 46 – Geometria requerida para a análise da ruptura em cunha para o talude Sul.

Os ângulos obtidos pela geometria acima definida são:

- $\Theta_{2\wedge4} = 14°$; $\Theta_{4\wedge5} = 2°$; $\Theta_{1\wedge3} = 8°$; $\Theta_{3\wedge5} = 3°$; $\Theta_{n2\wedge n3} = 23°$; $\Theta_{n3\wedge2} = 89°$; $\Theta_{n2\wedge1} = 89°$

Com estes ângulos é possível determinar os parâmetros geométricos X, Y, A e B, com base nas eq.(13), eq.(14), eq.(15), eq. (16), temos:

- X = 397,19 m
- Y = 152,37 m
- A = 1,42 m
- B = - 0,47 m

A Figura 47 é uma representação gráfica para a análise da ruptura em cunha especifica para o talude Sul em estudo.

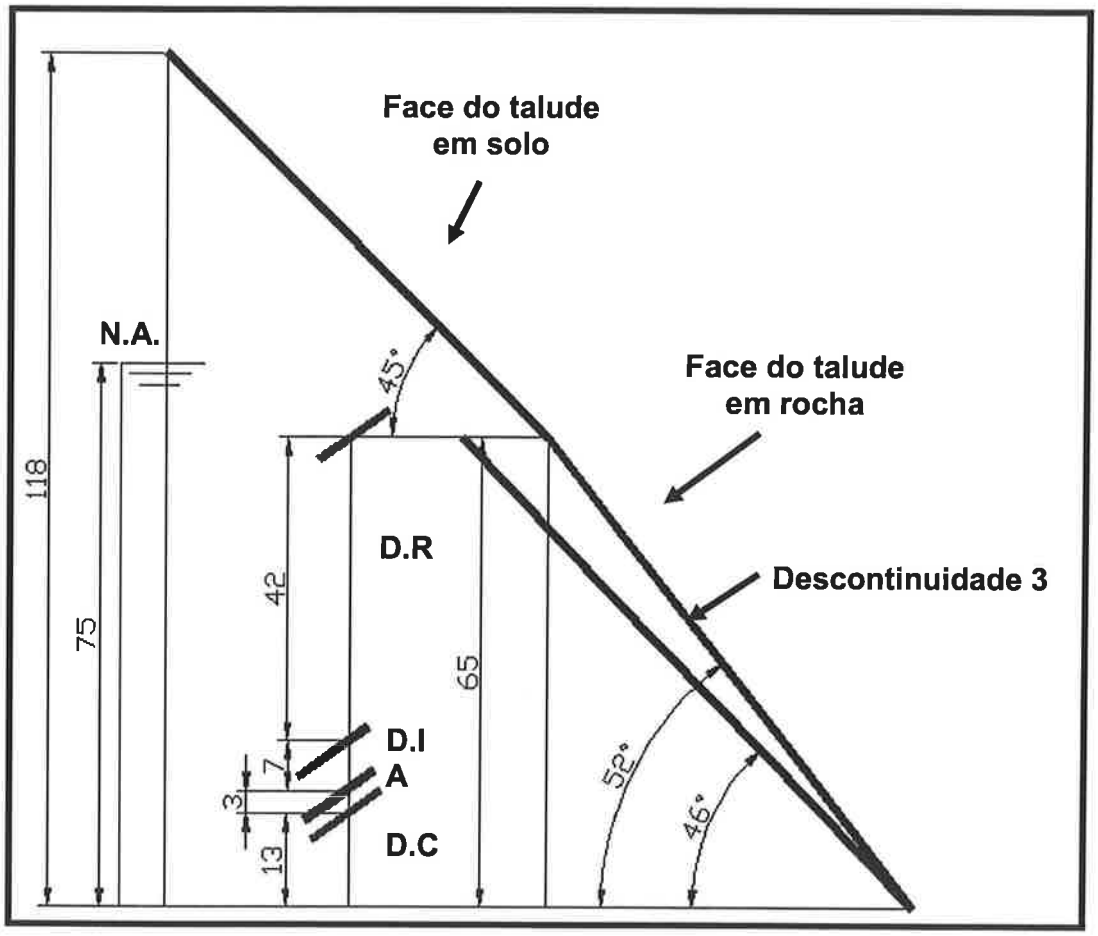


Figura 47 – Representação gráfica da análise da ruptura em cunha no talude Sul da cava, D.R dolomito rosa; D.I dolomito impuro; A ardósia; D.C dolomito cinza.

Como a discontinuidade de acamamento está confinada neste talude não ocorrerá problemas de instabilidades entre os contatos litológicos. O cálculo para o FS deve

considerar a ruptura em cunha dentro de cada litotipo. Para exemplificar os cálculos apresentamos o equacionamento para o dolomito rosa.

O F.S. obtido nesta condição pela eq.(12) é:

$$F.S. = \frac{3}{\gamma.H}(c_A.X + c_B.Y) + \left(A - \frac{y_w}{2\gamma}.X\right).\tan\phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma}.Y\right).\tan\phi_B$$

Os valores de coesão e ângulo de atrito são obtidos na Tabela 18. Os dados de entrada são:

- C_a = 11,72 MPa (coesão do dolomito rosa);
- C_b = 11,72 MPa (coesão do dolomito rosa);
- Φ_a = 30° (ângulo de atrito para o dolomito rosa);
- Φ_b = 30° (ângulo de atrito para o dolomito rosa);
- Y = 2,97 t/m^3;
- Y_w = 1,00 t/m^3 ;
- H = 95 m (profundidade).

O fator de segurança obtido foi de 15,65, considerado estável e dentro da margem de segurança considerada nesta dissertação (F.S. > 1,25). São simulados os F.S.(s) para as demais litologias e os valores estão na Tabela 21.

Tabela 21 - Resultados das simulações para o cálculo do F.S. nos litotipos para o talude Sul da cava.

Contato	H (m)	Ca (MPa)	Cb (MPa)	Φa (°)	Φb (°)	F.S
D.R	95	11,72	11,72	30	30	15,65
D.I	102	11,38	11,38	30	30	9,11
A	105	7,25	7,25	17	17	10,36
D.C	118	13,18	13,18	29	29	11,27

Pela análise do F.S. esta frente de lavra pode ser considerada estável para o ângulo de 52°. Nova simulação é realizada para esta frente para avaliar o aumento do ângulo geral de face, os valores estão apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 - Resultados das simulações variando o ângulo geral de face para o cálculo do F.S. nos litotipos para o talude Sul da cava.

Contato	ψf (°)	F.S	ψf (°)	F.S	ψf (°)	F.S
D.R	52	15,65	64	7,8	80	2,3
D.I	52	9,11	64	4,65	80	1,54
A	52	10,36	64	5,12	80	1,46
D.C	52	11,27	64	5,68	80	1,77

Portanto pode-se adotar o ângulo de 80° para este talude por apresentar F.S. acima da margem de segurança desejável. Este ângulo também permite maior otimização de reservas do que o ângulo de 52°.

4.2.2.4 Ruptura por tombamento – Talude Leste:

A Figura 48 apresenta a geometria requerida para a análise da ruptura por tombamento no talude Leste da cava.

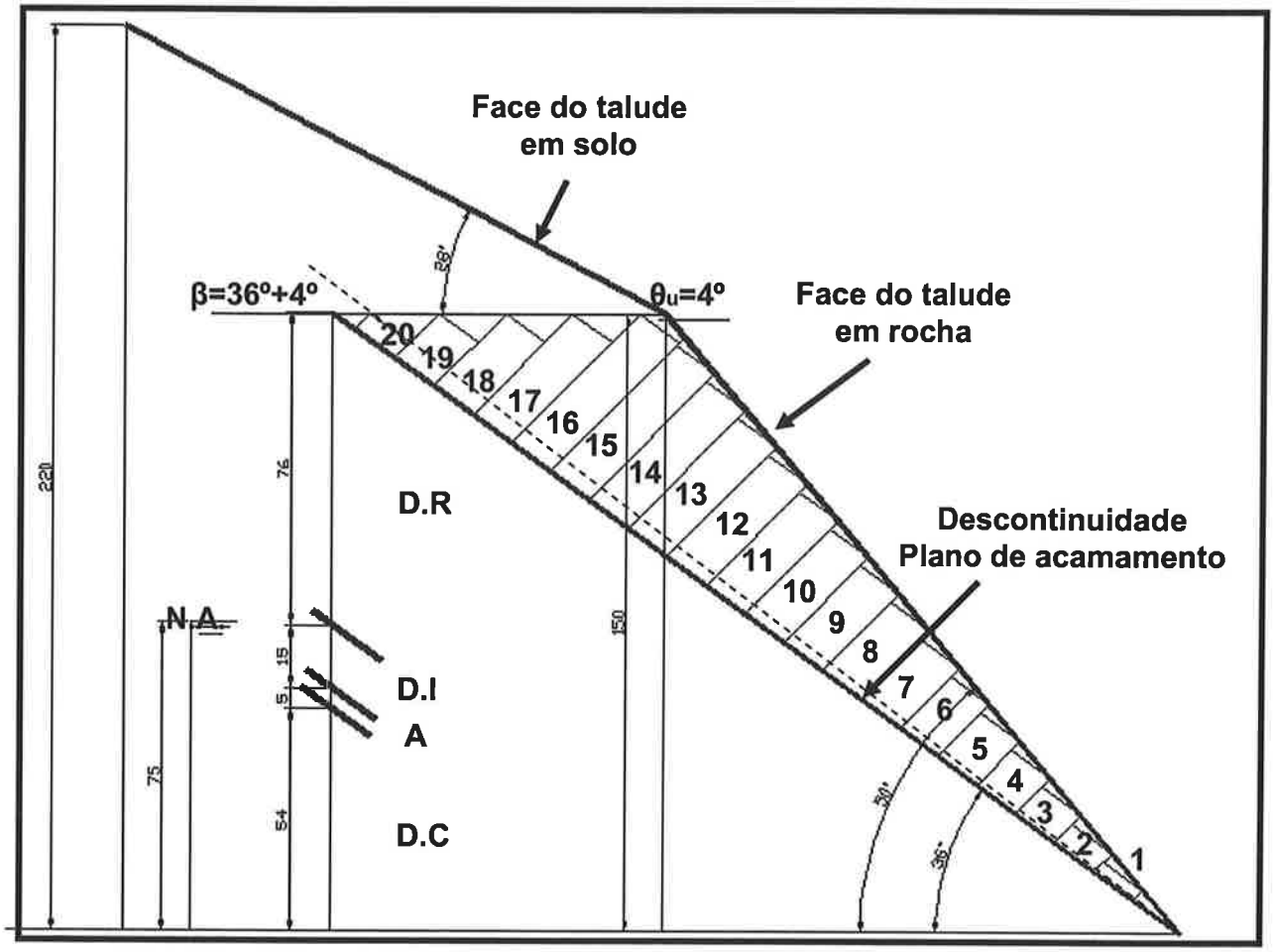


Figura 48 – Representação gráfica da análise da ruptura por tombamento no talude Leste da cava – D.R dolomito rosa; D.I dolomito impuro; A ardósia; D.C dolomito cinza.

A metodologia aplicada para a análise da ruptura por tombamento foi apresentada no item 2.1.2.4.

Parâmetros para as dimensões dos blocos de lavra:

Por meio de trabalhos de campo é verificado que o espaçamento da família de descontinuidade 2 é em média 11,65 m. Os demais parâmetros para obter as dimensões dos blocos são:

Dados de Entrada:

- $\Theta = 50°$ (ângulo geral admitido da face do talude leste em rocha);
- $\Psi_p = 54°$ (mergulho da descontinuidade);
- $\alpha = 90 - \Psi_p = 36°$;
- $\beta = 40°$ (ângulo da base para a inclinação dos blocos – Figura 48);
- $\theta = 4°$ (camada de cobertura sub-horizontal)

Por meio das equações: eq.(18), eq.(19), eq.(20) temos:

- a1 = 2,88 m; a2 = 8,42 m e b = 0,81 m

Com os parâmetros dos blocos definidos é possível determinar para cada bloco (1,2,3 ....., 20) os valores de Yn, Mn e Ln conforme as eq.(21) e eq.(26). Pela metodologia de Hoek e Bray (1981) para valores de Yn/deltaX < cot α nos blocos superiores estes devem ser considerados estáveis.

Ainda segundo os autores, a partir do primeiro bloco superior instável deve-se iniciar a análise de estabilidade calculando os valores de Pn-1,t e Pn-1,s conforme as eq.(27) e eq.(28). Estas forças equivalem a forças de equilíbrio para evitar o movimento destes blocos.

Também é necessário calcular as resultantes do peso que são Rn e Sn obtidas pela eq (29) e eq. (30). Os valores obtidos encontram-se na Tabela 23.

Tabela 23 - Resultados das simulações para o cálculo do F.S. para a ruptura por tombamento no talude leste da cava.

Contato	n	Yn	Yn/Ax	Cot α	Pn-1,t	Pn-1,s	Pn	Rn	Sn	Sn/Rn	Estado	F.S.
D.R	20	37,42	3,23	1,59	0	0	0	0	0		Estável	
D.R	19	45,48	3,92	1,59	0	0	0	0	0		Estável	
D.R	18	53,54	4,62	1,59	0	0	0	0	0		Estável	
D.R	17	61,60	5,31	1,59	0	0	0	0	0		Estável	
D.R	16	69,66	6,00	1,59	462,02	602,38	602,38	1638,18	729,37	0,45	Deslizamento	2,93
D.R	15	65,30	5,63	1,59	982,40	1283,57	1283,57	1535,80	683,78	0,45	Deslizamento	2,93
D.R	14	60,95	5,25	1,59	1507,41	1922,19	1922,19	1433,41	638,20	0,45	Deslizamento	2,86
D.R	13	56,60	4,88	1,59	1905,47	2518,24	2518,24	1331,02	592,61	0,45	Deslizamento	2,97
D.R	12	52,24	4,50	1,59	2240,04	3071,71	3071,71	1228,64	547,02	0,45	Deslizamento	3,08
D.R	11	47,89	4,13	1,59	2505,34	3582,60	3582,60	1126,25	501,44	0,45	Deslizamento	3,21
D.I	10	43,54	3,75	1,59	2693,18	4050,92	4050,92	1038,17	552,00	0,53	Deslizamento	2,83
D.I	9	39,18	3,38	1,59	2791,72	4380,52	4380,52	934,35	496,80	0,53	Deslizamento	2,95
A	8	34,83	3,00	1,59	2729,03	4677,16	4677,16	842,22	225,67	0,27	Deslizamento	6,40
D.C	7	30,47	2,63	1,59	2547,76	5156,76	5156,76	719,58	350,96	0,49	Deslizamento	4,15
D.C	6	26,12	2,25	1,59	2292,31	5422,92	5422,92	616,78	300,82	0,49	Deslizamento	4,85
D.C	5	21,77	1,88	1,59	1688,36	5651,06	5651,06	513,99	250,69	0,49	Deslizamento	6,86
D.C	4	17,41	1,50	1,59	647,37	5841,17	5841,17	411,19	200,55	0,49	Deslizamento	8,50
D.C	3	13,06	1,13	1,59	-1256,07	5993,26	5993,26	308,39	150,41	0,49	Deslizamento	9,78
D.C	2	8,71	0,75	1,59	-5385,68	6107,33	6107,33	205,59	100,27	0,49	Deslizamento	2,33
D.C	1	4,35	0,38	1,59	-19809,04	6183,37	6183,37	0,00	0,00			

Como podemos observar não há tombamento de bloco nesta frente de lavra pois a força de equilíbrio Pn-1,t é menor que Pn-1,s para todos os blocos de lavra, pois segundo Hoek e Bray (1981) nesta condição ocorre somente deslizamento dos blocos.

O talude Leste apresenta valores acima da margem de segurança (F.S.>1,25). e pode-se concluir pela utilização do ângulo de 50° para esta face.

4.2.3 Estudo de estabilidade – Projeto empírico utilizando o critério de Barton e Bandis (1982).

Este critério é utilizado para avaliar somente o potencial da ruptura planar do talude Norte da cava, conforme metodologia apresentada no item 2.1.4.2.

A Figura 43 representa a geometria deste talude com os ângulos da descontinuidade (36°), o ângulo de face (α = 45°), previamente estabelecidos e a litologia exposta na face do talude (D.I. – dolomito impuro). O talude Norte apresenta comprimento da descontinuidade de 187,14 m.

Para a análise pelo critério de Barton e Bandis (1982) é necessário obter o F.S. pela eq. (42).

$$F.S. = \frac{W.\cos\alpha.\left[\tan\left(JRC.\log_{10}\frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r\right)\right]}{W.sen\alpha}$$

Por meio da eq. (43), calcula-se o ângulo de atrito residual (Φr) para a litologia D.I com base no ângulo (Φb) para superfície cortada, obtido na Tabela 16 e no parâmetro de correção (r/R), conforme apresentado no item 4.1.7.

A resistência a compressão uniaxial (σn) é obtido pela Tabela 13. Os valores dos coeficientes JRC e JCS são calculados considerando as eq. (44),eq.(45) e eq.(46) que levam em conta o fator de escala e o ângulo (i) referente ao aumento do ângulo de atrito proporcionado pela superfície da descontinuidade.

Pode-se ressaltar que a eq.(42) não depende do peso diretamente em seu cálculo pois este é considerado de forma indireta com a utilização do fator de escala proposto pelos autores.

Portanto o F.S. calculado por este critério é:

Dados de entrada

- Ângulos: $\Phi b = 32^\circ$; $\Phi r = 32{,}63^\circ$; $i = 8{,}00^\circ$; $\alpha = 45^\circ$;
- Coeficientes: $JRC_0 = 9{,}52$; $JCS_0 = 66{,}14$; JRC = 78,56 e JCS = 250,57MPa;
- Parâmetro de correção (r/R) = 1,031;
- Peso: 7.510,12 tf/m (o mesmo considerado para o cálculo do critério de Hoek e Brown);
- Resistência à compressão uniaxial: 147,80 MPa.

Fator de segurança (FS) = 1,22

Considerando-se o FS (1,22) nesta condição observa-se que o talude Norte apresenta estabilidade pelo critério de Barton e Bandis (1982) com valor próximo à margem de segurança (FS> 1,25), considerada nesta dissertação. Para superar esta margem deve-se suavizar a inclinação do talude para 44° com FS = 1,26.

4.2.3.1 Talude Norte – avanço da cava:

Para o talude Norte, por causa da criticidade deste na operação da mina, também é avaliada a ruptura planar por meio do critério de Barton e Bandis (1982), nos contatos litológicos (planos de acamamento) que são expostos nas faces do talude durante o desenvolvimento e sequenciamento da lavra.

A Figura 49 representa o avanço desta frente de lavra com a identificação dos contatos litológicos e o ângulo geral de talude em cada litotipo para atingir o F.S. acima de 1,25.

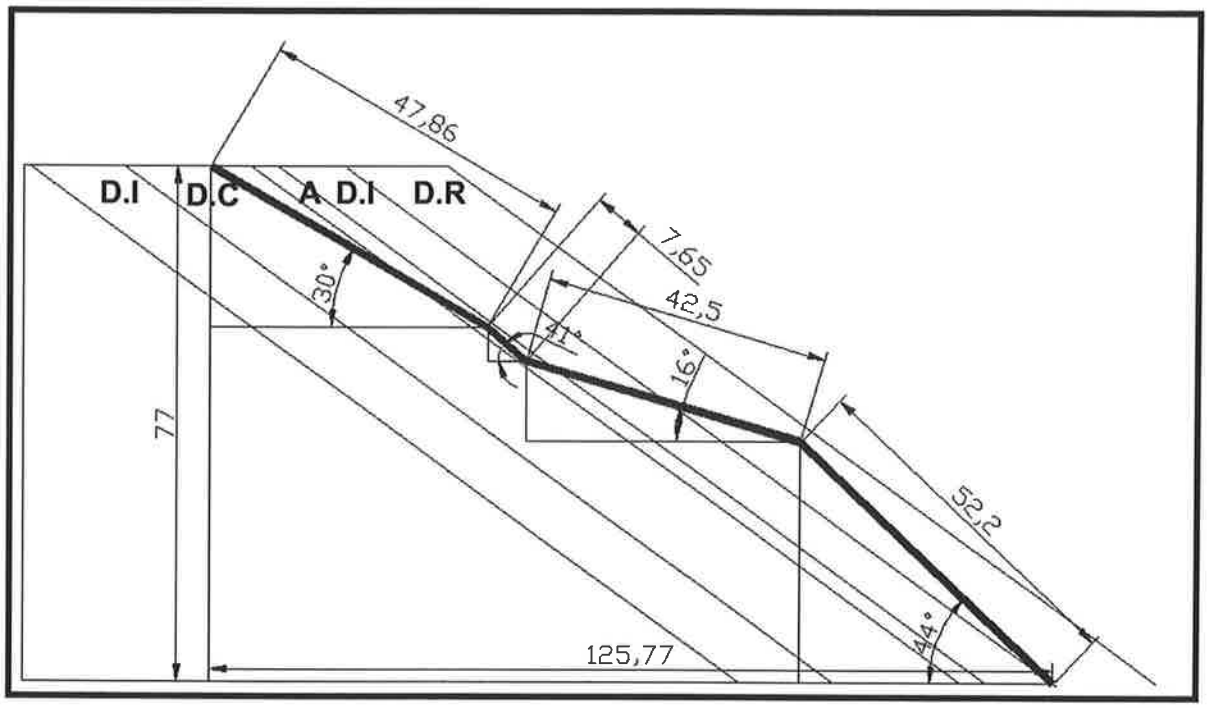


Figura 49 – Representação gráfica do talude Norte com os ângulos de taludes para cada litologia – D.R dolomito rosa; D.I dolomito impuro; A ardósia; D.C dolomito cinza.

Para os cálculos do parâmetro de correção (r/R), do coeficiente da resistência a compressão superficial (JCS_0) e da resistência a compressão uniaxial (σ_n) são utilizados os valores médios obtidos sobre as litologias presentes nos contatos entre os planos de acamamento.

Os demais parâmetros são obtidos conforme a metodologia apresentada no item 2.1.4.2.

Para todos os contatos litológicos são verificados os ângulos de talude que correspondem ao fator de segurança mínimo de 1,25, conforme Figura 49

Dolomito Rosa (D.R) / Dolomito Impuro (D.I)

Dados de entrada

- Ângulos: $\Phi b = 28^\circ$; $\Phi r = 29{,}53^\circ$; $i = 11{,}00^\circ$;
- Coeficientes: JRC0 = 10,14; JCS0 = 58,57; JRC = 92,17 e JCS = 254,23MPa;
- Parâmetro de correção (r/R) = 1,076;
- Resistência a compressão uniaxial: 152,78 MPa.

Ângulo de face: $\alpha = 43{,}60^\circ$

Dolomito Impuro (D.I) / Ardósia (A)

Dados de entrada

- Ângulos: $\Phi b = 20^\circ$; $\Phi r = 22{,}37^\circ$; $i = 4{,}00^\circ$;
- Coeficientes: JRC0 = 6,23; JCS0 = 68,21; JRC = 34,68 e JCS = 117,61MPa;
- Parâmetro de correção (r/R) = 1,118;
- Resistência a compressão uniaxial: 135,44 MPa.

Ângulo de face: $\alpha = 16{,}40^\circ$

Ardósia (A) / Dolomito Cinza (D.C.)

Dados de entrada

- Ângulos: $\Phi b = 30^\circ$; $\Phi r = 33{,}89^\circ$; $i = 2{,}00^\circ$;
- Coeficientes: JRC0 = 8,75; JCS0 = 70,97; JRC = 71,40 e JCS = 266,72MPa;
- Parâmetro de correção (r/R) = 1,194;
- Resistência a compressão uniaxial: 173,57 MPa.

Ângulo de face: $\alpha = 41^\circ$

Dolomito Cinza (D.C.) / Dolomito Impuro (D.I.)

Dados de entrada

- Ângulos: $\Phi b = 32^\circ$; $\Phi r = 34{,}14^\circ$; $i = 4{,}00^\circ$;
- Coeficientes: $JRC_0 = 7{,}03$; $JCS_0 = 68{,}90$; JRC = 44,33 e JCS = 204,10 MPa;
- Parâmetro de correção (r/R) = 1,107;
- Resistência a compressão uniaxial: 185,93 MPa.

Ângulo de face: $\alpha = 30{,}10^\circ$

Portanto, esta frente de lavra deve manter os taludes suaves durante a operação da mina com ângulo geral de talude ao redor de 31°, para trabalhar-se com estabilidade e F.S. em torno de 1,25. O plano de acamamento critico é o contato entre o dolomito impuro e a ardósia com ângulo de projeto de 16,40°

Após o desenvolvimento da lavra, com a configuração final da cava, o talude Norte deve ter ângulo geral em torno de 44° conforme detalhado no item 4.2.3 por meio do critério de Barton e Bandis (1982).

Esta defasagem de 14°, no ângulo geral do talude, é prejudicial ao sequenciamento nos seguintes aspectos:

- Aumento da necessidade de remoção de estéril nos primeiros anos de operação da mina;
- Maiores custos operacionais no início da atividade mineira, o que prejudica o retorno do investimento no prazo desejado pelos investidores (*PayBack*).

A utilização de tirantes no plano de contato crítico não é aconselhável pois este reteria o avanço de frentes de minério e teriam que ser reposicionados constantemente com altos custos de implantação.

Uma solução para amenizar este impacto seria redirecionar a direção de avanço principal da mina para Leste mantendo a face Norte praticamente em posição final de lavra e portanto com ângulo geral de talude de 44°. A estabilidade para o avanço neste sentido já foi avaliada positivamente nesta dissertação.

O ônus desta solução seria a extração do dolomito cinza e rosa concomitantemente com o desenvolvimento da lavra por que estes minérios não devem ser misturados ou *blendados*. Neste caso deve-se trabalhar com estoques separados de cada tipo de material.

4.2.4 Comparativo entre os projetos empíricos na análise da ruptura planar.

Os critérios de Hoek e Brown (2000) e Barton e Bandis (1982) apresentaram coerência entre os resultados obtidos para a análise da ruptura planar no talude Norte da cava de dolomito, em estudo nesta dissertação.

A provável estabilidade deste talude ocorre entre os ângulos de 38° a 40° e 42° a 44° pelos critérios de Hoek & Brown e Barton & Bandis respectivamente, para o F.S. de 1,27, conforme figura 50. Esta diferença de 2° a 4° pode ser considerada desprezível em campo e de difícil verificação em taludes mineiros de grande porte.

Os dois critérios determinam o ângulo entorno de 50° como o limite para a estabilidade (F.S. = 1,0) e segundo suas metodologias, taludes com inclinação maior que 50° são considerados instáveis e com alto risco de colapso.

Porém ocorrem diferenças significativas entre os resultados obtidos do F.S. para os ângulos de projeto, como por exemplo: O ângulo de 40°, apresenta F.S. = 1,45 para o critério de Barton e Bandis e F.S. = 1,2 para Hoek e Brown uma diferença de 21%.

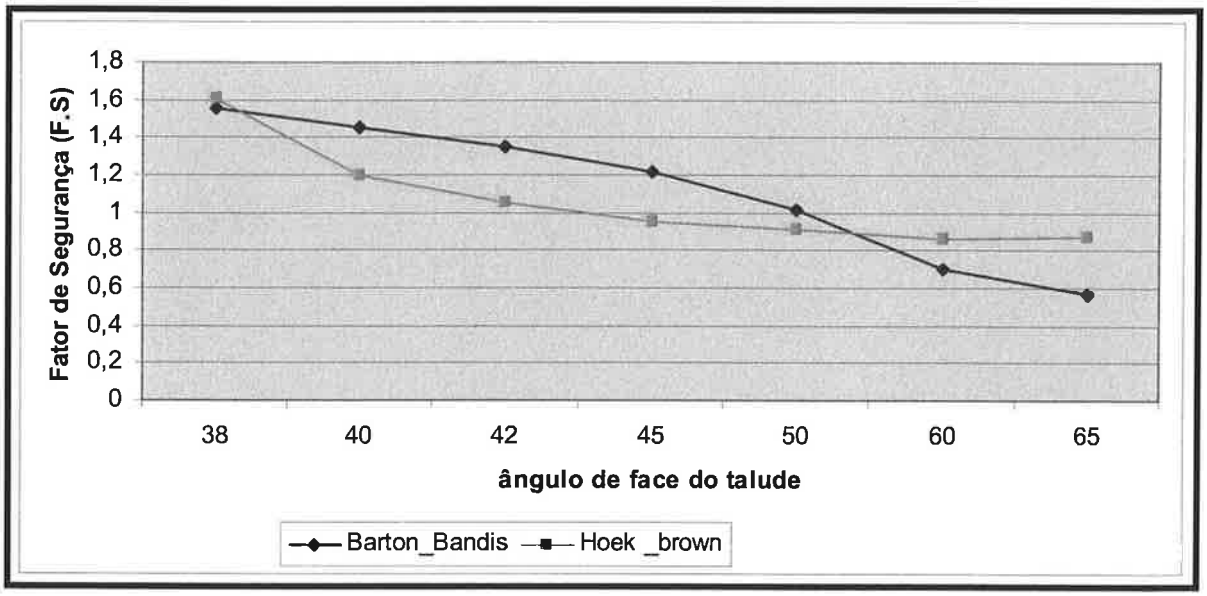


Figura 50 – Relação do fator de segurança obtido pelos critérios de Hoek-Brown (2000) e Barton-Bandis (1982) para ruptura planar.

Segundo Hoek e Brown (1997) a metodologia do GSI não deveria ser utilizada em maciços rochosos onde os problemas de instabilidades são decorrentes principalmente de planos de acamamentos (planos estruturais). Nestes casos segundo a ISRM é aconselhável a aplicação do critério de Barton e Bandis (1982) para a ruptura planar.

A diferença de 2° a 4° apresentada nesta dissertaçã o entre estes critérios levanta a hipótese de estudos futuros para ratificar a determinação da não utilização do critério de Hoek e Brown nestes casos e levanta a possibilidade da compatibilidade entre estes critérios. Esta compatibilidade deve ser testada e confirmada em pesquisas futuras.

Para o estudo de pré-viabilidade econômica apresentada o item 4.3 é utilizado o ângulo geral de 44° para o talude Norte conforme o critério de Barton e Bandis.

4.2.5 Projeto empírico x Configuração atual de lavra.

Os ângulos obtidos pelos critérios utilizados são comparados com os ângulos atuais dos taludes em rocha da cava de dolomito em estudo nesta dissertação. Esta comparação tem o intuito de avaliar criticamente os resultados obtidos e a condição de estabilidade atual da lavra, conforme Figura 51.

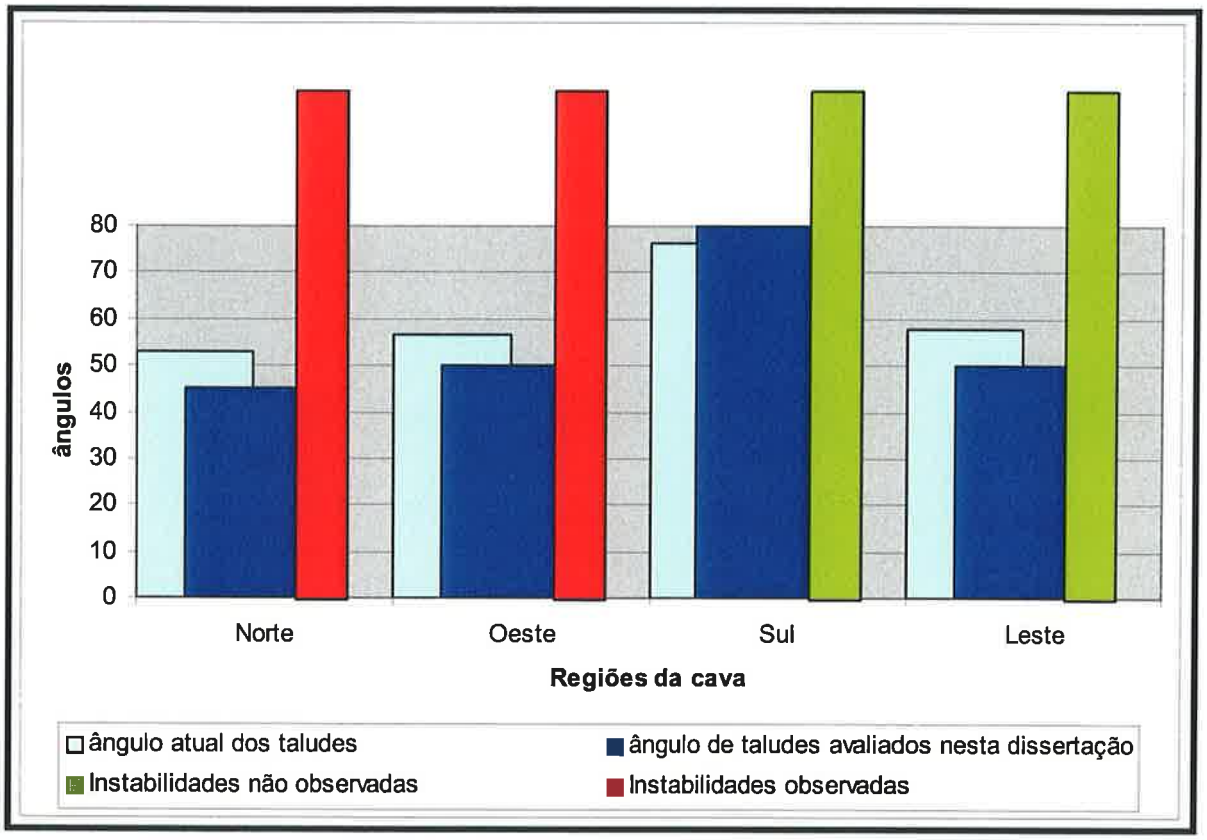


Figura 51 – Comparativo entre o ângulo de projeto, os ângulos atuais de talude e a estabilidade da lavra.

Os resultados obtidos na análise da cava atual confirmaram os resultados das análises levadas nesta dissertação para os taludes Norte, Oeste e Sul, onde nas duas primeiras regiões os ângulos atuais maiores que os de projeto confirmaram

pontos de instabilidade nestas faces. Na região sul a estabilidade é identificada conforme estes critérios.

Este resultado ratifica a coerência entre os critérios de Barton e Bandis (1982) e Hoek e Brown (2000) quando aplicados na análise da ruptura planar e para este último o da também ruptura em cunha.

O talude leste, porém apresenta incompatibilidade, pois segundo o ângulo de projeto de 50° com o valor atual de 60° deveria apresentar problemas de instabilidades em sua face em rocha o que não se confirma em campo.

Esta incompatibilidade confirma as incertezas do critério de Hoek e Brown (2000) para a análise da ruptura por tombamento e indica a necessidade futura de estudos para este tipo de instabilidade.

4.3 Pré-estudo de viabilidade da jazida

Neste item é apresentada a cava de exaustão para a jazida de dolomito, considerando os ângulos gerais de cava obtidos nos estudos de estabilidade item 4.2 desta dissertação, conforme Tabela 24 - Ângulos gerais de talude para a cava de exaustão de dolomito.

Tabela 24 - Ângulos gerais de talude para a cava de exaustão de dolomito

	Norte		Oeste		Sul		Leste	
	Altitude	ψ_P	Altitude	ψ_P	Altitude	ψ_P	Altitude	ψ_P
Cobertura (*overburden*)	831	16°	820	28°	787	42	900	28°
Rocha		44°		50°		80°		50°

A cava de exaustão considerada, Figura 52 não é uma cava operacional, portanto não apresenta indicação de rampas de acessos, praças de trabalho, bermas e taludes individuais. Esta serve somente para estimar o potencial de extração de minério e a necessidade de remoção de estéril.

Mesmo sendo uma cava preliminar é muito importante determinar os ângulos de estabilidade antes de obtê-la, pois por meio dela é possível determinar os primeiros indícios sobre a viabilidade da jazida. Conforme já discutido anteriormente, nesta dissertação os ângulos gerais da cava influenciam significativamente os custos de operação da escavação mineira.

Os dados apresentados a seguir têm caráter expositivo e não necessariamente retratam a realidade fiel da área de estudo.

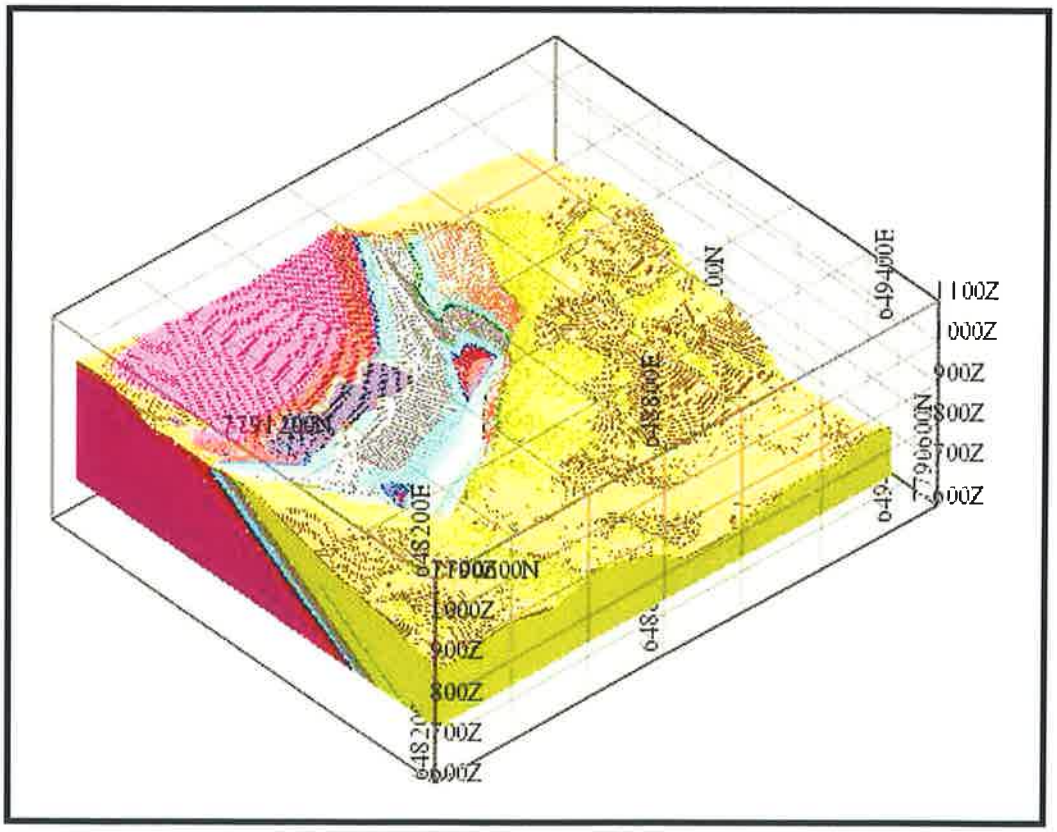


Figura 52 – Cava de exaustão projetada para a cava de dolomito considerando os ângulos analisados nesta dissertação para F.S de 1,25.

A cubagem da cava de exaustão é estimada ao redor de 25 Mt de dolomito com relação estéril minério (R.E.M) de 1,63. Considerando a lavra de 1Mt/ano a vida útil estimada para esta reserva é de aproximadamente 25 anos.

Os dados de custos apresentados a seguir baseiam-se na experiência do autor e do orientador desta dissertação para minas similares, conforme apresentado a seguir:

Remoção de estéril:

- Custo de Remoção de Estéril: 2,50 R$/t (remoção, transporte e espalhamento no depósito controlado de estéril);

Devido ao mergulho da camada de minério e da necessidade de abertura da mina, apresentado no item 4.2.3.1 ocorre ha necessidade de concentrar a remoção de estéril nos primeiros anos de produção e R.E.M anual de 2,00 para os primeiros 10 anos de operação.

Assim, o custo com a remoção de estéril anual é de 5,00 MR$.

Lavra do Minério

- Custo de operação: 5,80 R$/t de R.O.M (desmonte, carga, transporte de minério para as instalações de britagem);
- Custos com a instalação de beneficiamento: 1,50 R$/t de R.O.M (britagem, classificação e estocagem de material).
- Custos com preparação de mina, acessos, drenagens etc: 0,70 R$/t de R.O.M.;
- Custos administrativos e com funcionários: 1,30 R$/t de R.O.M.

Portanto o custo total com a lavra de minério é de 9,30 R$ / toneladas de R.O.M, ou seja um custo anual de 9,30 MR$.

Faturamento:

Considera-se a mina para atender ao mercado de agregado com todo o volume lavrado sendo vendido como rocha britada a um valor médio de 18,00 R$/t de brita vendida. Neste preço de venda já estão descontados os impostos, como PIS, COFINS e ICMS.

O faturamento anual é estimado em 18 MR$.

CFEM – imposto sobre a movimentação mineral (2%)

A CFEM é calculada sobre o faturamento de 18 MR$ e equivale a 0,36 MR$

Receita estimada para o empreendimento

Receita = Faturamento – Custos operacionais = 3,34 MR$ por ano. Após a incidência do imposto de renda I.R. mais o INSS, este valor reduz para 1,83 MR$.

A viabilidade para a jazida mineral depende de uma análise de investimento incluindo prazo de retorno (*pay back*) e análise de riscos para obter este "lucro" de 1,83 MR$. De modo geral um investidor não poderia investir mais do que 10 MR$ se ele quiser recuperar este dinheiro em 6 anos.

Este pré-estudo não é determinante quanto à viabilidade da jazida mas levanta indícios de um investimento de alto risco com retorno financeiro anual limitado para a realidade do setor mineral.

Vale ressaltar que mudanças de mercado podem alterar a viabilidade da área por meio de alternância no preço de venda, novas tecnologias que reduzem os custos operacionais ou mudanças no sistema de imposto brasileiro.

Outros usos para o minério extraído podem maximizar o retorno do investimento quando comparado ao mercado de agregados, porém isto deve ser avaliado caso a caso.

5 ANÁLISE DE DADOS E SUGESTÕES

O levantamento de dados para esta dissertação é importante para a metodologia apresentada e os resultados alcançados. Os trabalhos de campo duraram aproximadamente 2 anos entre pesquisa, tratamento de dados, visitas técnicas inclusive com a supervisão do orientador desta tese.

Todo este esforço resultou na qualidade dos dados de entrada para os critérios de ruptura utilizados, como: descrição dos testemunhos (realizada por geólogos), caracterização das descontinuidades, levantamento do RQD, resistência à compressão uniaxial (laboratório do Departamento de Engenharia de Minas e de Petróleo da EPUSP), resistência à compressão superficial por meio da dureza superficial obtida pelo esclerômetro Schmidt. e a determinação do ângulo de atrito residual.

Mesmo assim são observadas regiões com pouca informação geomecânica, por falta de furos de sondagem que atravessem todo o pacote litológico. Seria conveniente em trabalhos futuros a concentração de informações nestas regiões.

A metodologia apresentada é adequada e mostrou coerência entre os critérios de Hoek e Brown adaptado por Marinos e Hoek (2000) com o critério de Barton e Bandis (1982) para a análise da ruptura planar.

Para a análise da ruptura em cunha também foi observada compatibilidade entre os resultados obtidos pelo critério de Hoek e Brown com a realidade visualizada em campo (cava atual). Porém, como já mencionado surgiu a necessidade de estudos futuros para o talude Leste para a análise da ruptura por tombamento que apresentou discordância para este critério.

O critério de Barton e Bandis (1982) também auxiliou a entender a dificuldade de estabilizar o talude Norte da cava com a determinação dos F.S. e conseqüentemente o ângulo geral da cava entre os planos de acamamento bem mais suaves que os

taludes atuais. Por meio desta última análise também é possível prever melhor comportamento para o talude Norte alterando-se a direção de avanço para Leste, perpendicular aos planos de acamamento.

A área de estudo para esta dissertação é muito rica em informações sobre a estrutura do maciço rochoso que permiti uma rápida comparação entre os resultados obtidos nas análises com a situação atual em campo. O registro fotográfico da cava também permitiu uma boa exemplificação da metodologia apresentada.

O estudo de pré-viabilidade permitiu afirmar que a atividade de lavra foi interrompida prematuramente após aproximadamente 6 a 7 anos de operação e com reserva cubada para quase 25 anos de vida útil.

As análises de ruptura confirmam que o fechamento prematuro e a instabilidade da cava são decorrentes da inexistência de um projeto adequado para o desenvolvimento da lavra uma vez que são utilizados ângulos gerais de talude com F.S. menores que 1 em alguns casos.

Ressalta-se que a instabilidade do solo e material de cobertura (*overburden*) também auxiliaram a paralisação da atividade mineira, porém seu estudo detalhado não é foco desta dissertação. Trabalhos futuros podem avaliar melhor a estabilidade destas regiões.

Conseqüentemente, os impactos ambientais são evidentes com o fechamento prematuro e a necessidade de recuperar a área lavrada. Estudos futuros sobre fechamento de mina seriam interessantes para demonstrar os custos associados a esta paralisação antecipada da vida útil da mina.

Futuramente estudos mais detalhados podem concluir sobre a viabilidade desta jazida, pois os estudos realizados nesta dissertação são preliminares e básicos e evidenciaram alto risco para este investimento na abertura desta mina.

6 CONCLUSÃO

Os critérios para a análise de ruptura, efetuados conforme o objetivo desta dissertação, com destaque para a qualidade dos dados de entrada destas metodologias levantadas em campo e em ensaios laboratoriais. Todas as regiões da cava foram avaliadas quanto aos mecanismos de ruptura e, por meio de projetos empíricos, foram determinados os ângulos de estabilidade para cada região, segundo o F.S. de 1,25.

O critério de Hoek e Brown adaptado por Marinos e Hoek (2000) e o critério Barton e Badins (1982) mostraram coerência de resultados para a análise da ruptura planar, o que demonstra confiabilidade na execução destas metodologias. A análise da ruptura em cunha (HOEK E BRAY – 1981) apresentou compatibilidade com as observações visualizadas em campo (estudo de caso) o que indica a veracidade desta análise.

Identificou-se problemas e incertezas na análise da ruptura por tombamento pois os dados levantados não apresentaram compatibilidade com a área de estudo, o que denota a necessidade de trabalhos futuros para esta condição de instabilidade. Ressalta-se que os próprios autores Hoek e Bray (1981) mostram incertezas e cuidados para a utilização desta teoria. Por outro lado, tais incertezas justificam o interesse que estes estudos vêm determinando no meio técnico.

Concluiu-se que os problemas de instabilidades nas fáceis da cava de dolomito (estudo de caso) são devidos a ângulos gerais de taludes em rocha íngremes e superiores aos ângulos obtidos pelos projetos empíricos e portanto fora da margem de segurança em torno 1,25 para o F.S. Estes problemas podem ter acelerado o fechamento prematuro da atividade mineira.

Não se pode concluir sobre a viabilidade da jazida de dolomito, sendo necessários estudos futuros mais detalhados para esta conclusão.

REFERÊNCIAS

ALKMIM, F.F. O que faz de um cráton um cráton? O cráton do São Francisco e as revelações Almeidianas ao delimitá-lo. In: ALMEIDA, F.F.M. *Geologia do continente sul americano*. São Paulo: Beca, 2004. Cap. 1, p. 17-35.

ALKMIM, F.F.; BRITO NEVES, B.B.; CASTRO ALVES, J.A. Arcabouço tectônico do cráton do São Francisco: uma revisão. In: SIMPÓSIO SOBRE O CÁTRON DO SÃO FRANCISCO, 2., 1993, Salvador. *O cráton do São Francisco*. Salvador: SBG/SGM/CNPq, 1993. p. 45-62.

ALKMIM, F.F.; MARTINS NETO, M.A. A bacia intracratônica do São Francisco: arcabouço estrutural e cenários evolutivos. In: PINTO, C.P.; MARTINS-NETO, M.A. (Eds.). *Bacia do São Francisco:* geologia e recursos naturais. Belo Horizonte: SBG/MG, 2001. p. 9-30.

ALKMIM, F.F.; MARSHAK, S. Transamazonian orogeny in the southern São Francisco craton region, Brazil: evidence for paleoproterozoic collision and collapse in the quadrilátero ferrífero. *Precambrian Research*, v. 90, p. 29-58, 1998.

ALMEIDA, F.F.M. O cráton do São Francisco. *Revista Brasileira de Geociências,* v. 7, n. 4, p. 349-364, 1977.

AYRES DA SILVA, L.A. *Classificações geotécnicas e classificações de maciços rochosos: a distinção necessária.* São Paulo: EPUSP, 1998. Prova de Erudição, Concurso para Professor Titular junto ao Departamento de Engenharia de Minas da EPUSP.

AYRES DA SILVA, L.A.; AYRES DA SILVA, A.L. Estrutura da rocha/estrutura rochosa/estrutura em rocha. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MINA À CÉU ABERTO, 6.; CONGRESSO BRASILEIRO DE MINA SUBTERRÂNEA, 6.; WORKSHOP FECHAMENTO DE MINA, 2010, Belo Horizonte, MG. [*Sessões técnicas*]. Belo Horizonte: IBRAM, 2010. Em CD-ROM.

BARTON, N.R.; LIEN, R.; LUNDE, J. Engineering classification of rock masses for design of tunnel support. *Rock Mechanics*, v. 6, p. 189-239, 1974.

BARTON, N.; BAKHTAR, K. *Rock joint description and modeling for the hydrothermomechanical design of nuclear waste repositories.* Ottawa: CANMET, 1983. (Contr. Rept CANMET).

BARTON, N.; BANDIS, S. Effect of block size on the shear behaciour of jointed rock [Keynote lecture]. In: U.S. SYMPOSIUM ON ROCK MECHANICS, 23rd., 1982, Berkeley, Cal. *Proceedings.* New York: Soc of Min Eng of AIME, 1982. p. 739-760.

BIENIAWSKI, Z.T. Rock mass classification in rock engineering. In: SYMPOSIUM ON EXPLORATION FOR ROCK ENGINEERING, 1976, Johannesburg. *Exploration for rock engineering:* proceedings. Cape Town: A. A. Balkema,1976. v. 1, p. 97-106.

BIENIAWSKI, Z.T. *Rock mechanics design in mining and tunneling.* Rotterdam: A.A. Balkema, 1984. 272 p.

CARSON, M.A.; KIRBY, M.J. *Hillside form and process.* Cambridge: University Press, 1972.

DEERE, D.U. et al. Design of surface and near-surface construction in rock. In: SYMPOSIUM ON ROCK MECHANICS, 8., 1966, Minnesota. *Failure and breakage of rock:* proceedings. New York: AIME, 1967. p. 237-302.

DORR, J.V.N. *Physiographic, stratigraphic and structural development of the quadrilátero ferrífero, Minas Gerais, Brazil.* Washington, D.C., 1969. 110 p. (U.S. Geological Survey Professional Paper, 641-A).

GUIDICINI, G.; NIEBLE, M.C. *Estabilidade de taludes naturais e escavação.* São Paulo: Universidade de São Paulo/Edgard Blucher, 1976. 170 p.

FRANKLIN, J.A.; DUSSEAULT, M.B. *Rock engineering.* New York: McGraw-Hill, 1989. 600 p.

GIANI, G.P. *Rock slope stability analysis.* Rotterdam: A.A. Balkema, 1992. 361 p.

HENNIES, W.T. *A mecânica de rochas aplicada à estabilidade de taludes das minas a céu aberto.* 1974. 120 p. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica,, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1974.

HOEK, E.; BRAY J. *Rock slope engineering.* London: The Institution of Mining and Metalurgy, 1981. 358 p.

HOEK, E.; KAISER, P.K.; BAWDEN, W.F. *Support of underground excavations in hard rock.* Rotterdam: A.A. Balkema, 1995. 215 p.

HOEK, E.; BROWN, E.T. *Practical estimates of rock mass strength.* Intnl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts. 1997. p.1165-1186.

HUDSON, J.A. *Rock mechanics principles in engineering practice.* London: Butterworths, 1989. 72 p.

JOHNSON, R.F. *Geology and ore deposits of the Cachoeira do Campo, Dom Bosco, and Ouro Branco quadrangles, Minas Gerais, Brasil.* Washington, D.C., 1962. 39 p. (U.S. Geological Survey Professional Paper, 341-B).

LACERDA, W.A. A estabilização de um aterro a meia encosta. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 3., 1966, Belo Horizonte. *Anais.* São Paulo: ABMS, 1966. v. 1, p. 10.1-10.5.

MARINOS, P.; HOEK, E. GSI: a geologically friendly tool for rock mass strengh estimation. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL & GEOLOGICAL ENGINEERING, 2000, Melbourne. *GeoEng2000.* Lancaster: Technomic, 2000. p. 1422-1489.

MARKLAND, J.T. *A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge sliding type of failure is expected.* London: Imperial College, 1972. 10 p. (Imperial College Rock Mechanics Research Report, n. 19).

MULLER, L. The european approach to slope stability problems in open pit mines. *Quarterly of the Colorado School of Mines,* v. 54, n. 3, p 116-133, 1959. Apresentado ao 3º. Symposium on Rock Mechanics.

PALMSTROM, A. Characterizing rock masses by the RMi for use in practical rock engineering. Part 2: Some practical applications of the Rock Mass index (RMI). *Tunnelling and Underground Space Technology,* v. 11, n. 3, p. 287-303, July 1996.

PRIEST, S.D.; HUDSON, J.A. Discontinuity spacing in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, v. 13, p 135-148, 1976.

TERZAGHI, K. Introduction to tunnel geology. In: PROCTOR, R.; WHITE, T. *Rock tunneling with steel supports.* Youngstown: Youngstown Printing, 1946. p. 19-99.

TERZAGHI, K. Stability of steep slopes on hard unweathered rock. *Geotechnique,* London, v. 12, n. 4, p. 251-270, 1962.

WICKHAM, G.E.; TIEDEMANN, H.R.T.; SKINNER, E.H. Support determinations based on geologic predictions. In: NORTH AMERICAN RAPID EXCAVATION AND TUNNELING CONFERENCE, 1., 1972, Chicago, Ill. *Proceedings.* New York: Society of Mining Engineers of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers, 1972. v. 1, p. 43-64.

ZÁRUBA, Q.; MENCI, V. *Landslides and their control.* Amsterdam: Elsevier, 1969. 205 p.

APÊNDICE A – EVOLUÇÃO DA LAVRA DE DOLOMITO A CÉU ABERTO

A lavra de dolomito, em estudo nesta dissertação, encontra-se atualmente paralisada devido a fatores econômicos (crise econômica de 2009) e estruturais decorrentes das instabilidades dos taludes da cava. Estima-se que a atividade de mina foi iniciada no ano 2002 e teve sua extração por aproximadamente 6 anos até sua paralisação em final de 2008.

Pela observação da cava é possível afirmar que o desenvolvimento da lavra teve como prioridade o aprofundamento do "pit" em busca de maior quantidade de dolomito (minério) liberado sem o correto avanço de desenvolvimento da parte superior (estéril).

Esta situação é um dos principais motivos da situação de instabilidade presente na região, o que atualmente dificulta o desenvolvimento normal da lavra e conseqüentemente encarece os custos de extração com a necessidade de remoção de grandes quantidades de estéril, atrasados em seu desenvolvimento.

A geometria da cava foi executada em bancadas de 12 metros de altura com 8 metros de largura e ângulo de face individual, variando de 60° em estéril de cobertura a 75° em rocha com o avanço parte em meia encosta e parte em cava.

A maioria dos taludes gerais apresentam altura superior a 100 metros, com as cristas na altitude de 930 (em geral) e o fundo da cava na cota 812 m.

Atualmente quase toda esta geometria é perdida por ação de rupturas ocorridas nas faces Norte e Leste. O desenvolvimento da mina nos últimos 2 anos, foi concentrado exclusivamente no talude Oeste da cava, por ser a melhor situação de estabilidade para permitir a lavra do dolomito com viabilidade econômica.

Os taludes Norte e Leste apresentam grandes e graves problemas de instabilidade e por problemas de licenciamento de desmate não foi permitido atuar nestes taludes. Esta ausência de licença ambiental é mais um dos motivos para agravar a situação de instabilidade nesta região.

Condição de estabilidade dos taludes da cava

TALUDE NORTE

Região com os maiores problemas de instabilidade da cava, com presença de duas rupturas circulares em superfície e rupturas pontuais planares na área central do talude norte, conforme Figura A.1.

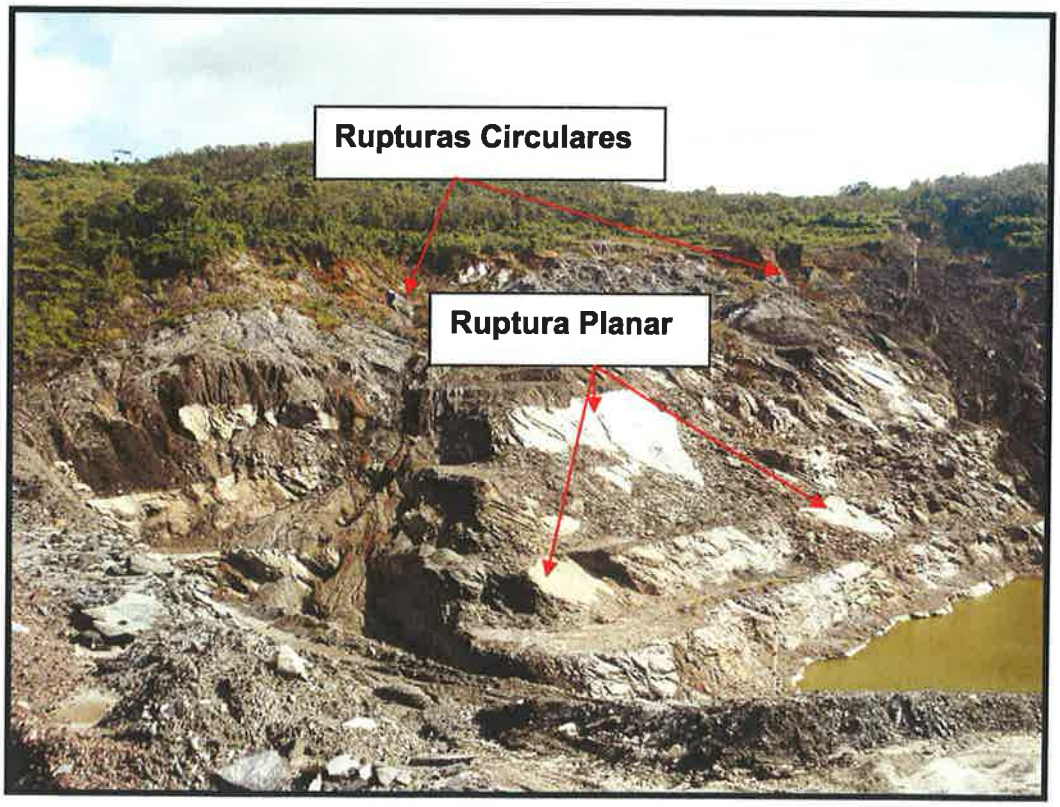


Figura A.1 – Visão lateral do talude norte da cava, com visualização das rupturas circulares e planar (foto do autor).

As duas rupturas circulares ocorrem nas extremidades do talude Norte e são frutos da movimentação de colúvio saturado localizado nesta região. Observamos no campo a presença de duas surgências de água nestes pontos, o que favorece o desenvolvimento desta instabilidade.

Através de monitoramento topográfico, observa-se que a movimentação deste material ocorre em forma de rastejo, ou seja, com velocidade lenta e sua língua de material desloca-se em direção ao fundo da cava.

As rupturas planares são decorrentes do plano de acamamento. Este plano tem orientação de 210°/36°, o que provoca deslizamento principalmente no contato com a ardósia, como pode ser observado na Figura A.1 região central do talude.

A geometria da cava nesta região está quase que completamente perdida por estas rupturas que bloquearam o acesso às frentes de lavra e em muitos casos romperam com as praças de trabalho presentes. A situação de instabilidade é evidente, o que impede atualmente qualquer trabalho de explotação deste talude sem o devido retaludamento do mesmo.

O retaludamento e estabilização desta face é importante para a viabilidade da extração de dolomito, pois limita consideravelmente as reservas da jazida, além de propiciar risco iminente às operações de lavra.

A única obra realizada nesta direção da cava foi a execução de um canal de drenagem acima do talude norte a 8 metros de distância da crista do mesmo. Este canal ajudou a retardar a situação de instabilidade da região drenando as águas superficiais em direção ao talude oeste e, portanto, evitando a erosão das faces do taludes.

TALUDE LESTE

Segunda região da cava em criticidade com relação à estabilidade dos taludes. A área apresenta duas rupturas circulares bem desenvolvidas na parte superior ocasionadas pela movimentação de mistura de colúvio e da Formação Cercadinho, conforme figura A.2

As rupturas se desenvolveram em forma de corrida rápida com os limites de escorregamentos bem definidos. No escorregamento superior identificamos a presença de blocos de rochas arredondados o que evidencia a formação sedimentar com material proveniente de encostas formadas provavelmente antes da formação do sinclinal.

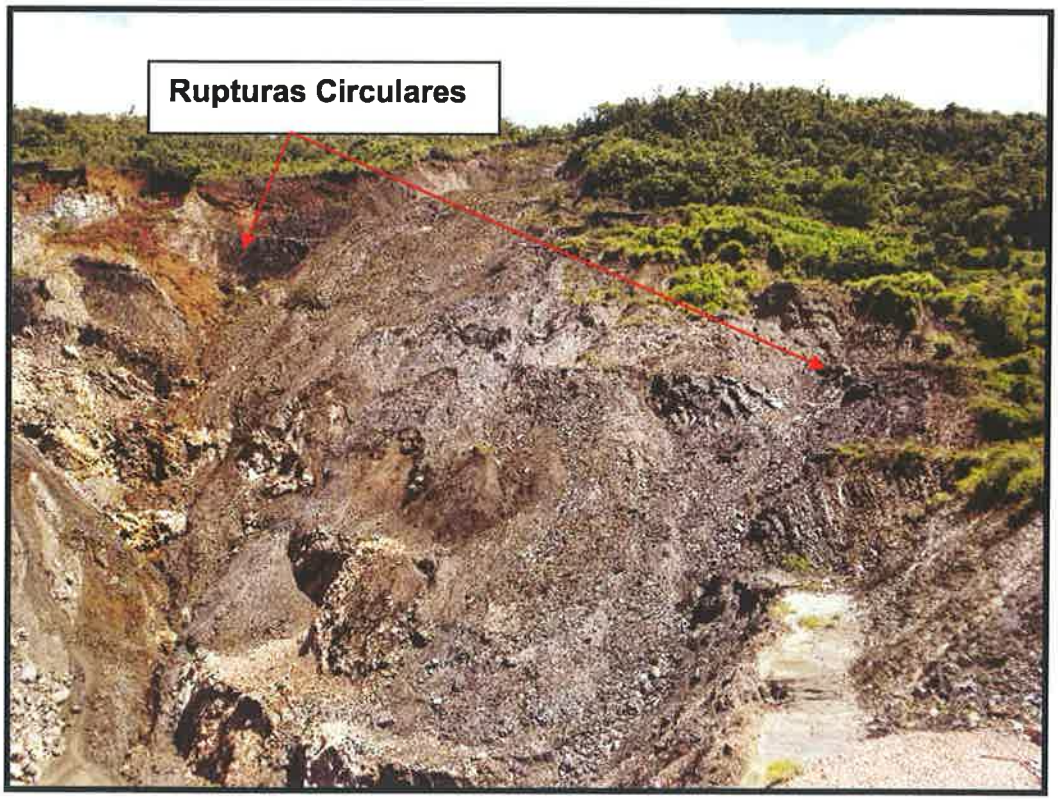


Figura A.2 – Visão lateral do talude leste da cava, com visualização das rupturas circulares (foto do autor) .

O desenvolvimento desta frente também é prejudicado pela falta de licença ambiental e sua geometria está completamente destruída pelas rupturas que interromperam os acesso às frentes de lavra por acúmulo de material ou por colapso dos mesmos. Não identificamos, nesta região, problemas de instabilidade em rocha.

TALUDE OESTE

Principal frente de lavra nos últimos 2 anos de operação devido à facilidade de estabilização dos taludes, porém apresenta frentes de lavra com baixo potencial de produção (camadas estreitas de minério) e alto risco de contaminação (camada de minério apoiado em camada de estéril com alta inclinação de 36°), conforme Figura A.3.

A estabilidade desta face é decorrente do desenvolvimento dos taludes individuais com 60° na Formação Cercadinho à direita da Figura A.3, obtido pela experiência dos funcionários técnicos da mineração.

Figura A.3 – Visão frontal do talude oeste da cava, com visualização da situação de estabilidade encontrada nesta face (foto do autor).

Com relação à rocha, encontra-se problemas localizados de ruptura em cunha conforme já apresentados no desenvolvimento desta dissertação.

Conforme, observado na Figura A.3, a geometria da cava está mantida com acesso às principais frentes de lavra e a manutenção das praças operacionais.

TALUDE SUL

O talude Sul também apresenta uma boa situação de estabilidade, porém os custos de lavra nesta região são muito elevados devido a alta necessidade de remoção de estéril com o desenvolvimento desta frente (camada de minério mergulha de 36° para Sul), conforme Figura A.4.

Figura A.4 – Visão lateral do talude sul da cava, com visualização da situação de estabilidade encontrada nesta face (foto do autor).

Os taludes superficiais apresentam ângulo individual de face de 60° na Formação Cercadinho e 75° a 80° nos taludes em rocha (dolomito rosa). Conforme observado na Figura A.4 foram feitas emendas de banco nesta região da cava para obter produtividade nestes últimos anos de operação, o que pode vir a prejudicar o desenvolvimento desta face.

FUNDO DA CAVA

O fundo da cava está paralisado na cota 812 m. Atualmente, todo material dos deslizamentos das diversas rupturas localizadas na cava migram para o fundo desta, o que provoca o assoreamento da cava, conforme Figura A.5.

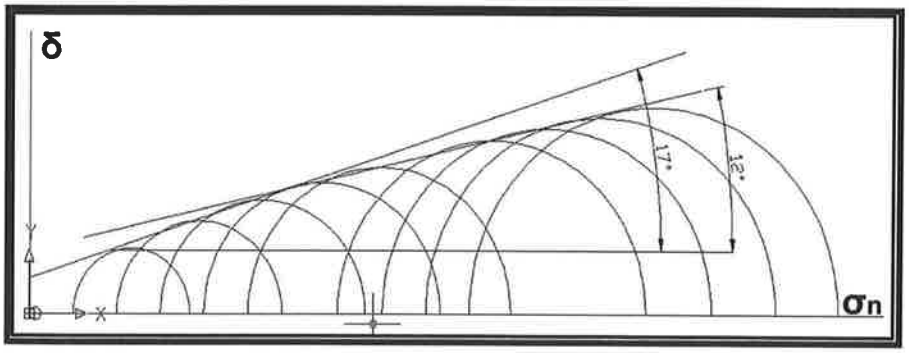
Figura A.5 – Visão superior do fundo da cava, com visualização do assoreamento por sedimentos oriundos das rupturas presentes na cava (fonte do autor).

Estima-se de 12 a 15 metros de sedimentos no fundo da cava o que pode prejudicar futuras operações de lavra nesta jazida. Por outro lado este assoreamento colabora para a situação de estabilidade, pois reforça os pés dos taludes do entorno.

Como controle ambiental existem bacias de decantação na saída desta cava (a sul) que evita que estes sedimentos atinjam áreas fora do empreendimento mineiro, evitando maiores transtornos ambientais.

APÊNDICE B – ENVOLTÓRIA DE RUPTURA BASEADAS NO CIRCULO DE MOHR.

σ_1	σ_3
2,52	0
36,71	10
57,69	20
76,13	30
93,25	40
109,52	50
125,19	60
140,40	70
155,26	80
169,82	90
184,13	100

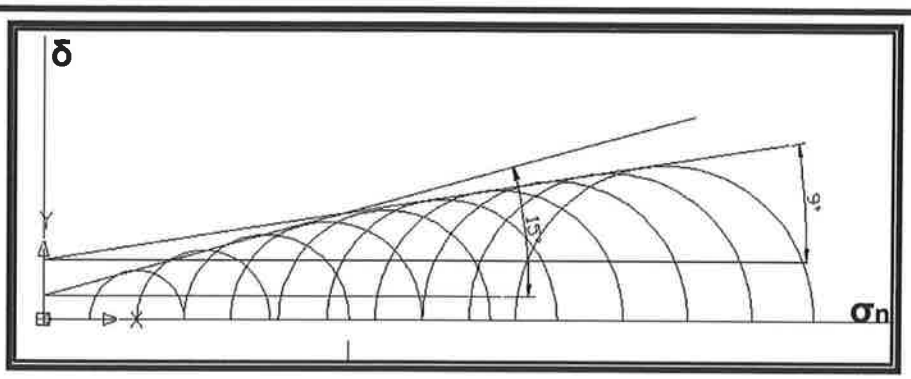


$$\delta = 7{,}25 + \sigma_n \tan 17^\circ$$

coesão **Φ**

Figura B.1 – Representação gráfica da envoltória de ruptura para a Ardósia na região Sul.

σ_1	σ_3
1,42	0
30,00	10
48,25	20
64,58	30
79,92	40
94,63	50
108,88	60
122,80	70
136,44	80
149,86	90
163,10	100

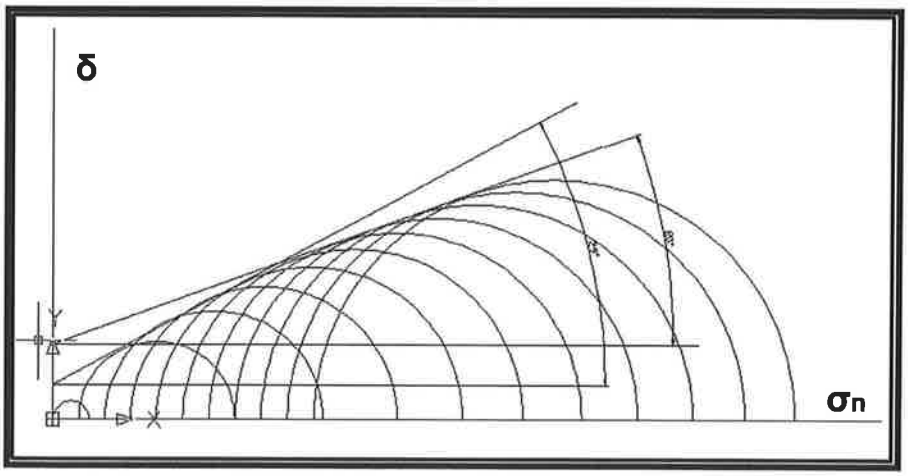


$$\delta = 4{,}87 + \sigma_n \tan 15^\circ$$

coesão **Φ**

Figura B.2 – Representação gráfica da envoltória de ruptura para a Ardósia na região Leste.

σ_1	σ_3
13,93	0
69,80	10
103,41	20
131,68	30
157,13	40
180,77	50
203,12	60
224,48	70
245,06	80
265,00	90
284,41	100

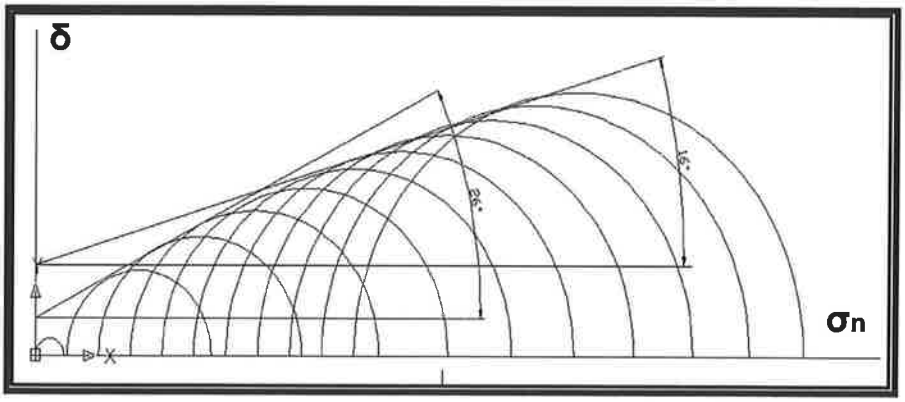


$$\delta = 13{,}18 + \sigma_n \tan 29^\circ$$

coesão **Φ**

Figura B.3 – Representação gráfica da envoltória de ruptura para o Dolomito Cinza na região Sul.

σ_1	σ_3
9,05	0
55,51	10
83,72	20
107,77	30
129,65	40
150,13	50
169,61	60
188,34	70
206,46	80
224,10	90
241,32	100

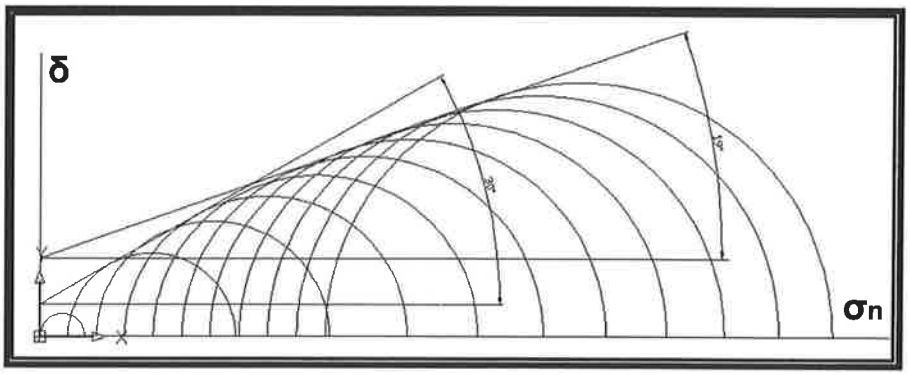


$$\delta = 9{,}97 + \sigma_n \tan 26^\circ$$

coesão **Φ**

Figura B.4 – Representação gráfica da envoltória de ruptura para o Dolomito Cinza na região Leste.

σ_1	σ_3
16,02	0
68,69	10
101,44	20
129,09	30
154,05	40
177,26	50
199,22	60
220,24	70
240,49	80
260,14	90
279,26	100

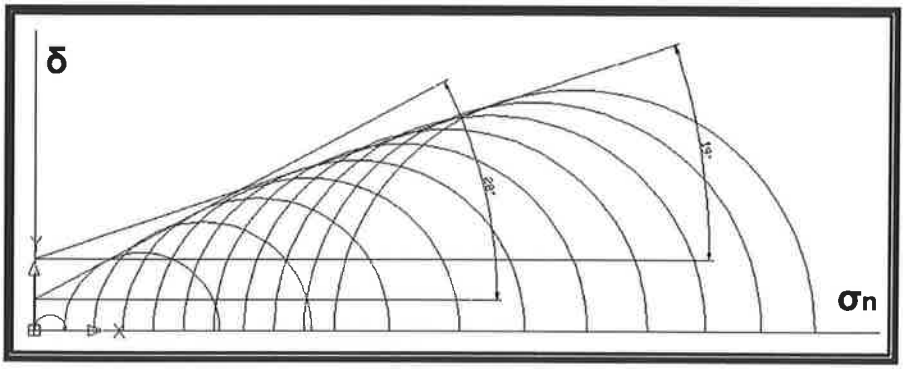


$$\delta = 11{,}38 + \sigma_n \tan 30^\circ$$

coesão **Φ**

Figura B.5 – Representação gráfica da envoltória de ruptura para o Dolomito Impuro na região Sul.

σ_1	σ_3
10,59	0
61,80	10
92,49	20
118,47	30
141,97	40
163,88	50
184,66	60
204,58	70
223,82	80
242,50	90
260,71	100

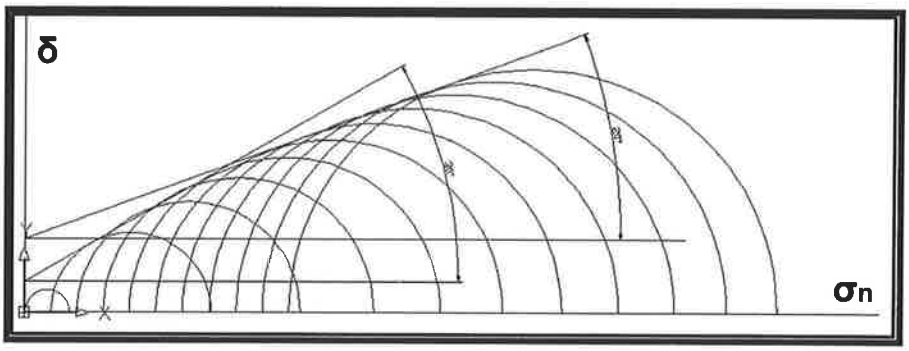


$$\delta = 10{,}28 + \sigma_n \tan 28^\circ$$

coesão **Φ**

Figura B.6 – Representação gráfica da envoltória de ruptura para o Dolomito Impuro na região Leste.

σ_1	σ_3
17,10	0
70,79	10
104,25	20
132,47	30
157,91	40
181,55	50
203,90	60
225,27	70
245,87	80
265,83	90
285,25	100

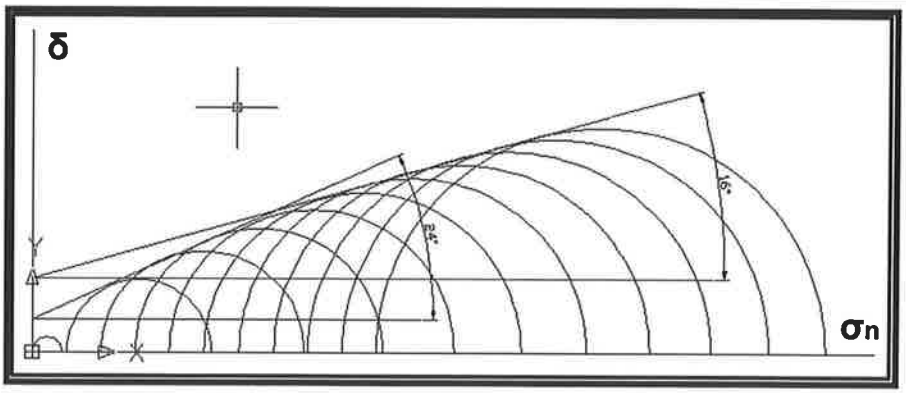


$$\delta = 11{,}72 + \sigma_n \tan 30^\circ$$

coesão **Φ**

Figura B.7 – Representação gráfica da envoltória de ruptura para o Dolomito Rosa na região Sul.

σ_1	σ_3
8,53	0
52,09	10
78,90	20
101,89	30
122,86	40
142,55	50
161,31	60
179,37	70
196,88	80
213,93	90
230,60	100

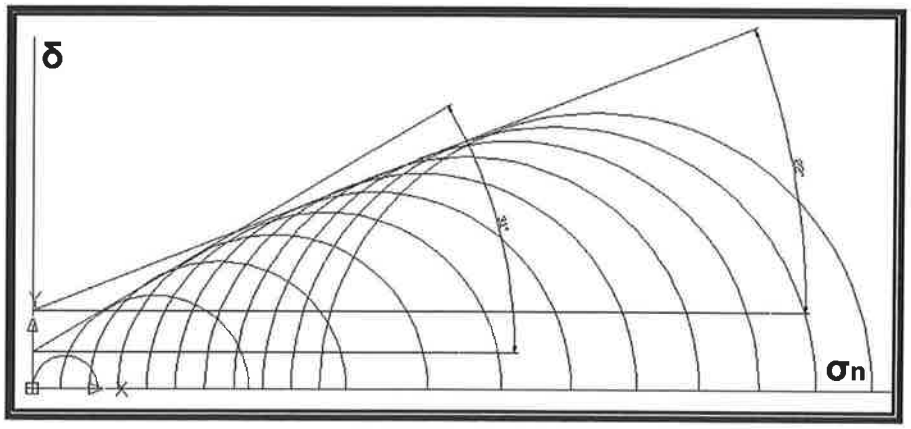


$$\delta = 9{,}51 + \sigma_n \tan 24^\circ$$

coesão **Φ**

Figura B.8 – Representação gráfica da envoltória de ruptura para o Dolomito Rosa na região Leste.

σ_1	σ_3
22,9	0
75,3	10
109,4	20
138,3	30
164,3	40
188,5	50
211,4	60
233,3	70
254,3	80
274,7	90
294,6	100

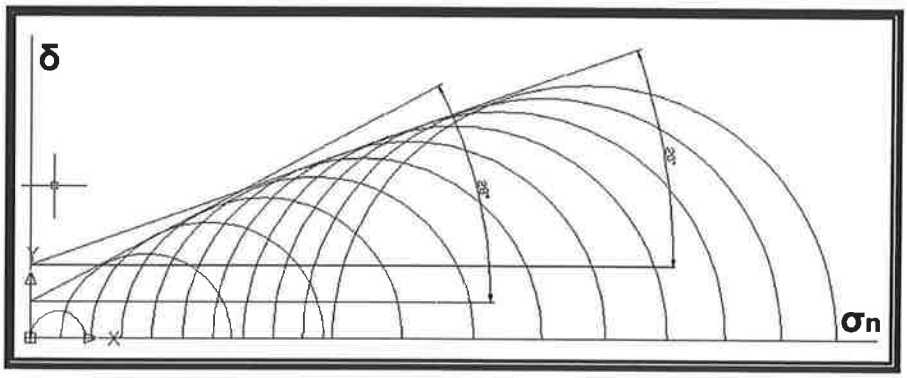


$$\delta = 12{,}79 + \sigma_n \tan 31^\circ$$

coesão **Φ**

Figura B.9 – Representação gráfica da envoltória de ruptura para o Dolomito Rosa na região Oeste.

σ_1	σ_3
18,07	0
65,89	10
96,95	20
123,37	30
147,31	40
169,63	50
190,80	60
211,09	70
230,67	80
249,69	90
268,22	100

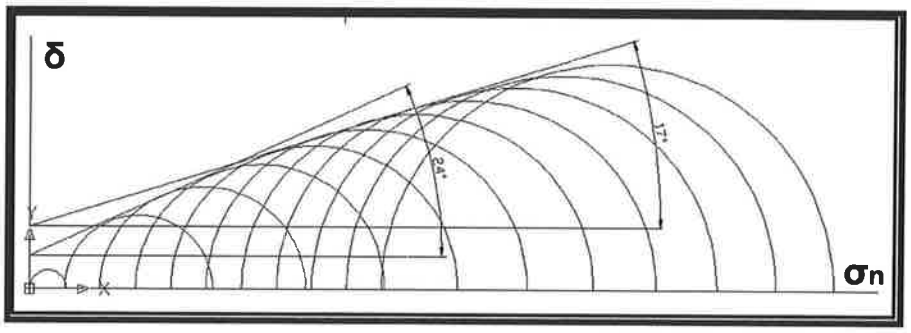


$$\delta = 12{,}22 + \sigma_n \tan 28^\circ$$

coesão **Φ**

Figura B.10 – Representação gráfica da envoltória de ruptura para o Itabirito na região Oeste.

σ_1	σ_3
10,56	0
51,78	10
78,14	20
100,81	30
121,54	40
141,01	50
159,59	60
177,48	70
194,83	80
211,74	90
228,28	100



$$\delta = 9{,}42 + \sigma_n \tan 24^\circ$$

coesão **Φ**

Figura B.11 – Representação gráfica da envoltória de ruptura para o Itabirito na região Norte.

APENDICE C – GRÁFICOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO UNIAXIAL.

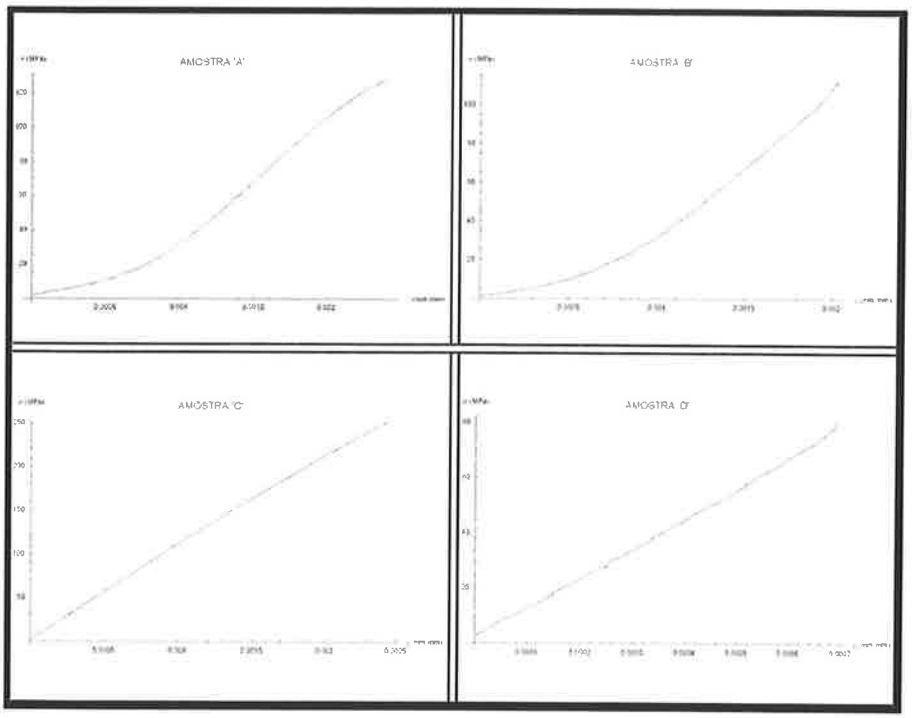


Figura C.1 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial.

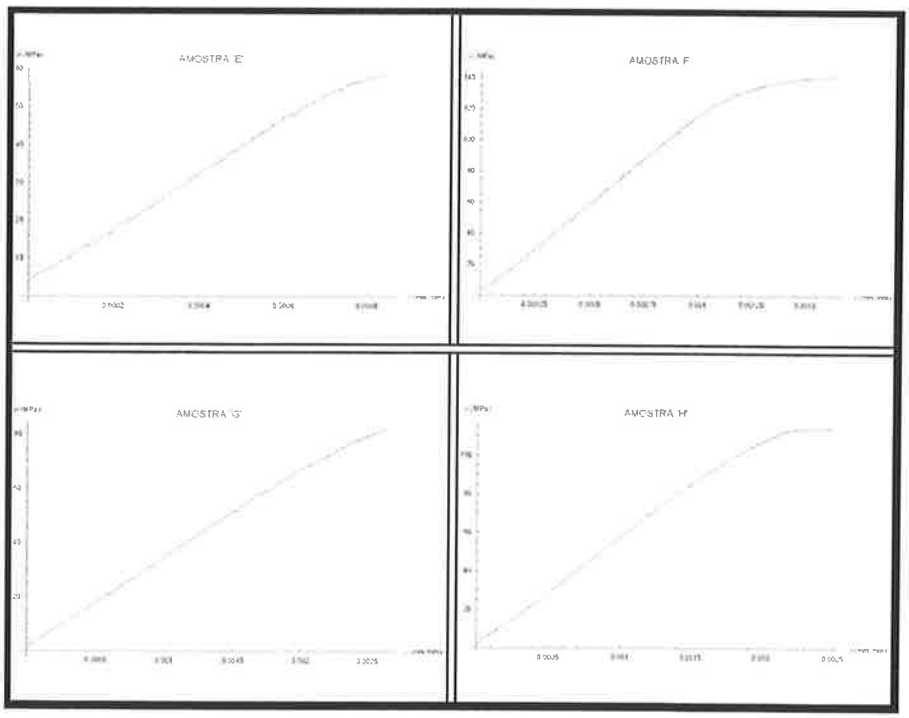


Figura C.2 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial.

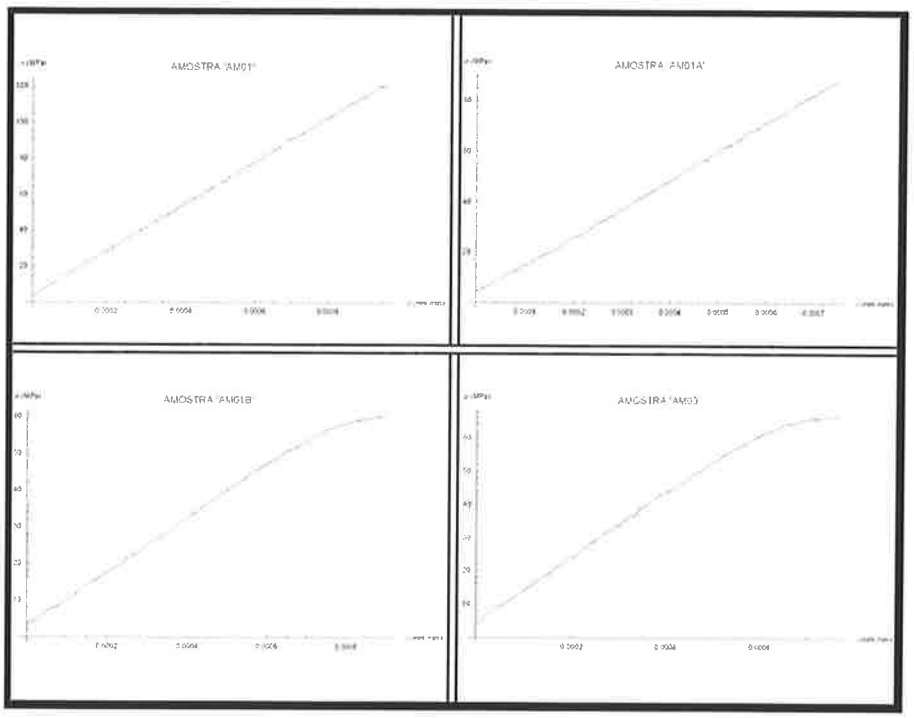


Figura C.3 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial.

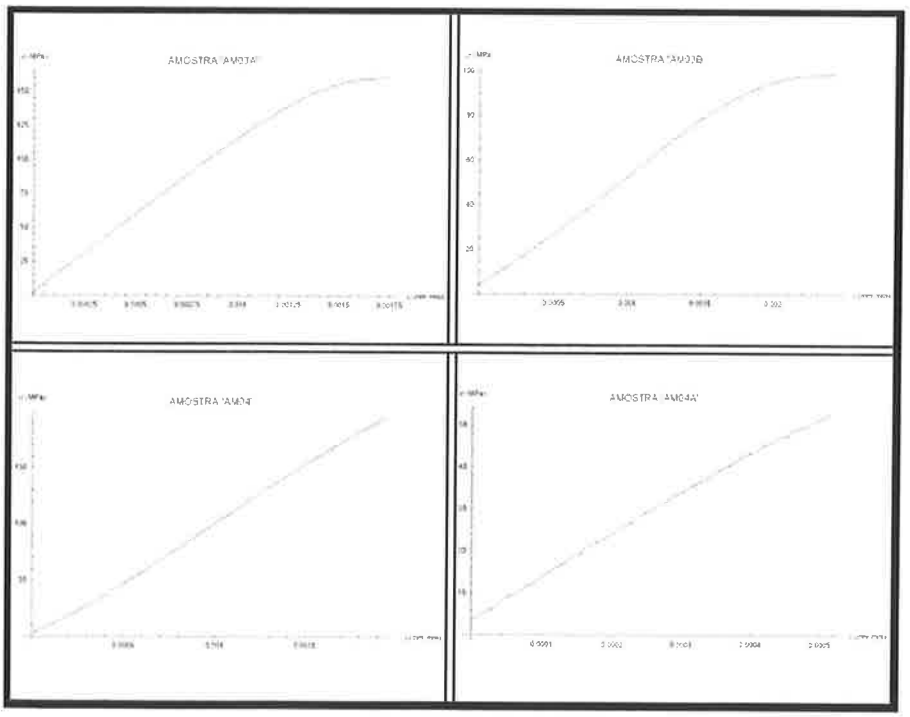


Figura C.4 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial.

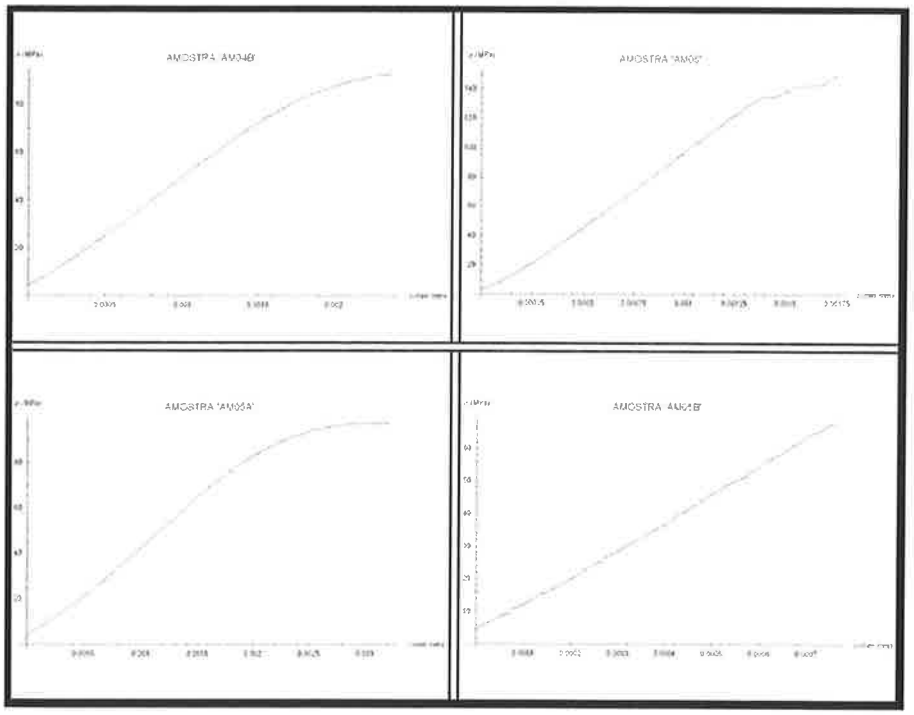


Figura C.5 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial.

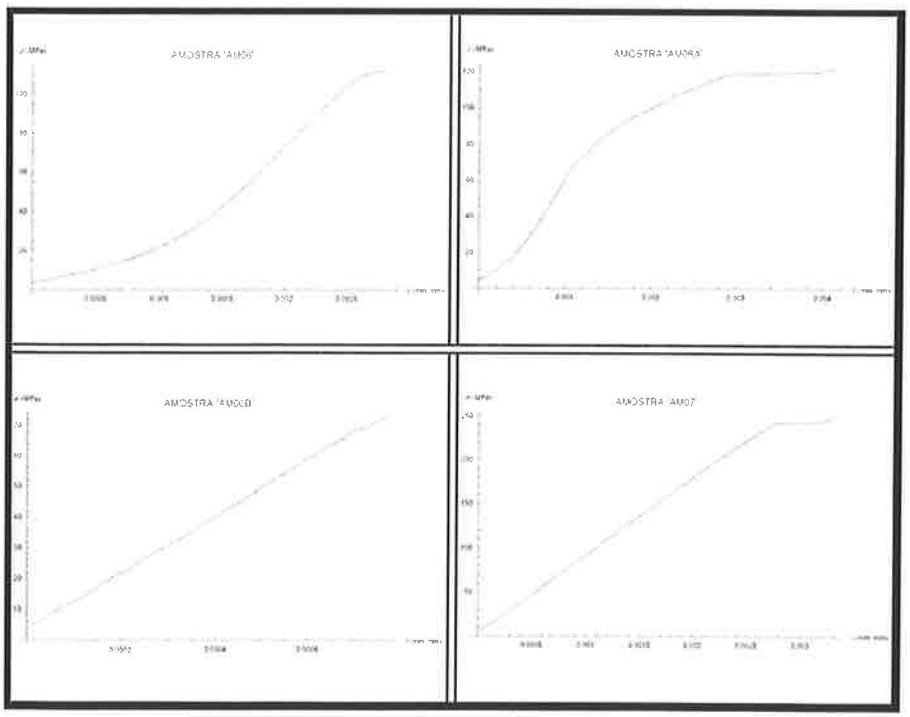


Figura C.6 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial.

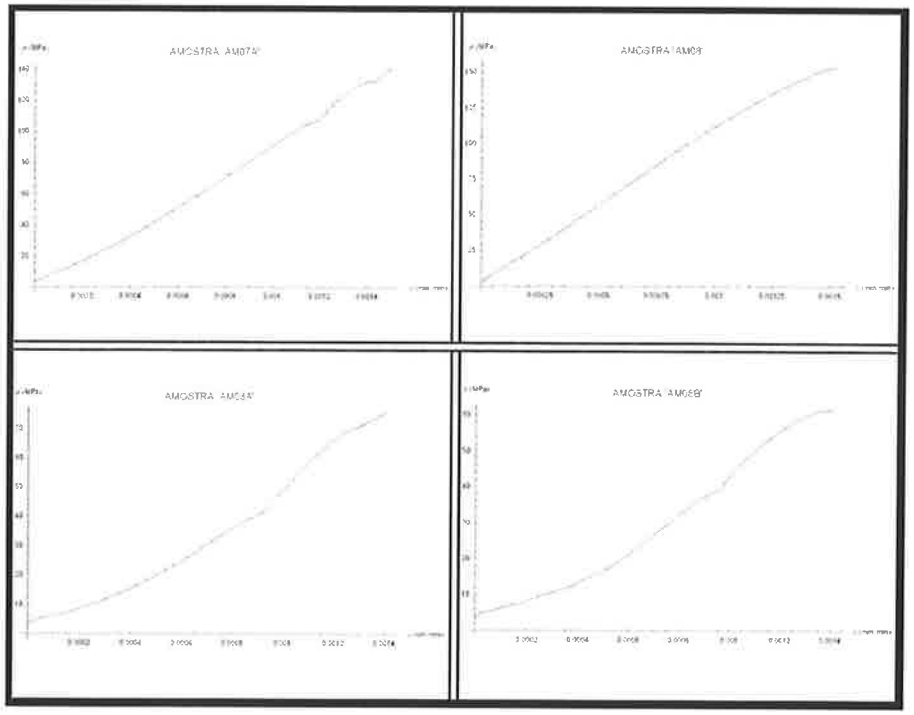


Figura C.7 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial.

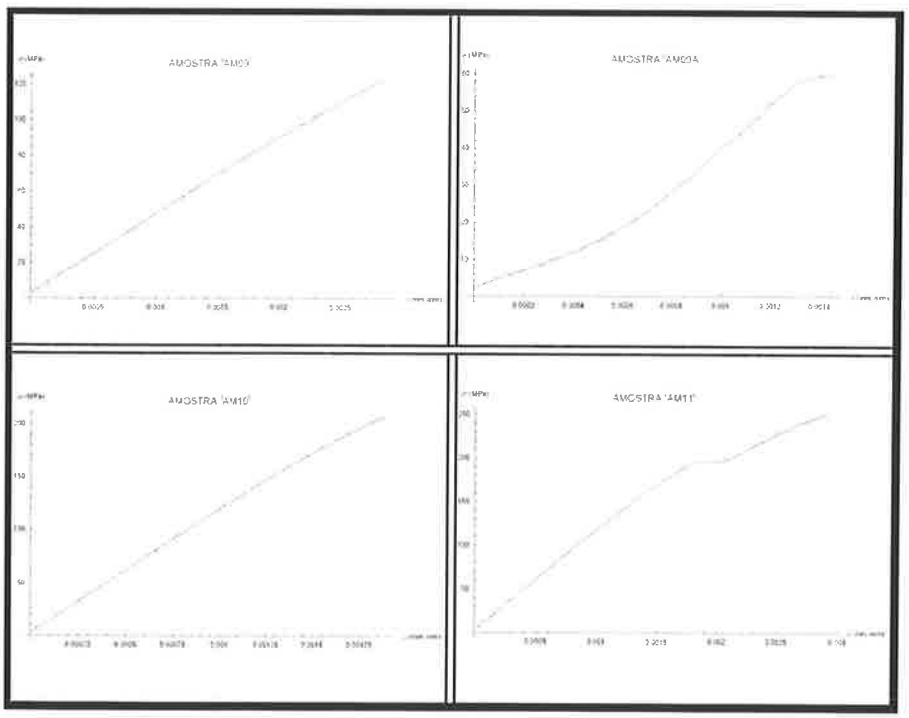


Figura C.8 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial.

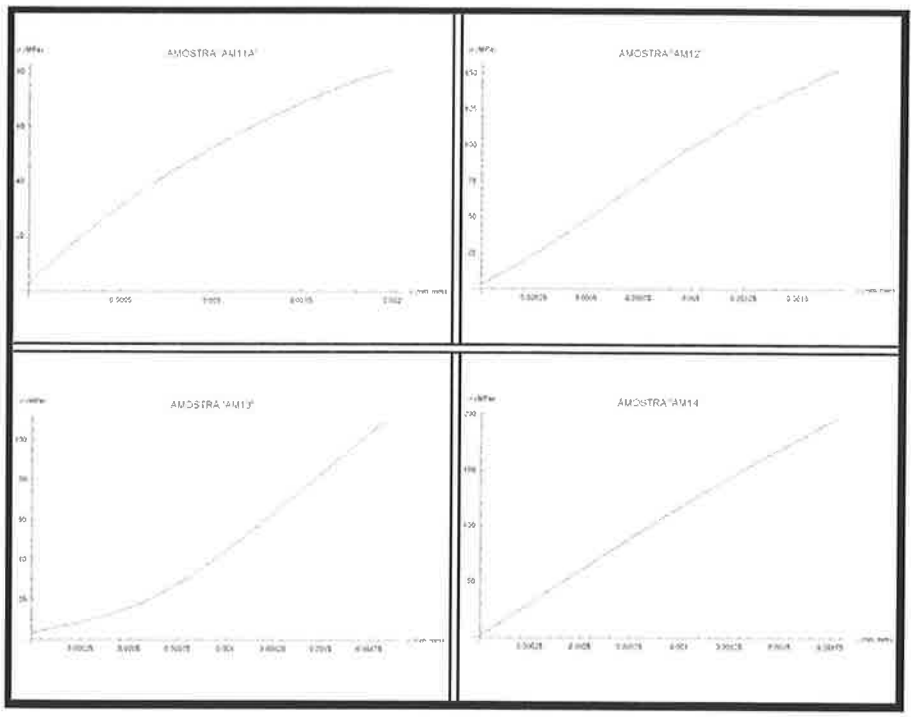


Figura C.9 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial.

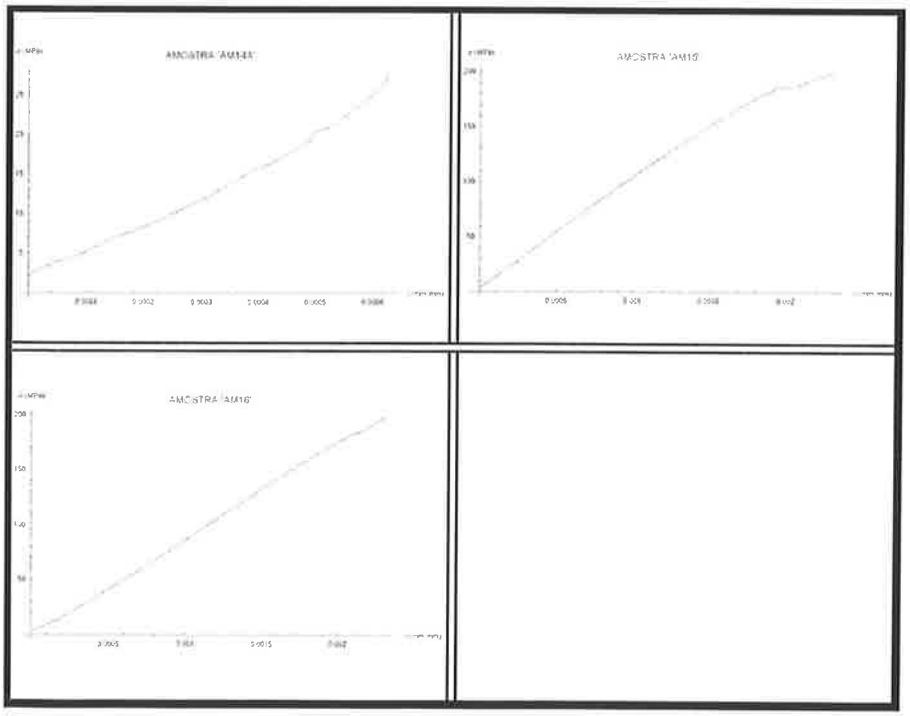


Figura C.10 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial.

APENDICE D – FOTOS DOS TESTEMUNHOS DE SONDAGEM – FURO PADRÃO.

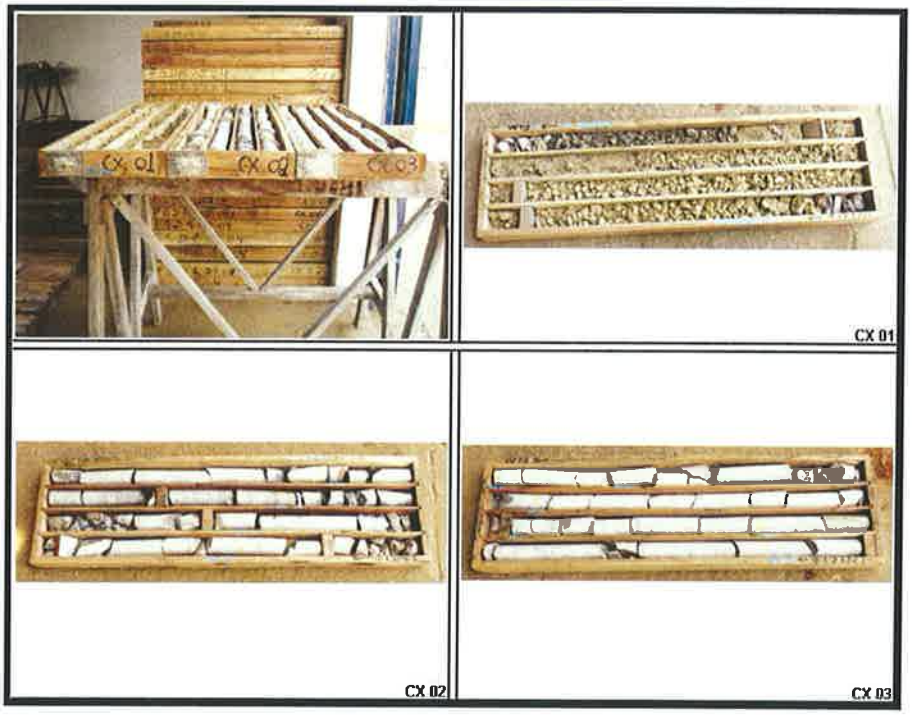


Figura D1 – Foto das caixas Cx 01 a Cx 03

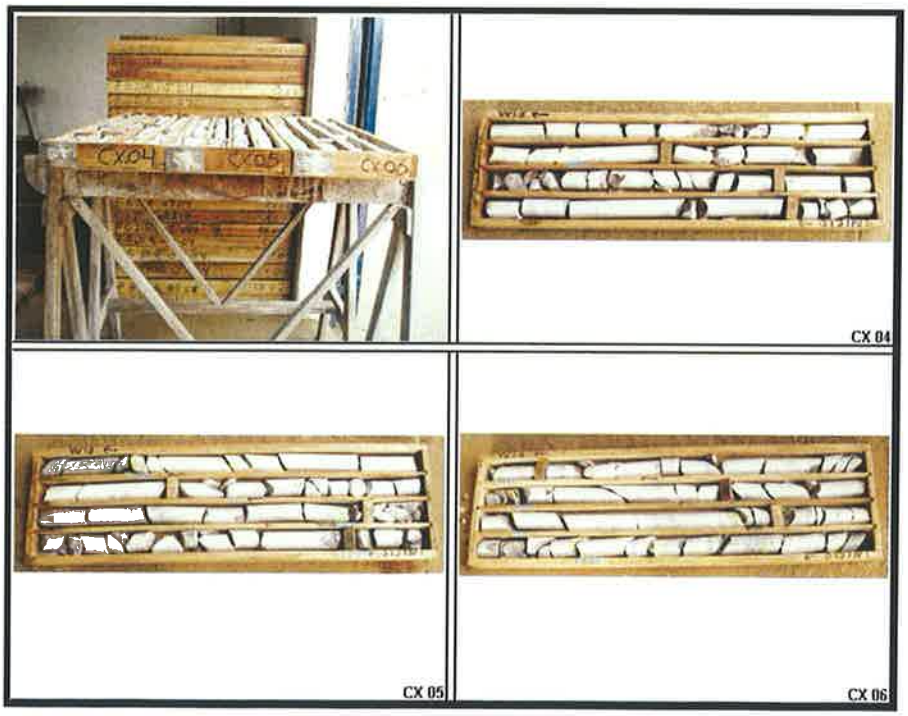


Figura D.2 – Foto das caixas Cx 04 a Cx 06

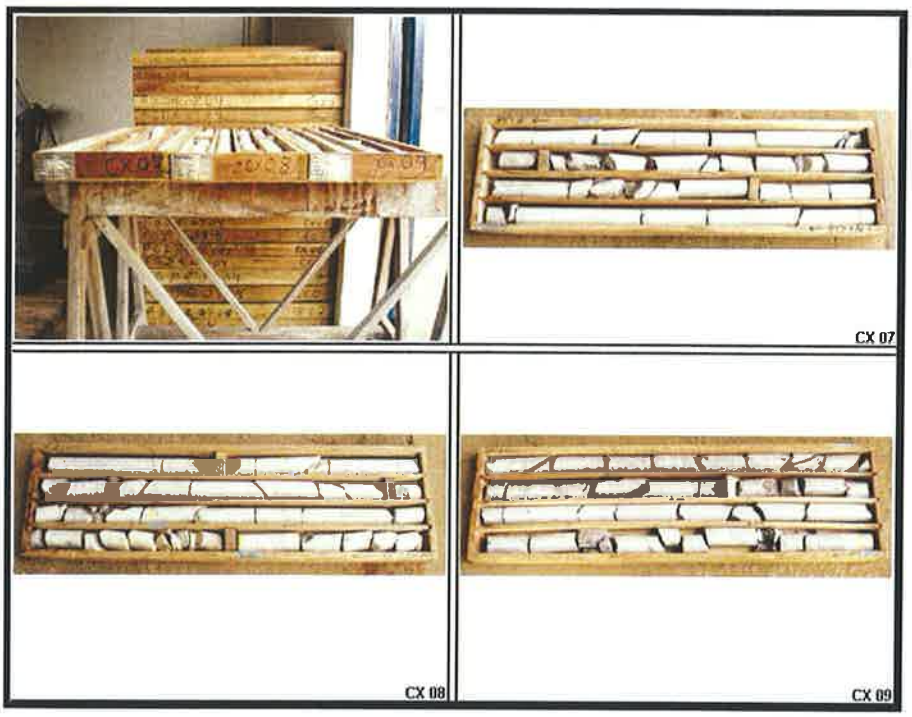


Figura D.3 – Foto das caixas Cx 07 a Cx 09

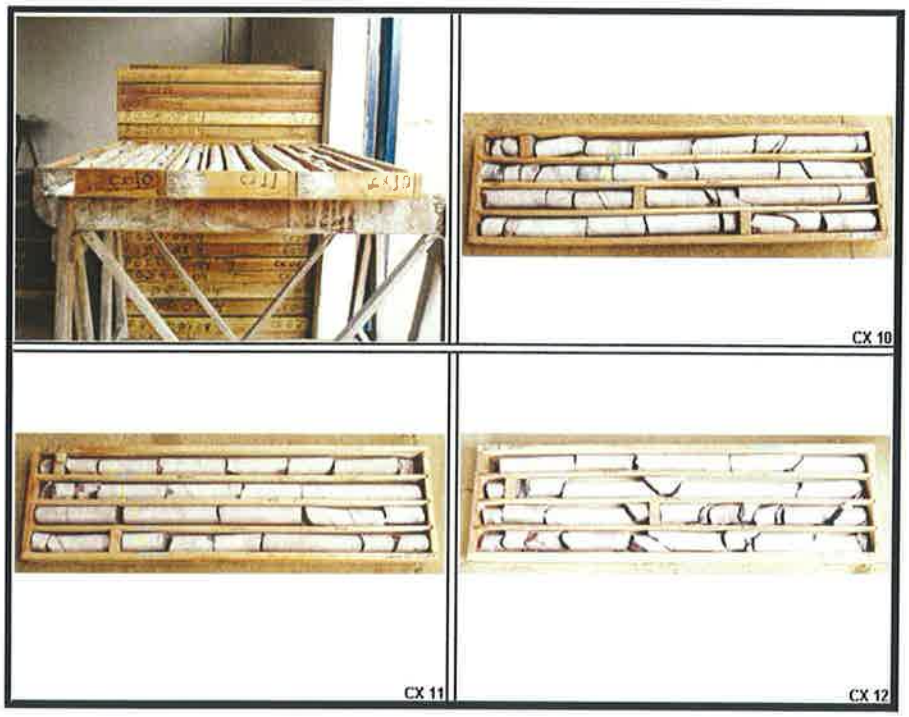


Figura D.4 – Foto das caixas Cx 10 a Cx 12

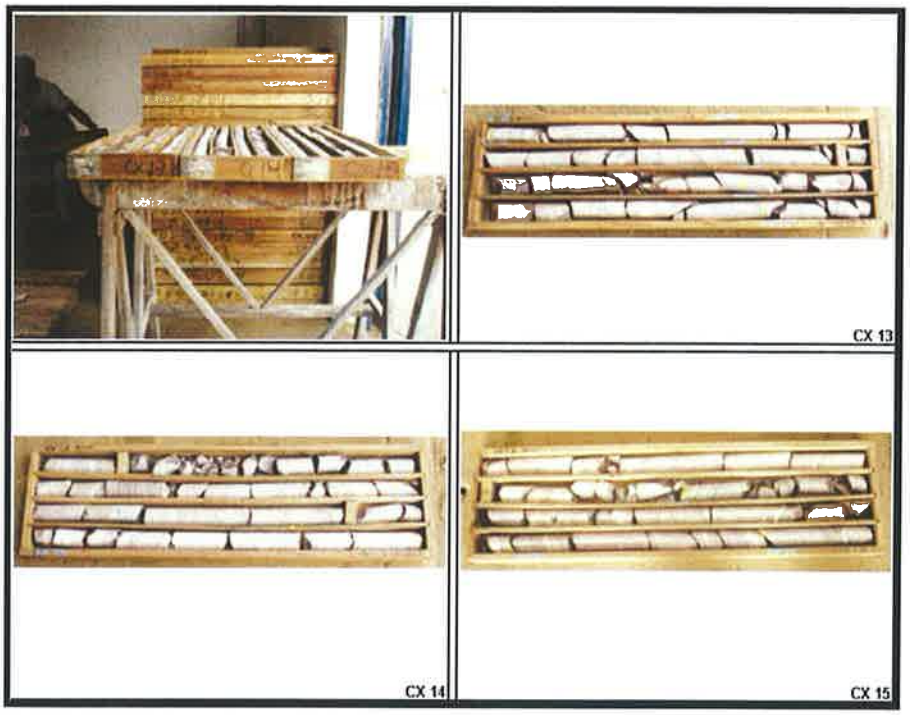


Figura D.5 – Foto das caixas Cx 13 a Cx 15

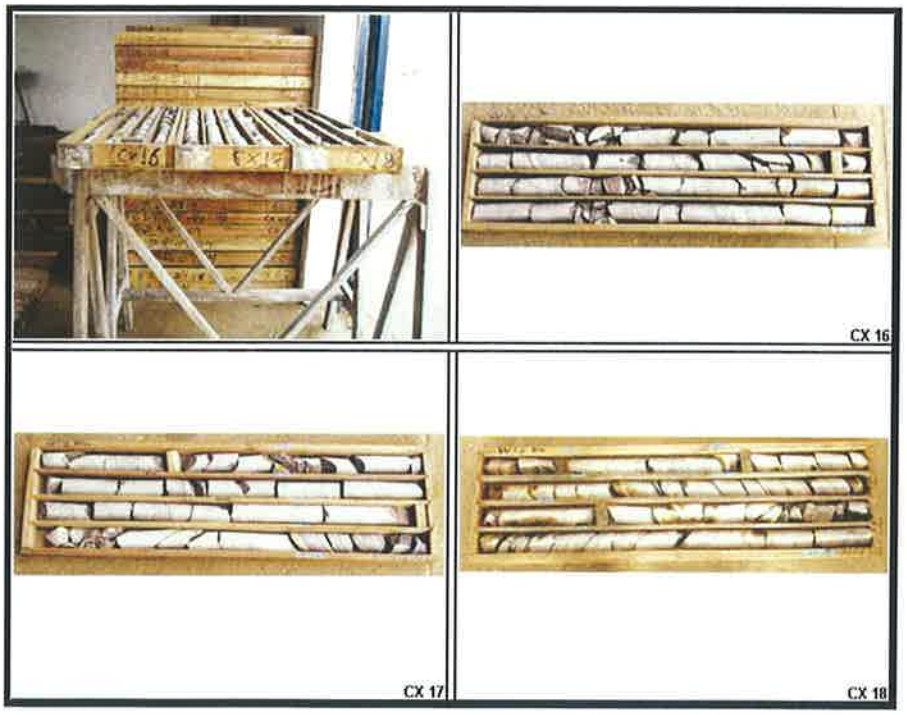


Figura D.6 – Foto das caixas Cx 16 a Cx 18

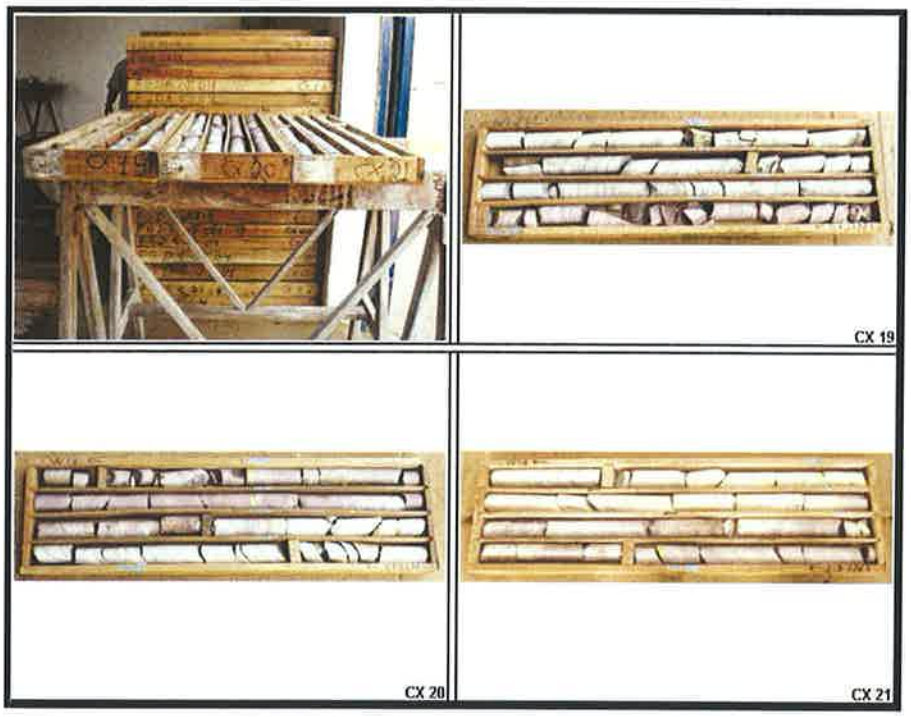


Figura D.7 – Foto das caixas Cx 19 a Cx 21

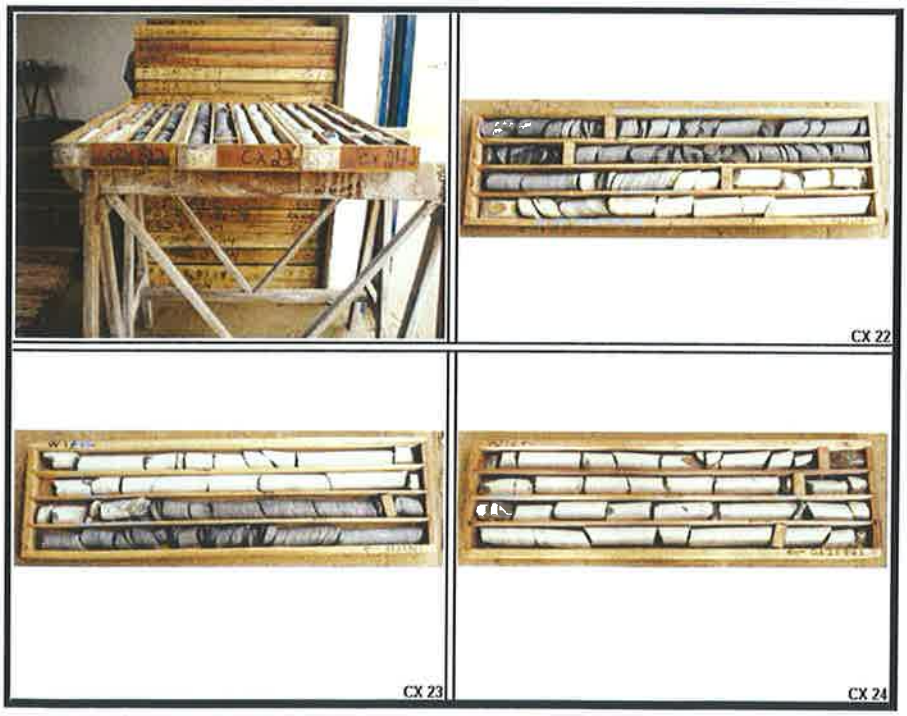


Figura D.8 – Foto das caixas Cx 22 a Cx 24

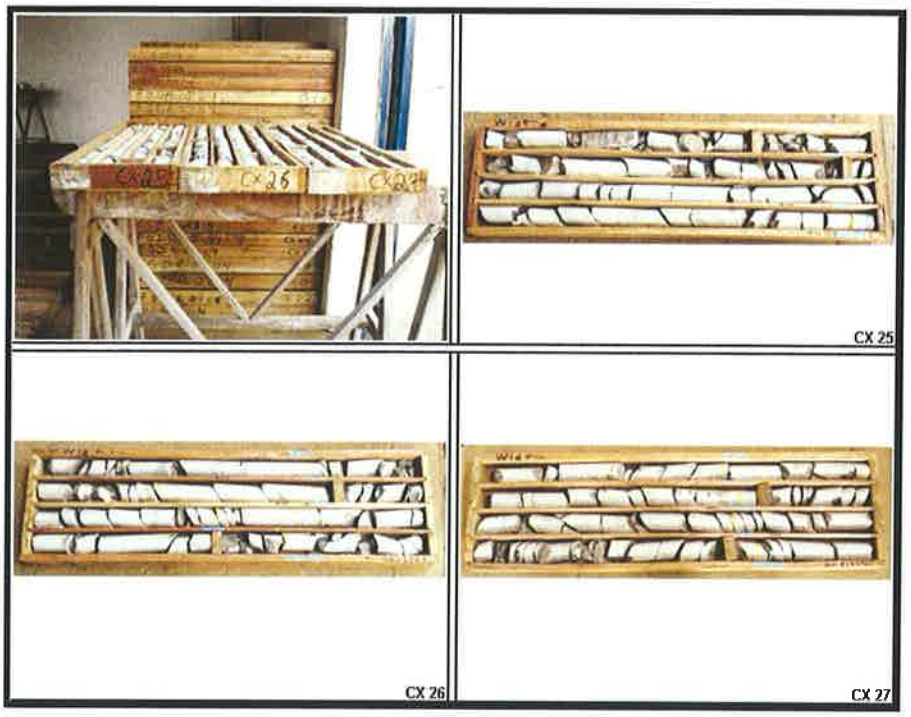


Figura D.9 – Foto das caixas Cx 25 a Cx 27

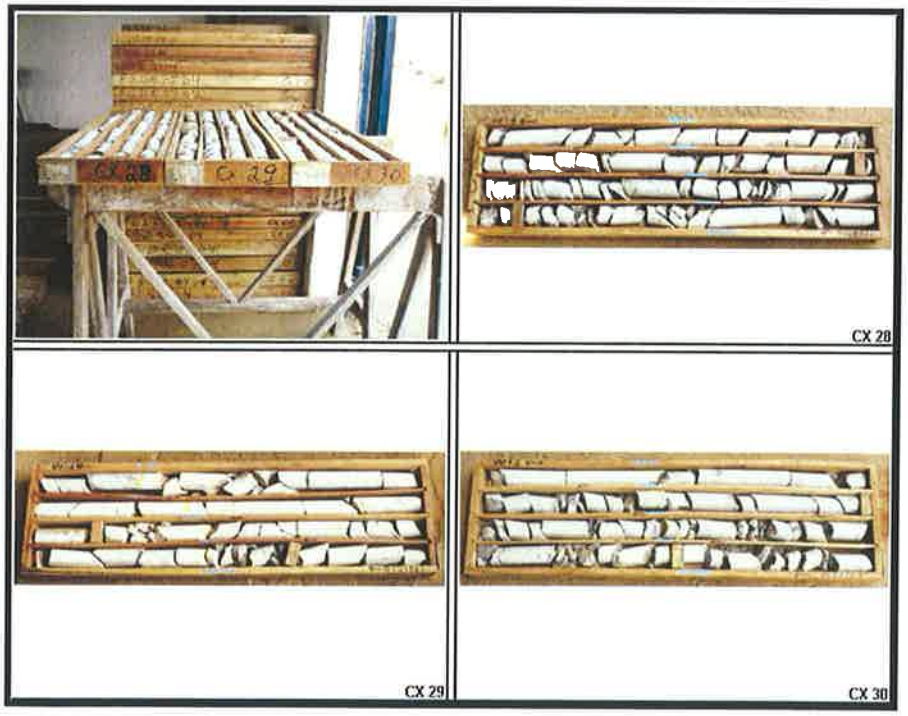


Figura D.10 – Foto das caixas Cx 28 a Cx 30

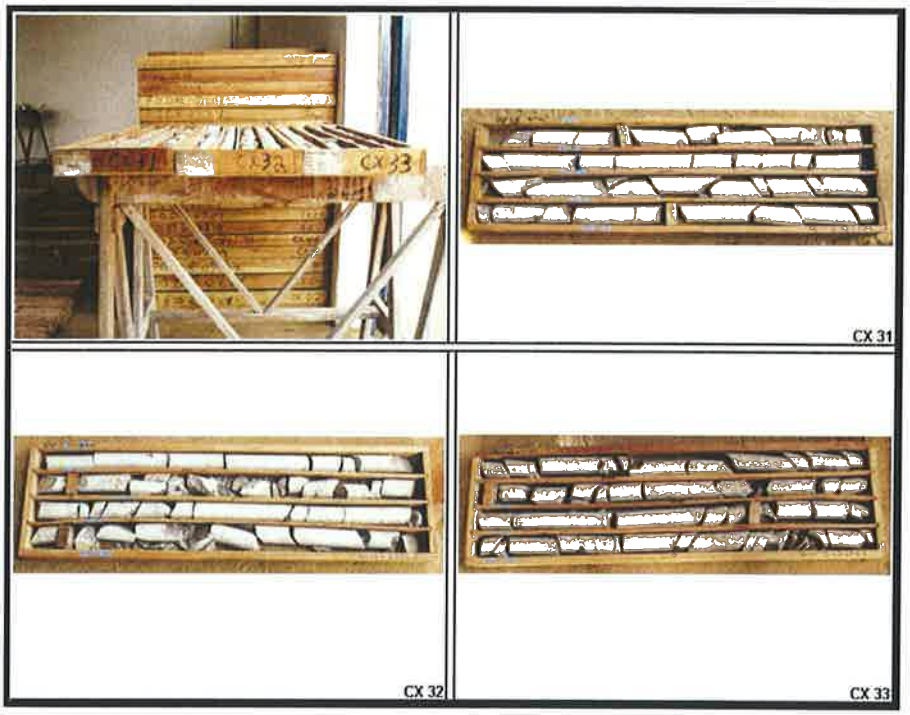


Figura D.11 – Foto das caixas Cx 31 a Cx 33

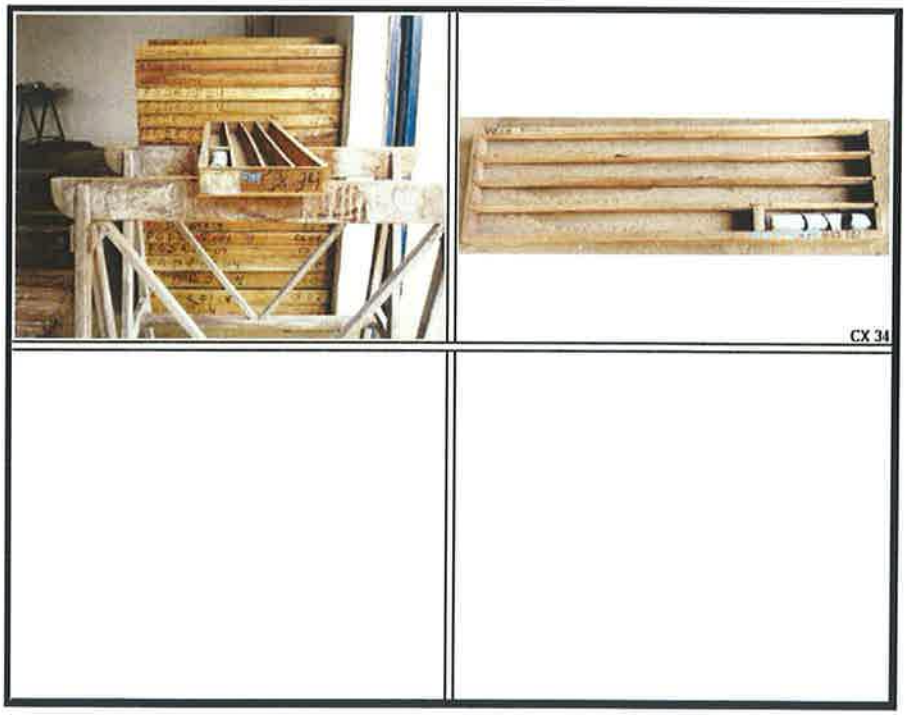


Figura D.12 – Foto da caixa Cx 34.

ANEXO A – DESCRIÇÃO GEOMECÂNICA DOS TESTEMUNHOS DE SONDAGEM – FURO PADRÃO.

BHID	From	To	H	R	RQD	LITOLOGIA	Fragmentos		Descontinuidades			
							Coerência	Alteração	Intensidade	Orientação	Superfície	Preenchimento
GDR0701	0,00	1,00	1,00	0,95	0	SILL	C4	A3				
GDR0701	1,00	2,50	1,50	1,00	0	SILL	C4	A3				
GDR0701	2,50	4,00	1,50	1,20	0	SILL	C4	A3				
GDR0701	4,00	4,73	0,73	0,53	0	SILL	C4	A3				
GDR0701	4,73	5,50	0,77	0,57	0	LPDOL	C3	A2	F3	D	S1/S3	PG
GDR0701	5,50	6,25	0,75	0,55	67	LPDOL	C3	A2	F3	D	S1/S3	PG
GDR0701	6,25	7,05	0,80	0,60	55	LPDOL	C3	A2	F3	D	S1/S3	PG
GDR0701	7,05	8,40	1,35	1,10	29	PURDOL	C2	A1/A2	F3	XD	S1/S2	PG
GDR0701	8,40	8,95	0,55	0,55	80	PURDOL	C2	A1/A2	F3	XD	S1/S2	PG
GDR0701	8,95	9,70	0,75	0,75	88	BRECCIA	C2	A1/A2	F3	XD	S1/S2	PG
GDR0701	9,70	11,55	1,85	1,85	49	BRECCIA	C2	A2	F2	X	S1	PG
GDR0701	11,55	13,75	2,20	2,20	86	LPDOL	C3	A2	F3	HD	S1	PG
GDR0701	13,75	14,70	0,95	0,95	74	LPDOL	C2	A2/A1	F2	HX	S1/S3	PA
GDR0701	14,70	15,90	1,20	1,20	67	LPDOL	C3	A2	F4	HX	S1/S3	PE
GDR0701	15,90	17,50	1,60	1,60	81	IDOL	C3	A2	F3	XD	S1/S3	PE
GDR0701	17,50	18,45	0,95	0,95	28	LPDOL	C4	A2	F3	H	S2/S3	PA
GDR0701	18,45	19,90	1,45	1,45	61	LPDOL	C3	A2	F3	H	S2/S3	PE
GDR0701	19,90	22,40	2,50	2,50	70	IDOL	C2	A2	F2	IX	S3	PA
GDR0701	22,40	23,50	1,10	1,10	61	IDOL	C3	A2	F3	X	S1/S3	PE
GDR0701	23,50	24,95	1,45	1,45	70	LPDOL	C2	A2	F4	X	S3	PA
GDR0701	24,95	26,35	1,40	1,40	96	LPDOL	C2	A2	F2	H	S3	PA
GDR0701	26,35	27,85	1,50	1,50	71	LPDOL	C2	A2	F4	X e D	S2/S3	PA
GDR0701	27,85	29,45	1,60	1,60	65	LPDOL	C2	A2	F3	X	S2/S3	PE
GDR0701	29,45	31,00	1,55	1,55	46	WDOL	C2	A2	F4	H	S3/S2	PE
GDR0701	31,00	31,65	0,65	0,65	94	LPDOL	C3	A2	F2	H	S3/S2	PE
GDR0701	31,65	32,30	0,65	0,65	89	LPDOL	C3	A2	F2	H	S3/S2	PE
GDR0701	32,30	35,05	2,75	2,75	79	RDOL	C2	A2/A1	F3	X	S1/S3	PA
GDR0701	35,05	37,00	1,95	1,95	71	PURDOL	C2	A2/A1	F3	X	S1/S3	PA
GDR0701	37,00	38,25	1,25	1,23	84	PURDOL	C3	A2	F3	XH	S3	PG
GDR0701	38,25	40,50	2,25	2,25	86	IDOL	C2	A2/A1	F2	H	S1/S3	PE
GDR0701	40,50	41,35	0,85	0,85	91	RDOL	C2	A2/A1	F2	H	S1/S3	PE
GDR0701	41,35	44,40	3,05	3,05	92	RDOL	C3	A2	F2	H	S1/S3	PE

GDR0701	44,40	46,00	1,60	1,60	70	RDOL	C2	A1	F2	H	S2	PE
GDR0701	46,00	47,35	1,35	1,35	85	RDOL	C3	A1	F3	X	S1	PG
GDR0701	47,35	50,40	3,05	3,05	87	RDOL	C2	A1	F2	X	S3	PG
GDR0701	50,40	53,45	3,05	3,05	83	RDOL	C2	A1	F2	X	S3	PG
GDR0701	53,45	56,00	2,55	2,55	59	PURDOL	C2	A1	F3	X	S3	PG
GDR0701	56,00	59,05	3,05	3,05	66	RDOL	C2	A2	F3	X	S3	PA
GDR0701	59,05	62,10	3,05	3,05	55	WDOL	C3	A2	F2	H	S3	PE
GDR0701	62,10	65,00	2,90	2,90	47	WDOL	C3	A2	F3	X	S3	PA
GDR0701	65,00	67,50	2,50	2,50	63	PDOL	C3	A2/A1	F3	H	S3	PE
GDR0701	67,50	69,50	2,00	2,00	51	LDOL	C3	A2/A1	F4	I	S3	PA
GDR0701	69,50	71,05	1,55	1,55	29	LDOL	C3	A2/A1	F4	I	S3	PA
GDR0701	71,05	71,45	0,40	0,40	0	BRECCIA	C4	A2	F4	D	S3/S2	PE
GDR0701	71,45	72,65	1,20	1,20	51	IDOL	C4	A2	F4	D	S3/S2	PE
GDR0701	72,65	73,95	1,30	1,30	63	IDOL	C3	A2/A1	F3	I	S3	PA
GDR0701	73,95	75,90	1,95	1,95	57	IDOL	C3	A2/A1	F3	I	S3	PA
GDR0701	75,90	77,05	1,15	1,15	43	IDOL	C2	A2	F3	IH	S1/S3	PA
GDR0701	77,05	79,25	2,20	2,20	79	IDOL	C2	A2	F3	IH	S1/S3	PA
GDR0701	79,25	79,95	0,70	0,70	59	IDOL	C4	A2	F3	D	S2/S3	PE
GDR0701	79,95	83,00	3,05	3,05	82	IDOL	C2	A2	F2	H	S1/S3	PE
GDR0701	83,00	84,60	1,60	1,60	64	IDOL	C3	A2	F3	I	S3/S1	PE
GDR0701	84,60	84,95	0,35	0,35	43	IDOL	C3	A2	F4	I	S3	PA
GDR0701	84,95	85,95	1,00	1,00	14	SLATE	C4	A2	F4	I	S3	PA
GDR0701	85,95	86,80	0,85	0,85	13	SLATE	C4	A2	F4	I	S3	PA
GDR0701	86,80	88,20	1,40	1,40	34	SLATE	C4	A2	F4	I	S3	PA
GDR0701	88,20	91,15	2,95	2,95	63	GDOL	C3	A2	F3	H	S3	PA
GDR0701	91,15	93,05	1,90	1,90	68	GDOL	C3	A2	F4	I	S3/S2	PA
GDR0701	93,05	93,90	0,85	0,85	59	GDOL	C4	A2	F4	I	S3/S1	PA
GDR0701	93,90	96,80	2,90	2,90	43	GDOL	C4	A2	F4	I	S3/S1	PA
GDR0701	96,80	97,90	1,10	1,10	34	GDOL	C5	A2	F5	D	S3/S1	PE
GDR0701	97,90	99,10	1,20	1,20	26	GDOL	C5	A2	F5	D	S3/S1	PE
GDR0701	99,10	100,75	1,65	1,65	26	GDOL	C4	A2	F4	I	S3/S2	PE
GDR0701	100,75	102,85	2,10	2,10	41	GDOL	C4	A2	F4	I	S3/S2	PA
GDR0701	102,85	104,75	1,90	1,90	17	GDOL	C4	A2	F5	I	S3/S2	PA
GDR0701	104,75	107,30	2,55	2,55	38	GDOL	C3	A2/A1	F3	I/D	S3/S2	PA
GDR0701	107,30	108,40	1,10	1,10	12	GDOL	C4	A2	F5	I/X	S3	PA
GDR0701	108,40	110,80	2,40	2,40	21	GDOL	C3	A2	F4	I	S3	PE
GDR0701	110,80	112,30	1,50	1,50	17	GDOL	C5	A2	F5	I/D	S3/S1	PG

GDR0701	112,30	114,60	2,30	2,30	44	GDOL	C4	A2	F4	I	S3/S2	PG
GDR0701	114,60	116,05	1,45	1,45	17	GDOL	C4	A2	F4	I/D	S3/S2	PG
GDR0701	116,05	118,70	2,65	2,65	65	GDOL	C3	A2/A1	F4	H	S3/S2	PE
GDR0701	118,70	121,75	3,05	3,05	47	GDOL	C4	A2	F3	I/H	S3/S2	PE
GDR0701	121,75	123,00	1,25	1,15	30	GDOL	C4	A2	F4	I/D	S3/S2	PE
GDR0701	123,00	125,00	2,00	2,00	30	GDOL	C3	A2	F4	D	S3/S2	PE
GDR0701	125,00	127,30	2,30	2,30	50	GDOL	C3	A2	F3	H	S3/S2	PA
GDR0701	127,30	128,90	1,60	1,60	45	GDOL	C3	A2	F3	I	S3/S2	PA
GDR0701	128,90	130,15	1,25	1,25	38	GDOL	C3	A2	F3	I	S3/S2	PA