

**RESISTÊNCIA DE MACIÇOS ROCHOSOS ESTRUTURALMENTE  
COMPLEXOS DE MINERAÇÃO SUBMETIDOS A CARREGAMENTOS DINÂMICOS**

**LUIS MARTIN TEJADA CERVANTES**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**RESISTÊNCIA DE MACIÇOS ROCHOSOS**  
**ESTRUTURALMENTE COMPLEXOS DE MINERAÇÃO**  
**SUBMETIDOS A CARREGAMENTOS DINÂMICOS**

**LUIS MARTIN TEJADA CERVANTES**

**ORIENTADOR: Prof. ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.TD - 071/11**

**BRASÍLIA-DF: DEZEMBRO / 2011**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**RESISTÊNCIA DE MACIÇOS ROCHOSOS**  
**ESTRUTURALMENTE COMPLEXOS DE MINERAÇÃO**  
**SUBMETIDOS A CARREGAMENTOS DINÂMICOS**

**LUIS MARTIN TEJADA CERVANTES**

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

**APROVADA POR:**



**Prof. André Pacheco de Assis, PhD**  
**(ORIENTADOR)**

**(ENC/FT, UnB)**



**Prof. Hernán Eduardo Martínez Carvajal, DSc**  
**(EXAMINADOR INTERNO)**

**(ENC/FT, UnB)**



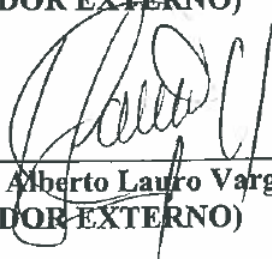
**Prof. André Luís Brasil Cavalcante, DSc**  
**(EXAMINADOR INTERNO)**

**(ENC/FT, UnB)**



**Prof. Noris Costa Diniz, DSc**  
**(EXAMINADOR EXTERNO)**

**(IG, UnB)**



**Prof. Carlos Alberto Lauro Vargas, DSc**  
**(EXAMINADOR EXTERNO)**

**(EEC, UFG)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 15 de Dezembro de 2011.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

TEJADA CERVANTES, LUIS MARTIN Resistência de Maciços Rochosos Estruturalmente Complexos de Mineração Submetidos a Carregamentos Dinâmicos (2011) xxiii, 253 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2011) Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental 1. Mecânica das rochas 2. Classificação geomecânica 3. Escavação a fogo e vibrações 4. Mineração a céu aberto I. ENC/FT/UnB II. Título (série)
---

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

TEJADA-CERVANTES, L.M. (2011). Resistência de Maciços Rochosos Estruturalmente Complexos de Mineração Submetidos a Carregamentos Dinâmicos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-071/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 253 p.

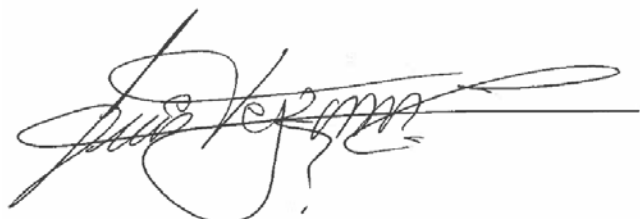
## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Luis Martin Tejada Cervantes

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Resistência de Maciços Rochosos Estruturalmente Complexos de Mineração Submetidos a Carregamentos Dinâmicos

GRAU / ANO: Doutor / 2011

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor se reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



---

Luis Martin Tejada Cervantes  
Urb. Residencial El Rosario 2 I-4  
Cerro Colorado – Arequipa – Perú  
ing\_ltejadac@yahoo.com



## DEDICATORIA

Ao Pai, ao Filho e ao Espírito Santo

*Para Patrícia Rojas de Tejada* (fonte de amor, inspiração e compreensão)

*A mi mamá Lourdes* (*in memoriam*)

*A mi mamá Hortencia* (minha fonte de força)

Ao Jesús o Nazareno que não só caminhou na Galilea, Ele caminha em minha vida.

“... quando se agradece o coração entra em festa...”.

Obrigado Senhor por minha vida cheia de benções.

*Muchas Gracias*

Para meu tio Luis Llerena Lazo de la Vega (*in memoriam*) exemplo de pesquisador

*arequipeño.*

Para meu amigo, o Engenheiro de Explosivos (*Drill & Blast*),  
*Sebastián Vargas Serna* (*in memoriam*), quem assegurou-se que eu aprendiera a técnica de  
escavação e plano a fogo em mineração antes de deixar este mundo e viajar até o céu.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus.

A minha esposa *Patrícia R. S. de Tejada* pelo amor, a espera, pela paciência e a amizade.

Ao orientador deste trabalho Prof. Dr. André Pacheco de Assis por ter aceitado a proposta de pesquisa, pela compreensão, gigantesca paciência, prestatividade e extraordinárias sugestões para esta tese.

A minha Família, *mamá* Lourdes (*in memoriam*), *mamita* Hortencia (meu exemplo de força, dedicação e amor) e a meu exemplo acadêmico meu *papá* Lucho. Um agradecimento especial a meu irmão Lucho, já que com ele não só comparto o mesmo nome e a mesma profissão, se não, a admiração da beleza das obras geotécnicas. Pela sua praticidade nas idéias e o apoio ao conseguir o local desta pesquisa. Sem a ajuda de meu irmão não atingiria o sucesso que é este doutorado e minha futura vida profissional.

Ao CNPq pelo apoio financeiro sem o qual não teria sido possível este doutorado.

Aos professores doutores Noris Costa Dinis, Carlos Alberto Lauro Vargas e Manoel Porfírio Cordão Neto pelas sugestões na qualificação da tese. Aos professores doutores Luis Fernando Martins Ribeiro e José Camapum de Carvalho pela aceitação, amizade, colaboração e ajuda nas gestões como coordenadores da pós-graduação quando eu tive inconvenientes.

Aos engenheiros de Xstrata Copper no Perú pelos ensinamentos operativos e as facilidades dispostas durante a pesquisa de campo, Sebastian Vargas Serna (*in memoriam*), Jorge Galarza Herrera, Jorge Vargas Zevallos, Edgardo Orderique Luperdi e Jorge Valverde Vega.

Ao Prof. Pablo Rubén Meza Aréstegui (U.N.S.A., Arequipa - Perú) pela amizade e por todo.

A meus amigos em Brasília, especialmente a meu grande amigo o Prof. Dr. Pastor W. Gonzáles Taco pela invalorável ajuda e a James D. da Silva pelo apoio.

Ao povo do Perú e do Brasil, o primeiro que pagou meus estudos para me formar como Engenheiro Geólogo e ao segundo que financiou o mestrado e o doutorado em Geotecnia. Estarei em dívida com vos.

# RESISTÊNCIA DE MACIÇOS ROCHOSOS ESTRUTURALMENTE COMPLEXOS DE MINERAÇÃO SUBMETIDOS A CARREGAMENTOS DINÂMICOS

## RESUMO

Esta tese de doutorado foi desenvolvida numa fase de construção de taludes altos numa cava a céu aberto de mineração e trata da estimativa de parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço rochoso antes e após da escavação a fogo (carregamentos dinâmicos) numa parede rochosa geológica e estruturalmente complexa na mineração de cobre Tintaya para assim avaliar a provável redução de parâmetros num determinado volume dentro do maciço rochoso com perturbação induzida pelo rápido avance de remoção de material, através duma metodologia onde se combina a classificação geomecânica do RMR e o GSI com a união de outras que têm diferentes objetivos como os modelos de vibrações e a conciliação geotécnica. A mineração de escarnito de cobre Tintaya, com produção diária de 300 000 t, se encontra localizada nos Andes Peruanos meridionais e foi utilizada como caso em estudo. Foi selecionada uma das paredes rochosas localizadas numa das diferentes cavas, estudando o maciço norte dividindo este em duas (2) seções com diferentes orientações em quanto à construção, definindo estes como: (i) Talude Tintaya; e (ii) Talude Chabuca. Esta pesquisa foi dividida em três (3) estágios: (i) caracterização geomecânica e ensaios de campo; (ii) ensaios de laboratório em corpos de prova provenientes de sondagens rotativos; e (iii) de análises. Nos taludes selecionados foi cumprido um programa de mapeamento geomecânico mediante as propostas de Bieniawski (1989) e Marinos & Hoek (2000), através de 527 janelas de amostragem, distribuído em bancadas definindo três (3) condições de análise: (i) inicial: antes da detonação; (ii) imediatamente depois da escavação mecânica; e (iii) final: terminado o processo, isto complementado com ensaios de laboratório, assim observando as possíveis mudanças dos parâmetros geomecânicos. Durante a detonação, foram feitos ensaios geofísicos do tipo sísmicos para a determinação da onda P segundo a proposta de Scherpenisse et al. (1997). Para a observação do detalhe das zonas estruturais onde existiu dano ao maciço rochoso foi utilizada a proposta de conciliação de Williams et al. (2009). Definindo-se pelo GSI se propor uma equação para a quantificação do  $D_{TINTAYA}$  e se conseguiu a estimativa dos parâmetros de resistência do maciço rochoso, nas diferentes etapas de construção, mediante os critérios de ruptura de Hoek & Brown e de Mohr-Coulomb; os de deformabilidade se acharam com diferentes propostas destacando-se a de Barton (2007). Foram realizadas análises preliminares de estabilidade de taludes onde se verificou a baixa variação do fator de segurança e o incremento de deslocamentos antes/depois das detonações. Para a estimativa da resistência em Tintaya se propuseram duas ferramentas modificadas. Os resultados mostram que o dano ou a perturbação induzida atingem valores de  $D > 1$ , pelo processo de escavação a fogo ocorrendo isto nos primeiros 25m dentro do maciço rochoso paralelo à face do talude segundo o plano a fogo descrito, se evidenciou principalmente a perda gradual da coesão do maciço rochoso, e um menor grau no ângulo de atrito e no módulo de deformabilidade, nesta zona de influência. O PPV registrado nas detonações atingiram até 600mm/s ocasionando a criação de novas fraturas na face do talude construído no maciço rochoso ( $GSI=34-54$ ) que apresenta 7 sistemas de juntas com uma  $V_p$  medida entre 2.65km/s-2.88km/s. Foram introduzidos na estimativa do GSI o volume do bloco rochoso ( $V_b$ ) e o fator geométrico da descontinuidade – espaçamento e abertura das juntas - ( $J_c$ ), além da inclusão de parâmetros ( $D$  e  $E_{rm}$ ) na proposta de Williams et al. (2009) onde achou-se  $F_c=0.58-0.62$ .

# STRENGTH OF COMPLEX MINING ROCK MASSES SUBMITTED TO DYNAMICS LOADS

## ABSTRACT

This doctoral thesis was developed in a mining pushback to construction large scale slopes in a high open pit and consists in the estimation of strength and deformability parameters of rock masses before and after mining blasting procedure (dynamics loads) in a rock wall with complex structural and geological aspects in Tintaya copper mine, then assess the reduction for this parameters within a rock mass with a significance disturbance due to heavy production blasting and stress relief from overburden removal. A methodology for this study combines geomechanical classifications with others methods with different objectives, for example, the vibration models and the geotechnical project conciliation. The Tintaya skarn copper deposit (case study), with daily production of 300 000 t, is located in the southern Peruvian Andes. Was selected one of rock walls with two (2) different orientation sections, define these as: (i) Tintaya Slope, and (ii) Chabuca Slope. This research was divided into three (3) stages: (i) geomechanical characterization and field tests, (ii) laboratory tests on drilling specimens, and (iii) analysis of results. Geomechanical mapping program (Bieniawski, 1989 and Marinos & Hoek, 2000) includes 527 sampling windows, the characterization was define in three (3) conditions accordance stages of benches: (i) initial: before blasting, (ii) immediately after the mechanical excavation, and (iii) final of material removal. The research is complemented with laboratory tests with purpose to evaluate the changes in geotechnical parameters in the intact rock. During blasting are made a geophysical seismic tests to determine the P wave (Scherpenisse et al., 1997). For damage evaluation in benches faces where probably blasting disturbance occurs was used a geotechnical project conciliation (Williams et al., 2009). Is define the equation for a quantification of disturbance factor  $D_{TINTAYA}$  for the estimation strength parameters of rock mass but in various stages of construction using Hoek & Brown and Mohr-Coulomb failure criteria. The deformability moduli rock mass was found with different methods but have an emphasis in Barton (2007) proposal. A preliminary slope stability analysis indicated the FS don't have important variation with increase of displacements. For estimation the Tintaya rock mass strength, is proposed in this study, two modified tools. The results show, the blasting mining induces a disturbance factor with  $D > 1$  within 25m into the rock mass. The geotechnical parameters were reduce in different degrees produced by heavy production, the cohesion is a more deflagrated, the friction angle and deformability modulus were reduce but in a minor degree. The PPV registered in blasting reached up to 600mm/s resulting the creation of new fractures in the face of the rock benches ( $GSI = 34-54$ ), the  $V_p$  values between 2.65km/s-2.88km/s were obtained. Were introduced in the estimation of the GSI block of rock volume ( $V_b$ ) and the geometric factor of discontinuity – based in the spacing and opening of joints - ( $J_c$ ), and the addition geomechanical parameters ( $D$  and  $E_{rm}$ ) in the Williams et al. (2009) proposal.

# RESISTENCIA DE MACIZOS ROCOSOS ESTRUCTURALMENTE COMPLEJOS SOMETIDOS A CARGAS DINÁMICAS EN MINERÍA

## RESUMEN

Esta tesis doctoral fue desarrollada en una fase de construcción de taludes altos en un tajo abierto de minería y trata de la estimación de parámetros de resistencia y deformación del macizo rocoso antes e después de la voladura y el posterior minado (cargas dinámicas) en una pared rocosa geológica e estructuralmente compleja de la mina de cobre Tintaya, para así evaluar la probable reducción de parámetros en un determinado volumen dentro del macizo rocoso perturbado, el cual fue inducido por el rápido avance de remoción de material, a través de una metodología donde se combina la clasificación geomecánica del RMR y del GSI con la unión de otros métodos que tienen diferentes objetivos como son los modelos de vibraciones y la conciliación geotécnica topográfica de diseño. La mina de skarn de cobre Tintaya, con una producción de 300 000 t/día, se encuentra localizada en los Andes Peruanos meridionales y fue utilizada como caso estudio. Fue seleccionada una pared rocosa, estudiando el macizo norte y dividiendo este en dos (2) secciones con diferentes orientaciones en cuanto a la construcción, definiendo así: (i) el Talud Tintaya; y (ii) el Talud Chabuca. Esta investigación fue dividida en tres (3) etapas: (i) caracterización geomecánica y ensayos de campo; (ii) ensayos de laboratorio en testigos provenientes de perforaciones rotativas; y (iii) de análisis. En los taludes seleccionados fue cumplido un programa de mapeo geomecánico detallado mediante las propuestas de Bieniawski (1989) y de Marinos & Hoek (2000), a través de 527 ventanas de muestreo, distribuidas en bancos definiendo tres (3) condiciones de análisis: (i) inicial: antes de la voladura; (ii) inmediatamente después de la excavación mecánica; y (iii) final: terminado o proceso, esto complementado con ensayos de laboratorio, así se fue observando los posibles cambios de los parámetros geomecánicos. Durante la voladura, fueron realizados ensayos geofísicos del tipo sísmico para a determinación de la onda P (Scherpenisse et al., 1997). Para a observación del detalle de las zonas estructurales donde existió daño al macizo rocoso fue utilizada la propuesta de conciliación de Williams et al. (2009). Definiéndose por el GSI una ecuación para la cuantificación del  $D_{TINTAYA}$  y se consiguió estimar los parámetros de resistencia do macizo rocoso, en las diferentes etapas de construcción, esto mediante los criterios de rotura de Hoek & Brown y de Mohr-Coulomb; los de deformación se hallaron con diferentes propuestas destacando la de Barton (2007). Fueron realizados análisis preliminares de estabilidad de taludes donde se verificó la baja variación del factor de seguridad y el incremento de los desplazamientos antes/después de voladura. Para la estimación de la resistencia en Tintaya se propusieron dos herramientas modificadas. Los resultados muestran que el daño o la perturbación inducida alcanzan valores de  $D > 1$ , por el proceso de minado ocurriendo esto en los primeros 25 m dentro del macizo rocoso paralelo a la cara del talud según la malla de voladura descrita, se evidencia principalmente la pérdida gradual de la cohesión del macizo rocoso, y en un menor grado en el ángulo de fricción y del módulo de deformación, en esta zona de influencia. La PPV registrada en la voladura alcanzó 600 mm/s ocasionando la creación de nuevas fracturas en la cara del talud construido en el macizo rocoso ( $GSI=34-54$ ) que cuenta con 7 sistemas de juntas con una  $V_p$  de 2.65km/s-2.88km/s. Así, fue introducido en el GSI el volumen del bloque rocoso ( $V_b$ ) y el factor geométrico de la discontinuidad –  $S$  e  $a$  - ( $J_c$ ), además de inclusión de  $D$  y  $E_{rm}$  en la propuesta de Williams et al. (2009) donde  $F_c=0.58-0.62$ .

## SUMÁRIO

Capítulo	Página
1	INTRODUÇÃO ..... 1
1.1	MOTIVAÇÃO E JUSTIFICATIVA..... 2
1.2	OBJETIVOS ..... 4
1.3	METODOLOGIA ..... 5
1.3.1	Revisão, Compilação e Elaboração das Informações Preliminares ..... 5
1.3.2	Seleção, Estabelecimento de Condições e Caracterização Geomecânica..... 5
1.3.3	Mapeamento Geomecânico..... 6
1.3.4	Ensaio Geofísico de Campo e Ensaio de Laboratório..... 6
1.3.5	Definição dos Parâmetros Geotécnicos ..... 6
1.3.6	Conciliação Geotécnica Topográfica..... 7
1.3.7	Identificação do Dano pela Detonação e Definição do Fator D ..... 7
1.3.8	Estimativa da Resistência nas Diferentes Etapas de Construção..... 7
1.3.9	Simulações Computacionais e Estimativa do GSI para Tintaya..... 7
1.3.10	Interpretação e Análise de Dados ..... 8
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO..... 8
1.5	A GEOMECÂNICA NA ECONOMIA DE MINERAÇÃO ..... 9
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA ..... 13
2.1	METODOLOGIAS DE ESTUDO DE MACIÇOS ROCHOSOS..... 13
2.2	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA – GEOTÉCNICA ..... 14
2.2.1	Mapeamento Superficial de Estruturas Expostas..... 15
2.2.2	Análise Estrutural..... 17
2.3	INVESTIGAÇÕES GEOMECÂNICAS DE CAMPO E LABORATÓRIO..... 17
2.3.1	Sondagens Rotativas ..... 20
2.3.2	Índice de Qualidade de Rocha (RQD) ..... 21
2.3.3	Ensaio de Carga Puntiforme ..... 23
2.3.4	Determinação da Resistência à Compressão Uniaxial..... 24
2.3.5	Ensaio Triaxial ..... 25
2.4	CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS DE MACIÇOS ROCHOSOS UTILIZADOS EM MINERAÇÃO SUPERFICIAL OU A CÉU ABERTO ..... 26
2.4.1	Sistema de Classificação RMR..... 26
2.4.2	Sistema de Classificação SMR ..... 27
2.4.3	Sistema de Classificação R <sub>Mi</sub> ..... 28
2.5	ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA – GSI (1995) ..... 29
2.6	CRITÉRIO DE RUPTURA PARA MACIÇOS ROCHOSOS..... 30
2.7	EVOLUÇÃO DO CRITÉRIO DE RUPTURA DE HOEK & BROWN..... 32
2.8	CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB: $c$ E $\phi$ EQUIVALENTE ..... 40
2.8.1	Crítério de Ruptura de Mohr - Coulomb aplicado a Maciços Rochosos ..... 42
2.8.2	Métodos para a Determinação da Coesão e Ângulo de Atrito Equivalentes ..... 43
2.9	DEFORMABILIDADE DE MACIÇOS ROCHOSOS ..... 43
2.9.1	Módulos de deformabilidade a partir de classificações geomecânicas..... 43
2.9.2	Módulos de deformabilidade a partir de ensaios triaxiais ..... 45
2.9.3	Estimativa empírica do módulo do maciço rochoso de Hoek & Diederichs (2006) .... 46

2.9.4	Módulos do Maciço Rochoso a Partir de Ensaios Geofísicos .....	46
2.10	MECÂNICA DE TALUDES ROCHOSOS DE MINERAÇÃO.....	47
2.11	FUNDAMENTOS GEOMECÂNICOS E GEOFÍSICOS NA DETONAÇÃO .....	53
2.12	DANOS PRODUZIDOS PELO CORTE E PERFURAÇÃO .....	55
2.13	PLANO A FOGO E CARACTERÍSTICAS GEOMECÂNICAS .....	57
2.14	FATORES DE DANO POR DETONAÇÃO DE EXPLOSIVOS.....	61
2.14.1	Influência das Ondas de Choque.....	61
2.14.2	Influência da Pressão dos Gases .....	65
2.14.3	Influência do Estado de Tensões da Rocha .....	66
2.15	MECANISMOS CAUSADORES DE DANO POR DETONAÇÃO .....	67
2.16	IDENTIFICAÇÃO DOS DANOS INDUZIDOS .....	68
2.17	DIRETRIZES DE PROJETO DE ESCAVAÇÃO A FOGO COM FINS DE PROTEÇÃO DE TALUDES ROCHOSOS DE MINERAÇÃO A CÉU ABERTO.....	72
2.18	ANÁLISE DE ONDAS SÍSMICAS EM MINERAÇÃO.....	77
3	METODOLOGIA PROPOSTA.....	83
3.1	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA .....	84
3.2	CRITÉRIOS DE DANO A MACIÇOS ROCHOSOS A PARTIR DE VIBRAÇÕES INSTRUMENTADAS .....	85
3.2.1	Critérios do Dano do Maciço Rochoso.....	87
3.2.2	Análise de Ondas de Vibração .....	92
3.3	METODOLOGIA ADOTADA DE INSTRUMENTAÇÃO DE VIBRAÇÕES .....	95
3.3.1	Colocação de Equipamentos de Instrumentação.....	95
3.3.2	Análise da Rede da Detonação .....	97
3.3.3	Cálculo de Distancias de Estações de Instrumentação .....	98
3.3.4	Instalação do Geofone .....	99
3.3.5	Interpretação de Resultados .....	101
3.3.6	Análise do Registro .....	102
3.4	CONCILIAÇÃO GEOTÉCNICA TOPOGRÁFICA .....	104
4	CASO – ESTUDO: MACIÇO NORTE CAVA TINTAYA.....	109
4.1	ASPECTOS DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA .....	110
4.2	FEIÇÕES ESTRUTURAIS DOS MACIÇOS ROCHOSOS ESTUDADOS.....	113
4.3	CONFIGURAÇÃO DOS TALUDES ESTUDADOS.....	118
4.4	ENTORNO GEOLÓGICO COMPLEXO DE TINTAYA.....	124
4.5	ESTRATIGRAFIA .....	128
4.5.1	Formação Hualhuani (Soraya) .....	128
4.5.2	Formação Murco (Mara).....	128
4.5.3	Formação Arcurquina (Ferrobamba) .....	129
4.5.4	Grupo Barroso.....	129
4.5.5	Formação Yauri e Depósitos Quaternários .....	129
5	APLICAÇÃO.....	132
5.1	CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA.....	132
5.1.1	Descrição das Descontinuidades.....	134
5.1.2	Análise Cinemático .....	138
5.1.3	Ensaios de Laboratório em Rocha Intacta .....	142

5.1.4	Microscopia Óptica.....	148
5.2	MODELO DE VIBRAÇÕES REPRESENTATIVO DO MACIÇO ROCHOSO.....	150
5.3	CONCILIAÇÃO GEOTÉCNICA .....	159
6	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	171
6.1	CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA.....	171
6.1.1	Classificação Geomecânica Inicial Antes da Escavação a Fogo .....	173
6.1.2	Classificação Geomecânica Depois da Escavação a Fogo .....	177
6.1.3	Classificação Geomecânica Final .....	181
6.2	PROPOSTA PARA A ESTIMATIVA DO FATOR DE PERTURBAÇÃO $D_{TINTAYA}$ .....	187
6.3	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DO MACIÇO .....	190
6.3.1	Resistência da Rocha Intacta e do Maciço Rochoso.....	191
6.3.2	Deformabilidade da Rocha Intacta e do Maciço Rochoso.....	194
6.3.3	Envoltórias de Ruptura .....	197
6.3.4	Parâmetros do Zoneamento pelo Dano para o Maciço Rochoso .....	204
6.4	AVALIAÇÃO PRELIMINAR DE ESTABILIDADE DE TALUDES.....	204
6.5	PROPOSTA PARA A ESTIMATIVA DO $GSI_{TINTAYA}$ .....	205
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....	214
7.1	CONCLUSÕES .....	214
7.1.1	Parâmetros de Resistência do Maciço Submetidos a Carregamentos Dinâmicos .....	216
7.1.2	Aspectos de Geologia de Engenharia .....	217
7.1.3	Parâmetros Geomecânicos .....	218
7.1.4	Modelo de Vibrações de Campo Próximo e Distância Afetada .....	219
7.1.5	Conciliação Geotécnica .....	220
7.1.6	Estimativa do Fator de Perturbação (D) para Tintaya .....	221
7.1.7	Avaliação Preliminar de Estabilidade de Taludes .....	221
7.1.8	Correlação de Parâmetros para a Estimativa da Resistência para Tintaya .....	221
7.2	RECOMENDAÇÕES .....	222
7.3	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	224
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	225
A	PARÂMETROS DAS CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS.....	235
B	LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS PRÓXIMAS AOS TALUDES TINTAYA E CHABUCA E CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS NOS TESTEMUNHOS ROCHOSOS .....	242
C	VIBRAÇÕES INSTRUMENTADAS .....	245
D	CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS NAS CONDIÇÕES AVALIADAS SEGUNDO O ESQUEMA METODOLÓGICO .....	247



## LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
2.1	Denominação da rocha segundo o grau de alteração (modificado – ISRM, 1981) ..... 18
2.2	Denominação da rocha segundo a coerência (modificado – ISRM, 1981)..... 19
2.3	Denominação da rocha segundo o fraturamento (modificado – ISRM, 1981) ..... 19
2.4	Qualidade do maciço rochoso - RQD (modificado - Deere, 1969). ..... 23
2.5	Classificação em função da resistência uniaxial (modificado - ISRM, 1981). ..... 25
2.6	Critério de ruptura conforme tipo do maciço rochoso (Assis, 2003a)..... 36
2.7	Resistência à compressão uniaxial calculada para o maciço rochoso usando parâmetros para a condição perturbada e não perturbada (modificado – Edelbro, 2004). ..... 40
2.8	Combinações entre Sh, S e M (modificado - López, 1994)..... 60
3.1	Correlação entre a Vp e a quantificação perigo no maciço (modificado – ASP Blastronics, 1997)..... 90
3.2	Correlação entre a Vp e o dano no maciço (modificado – Hoek & Bray, 1981)..... 91
3.3	Correlação entre a Vp e o estado final no maciço (modificado – SME, 1992) ..... 91
3.4	Condições observadas no talude pelo dano no maciço (modificado – SME, 1992)). ..... 92
3.5	Parâmetros, pesos e tolerâncias do Fator de Projeto (Williams et al., 2009)..... 106
3.6	Parâmetros do Fator de Condição (modificado - Williams et al., 2009). ..... 107
3.7	Critério de aceitabilidade de fase de escavação (modificado - Williams et al., 2009). ..... 108
5.1	Valores estatísticos das características dos sistemas de descontinuidades ..... 135
5.2	Valores das características das falhas menores..... 136
5.3	Valores das características das falhas maiores..... 138
5.4	Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial..... 143
5.5	Resultados de ensaios triaxiais em corpos de prova do Talude Tintaya..... 144
5.6	Resultados de ensaios triaxiais em corpos de prova do Talude Chabuca. .... 144
5.7	Resultados dos ensaios de módulos elásticos da rocha intacta ..... 146
5.8	Resultados dos ensaios de propagação de ondas na rocha intacta ..... 148
5.9	Dados úteis na regressão de vibrações de campo próximo com furos de 12”1/4” ..... 155
5.10	Fator de condição (Fc) do Talude Tintaya e Chabuca ..... 161
5.11	Fator de projeto (Df): ângulo do talude e altura de bancada..... 162
5.12	Fator de projeto (Df): distância pé do talude anterior ao pé do talude do projeto e largura da plataforma da bancada ..... 164
6.1	Classificação geomecânica de Tintaya (inicial: antes da escavação a fogo) ..... 173
6.2	RMR e GSI do talude Tintaya (inicial: antes da escavação a fogo). ..... 175
6.3	Classificação geomecânica de Chabuca (inicial: antes da escavação a fogo)..... 176

6.4	RMR e GSI do talude Chabuca (inicial: antes da escavação a fogo).....	176
6.5	Classificação geomecânica de Tintaya (depois da escavação a fogo) .....	178
6.6	RMR e GSI do talude Tintaya (depois da escavação a fogo) .....	179
6.7	Classificação geomecânica de Chabuca (depois da escavação a fogo) .....	180
6.8	RMR e GSI do talude Chabuca (depois da escavação a fogo) .....	181
6.9	Classificação geomecânica de Tintaya (final da escavação a fogo) .....	182
6.10	RMR e GSI do talude Tintaya (final da escavação a fogo) .....	183
6.11	Classificação geomecânica de Chabuca (final da escavação a fogo).....	184
6.12	RMR e GSI do talude Chabuca (final da escavação a fogo).....	185
6.13	Fatores de perturbação propostos ( $D_{TINTAYA}$ ).....	188
6.14	Parâmetros do critério de ruptura de Hoek & Brown 2002 para o maciço rochoso estudado.....	191
6.15	Parâmetros de resistência do maciço rochoso para a condição inicial.....	192
6.16	Parâmetros de resistência do maciço rochoso para a condição final .....	193
6.17	Módulo de deformabilidade da rocha intacta.....	195
6.18	Módulo de deformabilidade do maciço rochoso.....	195
6.19	Módulo de deformabilidade dinâmico ( $E_{dyn}$ ) mediante a proposta de Barton (2007) com medidas de propagação de onda.....	197
6.20	Parâmetros de resistência e deformabilidade .....	204
6.21	Resumo dos parâmetros geomecânicos estimados nesta pesquisa .....	213
A.1	Parâmetros para o cálculo de RMR versão 1989 (modificado - Bieniawski, 1989)...	235
A.2	Fator de ajuste para as juntas para o cálculo de SMR (modificado - Romana, 1996).	238
A.3	Fator de ajuste pelo método de escavação para SMR (modificado - Romana, 1996)	238
A.4	Classificação da estabilidade segundo o SMR (modificado - Romana, 1996) .....	238
A.5	Rupturas segundo o valor do SMR (modificado - Romana, 1996).....	238
A.6	Valores do fator de rugosidade (JR) do R <sub>Mi</sub> (modificado-Palmström, 1996a).....	239
A.7	Fator tamanho e continuidade (JL) do R <sub>Mi</sub> (modificado-Palmström, 1996a).....	239
A.8	Fator alteração da descontinuidade (JA) do R <sub>Mi</sub> (modificado - Palmström, 1996a) .	240
A.9	Classificação Geomecânica R <sub>Mi</sub> .....	234
D.1	Classificação geomecânica para a condição inicial. ....	248
D.2	Classificação geomecânica para a condição após da detonação.....	250
D.3	Classificação geomecânica para a condição inicial .....	252

## LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
1.1 Tendência do preço do cobre, preço por produção de cobre (media anual em US\$) (centavos por libra) (modificado - Edelstein, 2000).....	9
1.2 Tendência do preço do minério fino de ferro preço de minério fino de ferro (media anual no Brasil) (US\$ por TM <sup>3</sup> de conteúdo de ferro) (modificado - Kirk, 2000). .....	10
1.3 Tendência do preço do ouro preço do ouro (media anual no mundo) (US\$ por oz -30g-) (modificado - Amey, 2000) .....	10
1.4 Iteração entre os atores no projeto de taludes de mineração (a) iteração idealizada (b) iteração dupla e (c) iteração total para uma tarefa pontual .....	11
1.5 Principais áreas na operação de mineração e suas responsabilidades de projeto de taludes da cava a céu aberto, involucrando planejamento de mina, geotecnia e produção.....	12
2.1 Fluxograma de metodologias de estudos geomecânicos (modificado – Bieniawski, 1984) .....	15
2.2 Sondagem Rotativa (modificado -ABGE, 1980 <i>apud</i> Souza et al., 1998).....	20
2.3 Sondagem Rotativa (a) barrilete duplo giratório (b) peças do barrilete especial (c) (d) coroas com diamantes cravados (e) calibrador (Lima, 1983) .....	21
2.4 Processo para medir e calcular o RQD (modificado - Bieniawski, 1989) .....	22
2.5 Possíveis formas de realizar o ensaio de carga puntiforme (Hidalgo, 2002) .....	24
2.6 Amostra de rocha submetida à compressão uniaxial (Assis, 2003a). .....	24
2.7 Estado de tensões num ensaio triaxial (modificado - Assis, 2003a). .....	25
2.8 Condições do maciço rochoso onde o critério de ruptura de Hoek & Brown pode ser aplicado e influência da escala na avaliação da homogeneidade, isotropia e continuidade dos maciços (modificado - Hoek, 1983 <i>apud</i> Serra e Ojima, 1998) .....	38
2.9 Ilustração esquemática do estado de tensões ao longo das duas possíveis superfícies de ruptura num talude rochoso (modificado – Sjöberg, 1996). .....	39
2.10 Envoltória de Mohr .....	40
2.11 Envoltória de Ruptura de Mohr - Coulomb em diferentes planos (modificado – Parry, 1995) .....	41
2.12 Correlação entre RMR e o módulo de deformabilidade <i>in situ</i> . (modificado -Palmström e Singh, 2001 <i>apud</i> Hidalgo, 2002) .....	45
2.13 Método de Hoek & Diederichs para a estimativa empírica do módulo de deformabilidade do maciço rochoso (a) gráfico da equação simplificada baseada só no índice de resistência geológico (GSI) (b) gráfico da equação baseada no GSI e no módulo da rocha intacta (E <sub>i</sub> ) (modificado – Hoek e Diederichs, 2006). .....	47
2.14 (a) Configuração inicial e final dos taludes numa mina a céu aberto (modificado – Sjöberg, 1999) (b) Geometria de um talude de mineração superficial. ....	48
2.15 Fatores que influenciam ao maciço rochoso (modificado – Sjöberg, 1999). .....	49
2.16 Padrão de descontinuidades de um talude rochoso com duas famílias de juntas (a) bancada de 30 m de altura com ângulo de 70° de inclinação (b) talude inter-rampa de 90 m de altura com um ângulo de 50° de inclinação (c) talude de grande porte de 500 m de altura com um ângulo de 50° de inclinação (modificado – Sjöberg, 1999). .....	50

2.17	Superfície de ruptura num talude com numerosos e diferentes mecanismos de ruptura cisalhante (modificado – Hoek et al., 2000b). .....	51
2.18	Redistribuição das tensões com mudança de geometria (modificado–Sjöberg, 1999). .....	52
2.19	Zonas de desintegração, britada e fissurada devido à perfuração da rocha (modificado - Kou et al., 2004) .....	56
2.20	Geometria dos elementos num plano de fogo (modificado – Wyllie & Mah, 2003).....	58
2.21	Efeito das estruturas ou discontinuidades na fragmentação do maciço rochoso.....	59
2.22	Efeito da direção das discontinuidades na fragmentação do maciço rochoso.....	59
2.23	Efeito da persistência das discontinuidades na fragmentação do maciço rochoso.....	60
2.24	Zonas de fragmentação em torno de furo detonado (Bhandari, 1997).....	63
2.25	Estágios consecutivos do carregamento dinâmico: (a) formação da zona britada; (b) britagem e fraturas na zona não linear; e (c) fissuras radiais produzidas pelas ondas elásticas (Donzé et al., 1997). .....	64
2.26	Expansão do furo e da zona britada e propagação das fraturas radiais no carregamento quase estático (Donzé et al., 1997).....	64
2.27	Efeitos dos gases da detonação no maciço fraturado (Hudson & Harrison, 1997).....	65
2.28	Influência do estado de tensões na propagação das fraturas produzidas pela detonação do furo (Bhandari, 1997) .....	66
2.29	Microfissuras formadas por detonação sem controle (esquerda) e lâmina após detonação sem presença de microfissuras (direita) (Rathore & Bhandari, 2003).....	69
2.30	Correlação entre o estado de tensões e os danos por tração (Diederichs, 2003).....	71
2.31	Técnica do pré corte para evitar dano nas paredes pela detonação de furos de produção (a) detonação do pré corte em fases sem confinamento ou de face livre (b) perfuração dos furos verticais de pré corte com 5” de diâmetro (c) perfuração dos furos inclinados (65°) de pré corte com 5” (d) início de detonação do pré corte com retardo.....	73
2.32	(a) Modificação da detonação de produção (b) Detonação alisada com furos verticais e ângulo inclinado (modificado – Hagan & Bulow, 2000).....	74
2.33	Detonação alisada com furos verticais e pré corte com furos de 5 polegadas de ângulo inclinado (modificado – Hagan & Bulow, 2000).....	75
2.34	Técnica do pré corte para evitar dano nas paredes (a) fim da detonação do pré corte com retardamento (b) resultado da perfuração do pré corte, observasse a trinca que atua como um plano imaginário para fuga dos gases da detonação da produção (c) parede rochosa sem irregularidades, sem blocos na crista e com a metade de canhas do pré corte .....	76
2.35	(a) Típico retardamento no tempo de detonação para paredes da cava com fogo na face do talude e pré corte (b) armação combinado do pré corte com minimização da vibração por ar no talude (modificado – Hagan & Bulow, 2000), 2000).....	77
2.36	Propagação e tipos de ondas a partir de um carregamento dinâmico e seu efeito numa estrutura e a influência da discontinuidade.....	78
2.37	Classificação de ondas sísmicas a partir da trajetória (modificado – Sheriff, 1972). .....	78
2.38	Efeito das ondas no maciço rochoso (modificado - ASP Blastronics, 1997). .....	79
2.39	Diferentes estruturas afetadas pelas detonações. ....	80
2.40	Velocidade de onda (Tejada & Assis, 2008). .....	82

3.1	Metodologia proposta produto da unificação de ferramentas geomecânicas, geofísicas e de construção de bancadas em mineração.....	84
3.2	(a) Perfil do arranjo do ensaio (b) preparação e manipulação (c) equipes utilizados e (d) arranjo do geofone triaxial .....	85
3.3	Maquina perfuradora de pré-corte de 5 polegadas para colocação do geofone.....	86
3.4	Localização dos geofones e arranjo no Campo Próximo.....	88
3.5	Arranjo no Campo Distante. ....	89
3.6	Comparação do campo próximo - distante (modificado – ASP Blastronics, 1992).....	89
3.7	Onda ideal.....	93
3.8	(a) Convenção de signos dos sinais com referência do talude e a posição do geofone e (b) registro de sinais em três direções com o geofone triaxial.....	94
3.9	Localização sugerida para a instrumentação.....	95
3.10	Localização relativa dos instrumentos segundo a saída da detonação .....	96
3.11	Plano de início da detonação em mili segundos por fileira de perfuração.....	97
3.12	Plano da saída da detonação em mili segundos por fileira de perfuração.....	98
3.13	Plano de tempos de detonação em mili segundos por fileira de perfuração. ....	98
3.14	Fileira com maior carregamento e pontos de instrumentação.....	99
3.15	Colocação do geofone acima de um maciço rochoso.....	100
3.16	Proteção do geofone acima de um maciço rochoso. ....	100
3.17	Proteção do geofone com perfuração no maciço rochoso. ....	100
3.18	Dados do sismógrafo em três direções ortogonais.....	101
3.19	Determinação do VPP no registro do sismógrafo. ....	102
3.20	Vetor da VPP. ....	102
3.21	Determinação da Vi.....	104
3.22	Elementos da análise da bancada de talude (Hustrulid & Kuchta, 1995).....	105
3.23	Meias canhas de perfuração. ....	107
3.24	Matriz do resultado dos diferentes fatores (modificado – Williams et al., 2009).....	108
4.1	Localização da mineração Tintaya.....	109
4.2	Mapa geológico simplificado da mina Tintaya (modificado - Maldonado, 2006) .....	112
4.3	Mapa estrutural simplificado ilustrando a disposição das dobras e falhas (modificado – Maldonado, 2006).....	114
4.4	(a) Camadas na área sudeste de Chabuca com atitude média (35/192); (b) sinclinal com eixo 310/05 localizado no extremo sudoeste de Chabuca; e (c) anticlinal pouco definido de eixo 161/12, localizado a noroeste de Chabuca.....	114
4.5	Estereogramas ilustrando a ocorrência dos sistemas de falhas nos litotipos (a) horblenda diorito; (b) calcário; (c) monzonito; e (d) diagrama dos sistemas de falhas).....	116
4.6	Estereogramas das famílias de juntas nos litotipos (a) horblenda diorito; (b) calcário; (c) monzonito; e (d) diagrama das famílias de juntas .....	117
4.7	(a) Vista da cava Tintaya e (b) Vista do talude estudado onde se localiza a secção Tintaya.....	119
4.8	(a) Vista da cava Chabuca e (b) Vista do talude estudado onde se localiza a secção CHE .....	120
4.9	Esquema simplificado da litología e da geologia estrutural do (a) talude	

	estudado na cava Tintaya da secção Tintaya e do (b) talude estudado na cava Chabuca da secção CHE.....	121
4.10	Localização e geometria das cavas estudadas, notar no quadro preto a largura da avaliação geomecânica nos taludes e da linha vermelha a secção da análise com respeito (a) Tintaya com 255m de altura e 80m de amplitude localizada na cava Tintaya e (b) CHE com 340m de altura e 80m de amplitude localizada na cava Chabuca.....	120
4.11	Localização das janelas de mapeamento geotécnico utilizadas .....	123
4.12	Mapa geológico simplificado da área do distrito mineiro mostrando os depósitos de Antapaccay, Corocchohuayco e Tintaya (Maldonado, 2006).....	125
4.13	Mapa geológico da mina Tintaya, mostrando a localização das seqüências sedimentares cretáceas, os escarnitos e as intrusões ígneas (Maldonado, 2006).....	126
4.14	Estratigrafia baseada nos quadrângulos geológicos.....	130
4.15	Coluna estratigráfica regional correspondente à área mostrada no mapa da Figura 4.14 .....	131
5.1	Testemunhos HQ de sondagem geotécnico (a) monzonito e (b) andesito.....	132
5.2	Campanha de perfuração geotécnica nos maciços rochosos estudados (a) máquina perfuradora Diamec CS3000 (b) procedimento de sondagem (c) barrilete tipo HQ (d) armazenamento.....	133
5.3	Secção geológica geotécnica típica e mapeamento por janelas de amostragem.....	134
5.4	Condições das discontinuidades para o (a) andesito e do (b) monzonito.....	137
5.5	Mecanismos de ruptura em taludes e condições estruturais que os causam (a) ruptura plana (b) ruptura por cunha (c) ruptura por tombamento e (d) ruptura circular em rocha fraca (modificado – Hoek & Bray, 1981).....	139
5.6	(a) Ruptura plana, (b) por tombamento e (c) em cunha. Critérios simplificados sem utilizar o ângulo de atrito: (d) ruptura plana considerando uma janela cinemática de 40° de abertura, e a envoltória do talude, (e) ruptura por tombamento considerando uma janela cinemática de 60° de abertura, e a(f) formação de cunha (modificado – Goodman,1989).....	140
5.7	Estéreograma dos sistemas do Talude Tintaya .....	141
5.8	Estéreograma dos sistemas do Talude Chabuca .....	141
5.9	Testemunho de sondagem HQ levado para ser ensaiado no laboratório .....	142
5.10	Corpo de prova levado à ruptura no ensaio de resistência à compressão uniaxial para o caso do ensaio 1 no monzonito do talude Tintaya (antes e depois) ...	143
5.11	Envoltória de resistência do ensaio 12 no corpo de prova do talude Chabuca.....	145
5.12	Corpos de prova levado à ruptura no ensaio de triaxial para o caso do ensaio 12 no monzonito do talude Chabuca (antes e depois) .....	145
5.13	Corpos de prova onde se obtiveram os módulos elásticos da rocha intacta do ensaio 6 no monzonito do talude Chabuca (antes e depois) .....	146
5.14	Deformação diametral e axial do ensaio 6.....	147
5.15	Amostras de rocha intacta de quartzo monzonito (esquerda) e pórfiro monzonito (direita) para o ensaio de velocidade propagação de ondas P.....	147
5.16	Amostras de rocha intacta de perfuração onde pode-se observar a mineralogia variada do monzonito de Tintaya (a)(c) e Chabuca (b)(d).....	148

5.17	Amostra de monzonito com mineral com diferentes graus de geração de microfissuras (a) antes da detonação (b) depois detonação sem pré corte (c) com pré corte.....	149
5.18	Medição da onda P no maciço de monzonito .....	150
5.19	Saída do programa Blastware para a visualização das ondas geradas nos ensaios feitos nos taludes avaliados .....	151
5.20	Estimativa da PPV e controle no dano no maciço rochoso com a variação do $\gamma$ no explosivo por massa por metro em cada furo .....	153
5.21	Ondas P e valores do PPV úteis para o modelo de vibrações no campo próximo .....	154
5.22	Ábacos com base nos ensaios no maciço rochoso (a) valor do PPV (log) com referência da distância no dentro do maciço (b) valor do PPV (natural) com referência da distância no dentro do talude (c) massa do explosivo com base na distância .....	156
5.23	Previsão ou modelo das vibrações que originam dano no maciço rochoso (a) para o caso da fileira do amortecimento e (b) da produção.....	157
5.24	Plano de fogo recomendado (a) arranjo de perfuração e carga de explosivo (b) halos de energia esperados .....	158
5.25	Secções estabelecidas para a avaliação do dano ao maciço rochoso .....	159
5.26	Exemplo das dimensões avaliadas em cada secção e de meias canhas .....	160
5.27	Fator de projeto (Df): ângulo do talude e altura de bancada com referência a linha de projeto.....	163
5.28	Fator de projeto (Df): distância pé do talude anterior ao pé do talude do projeto e largura da plataforma da bancada com referência a linha de projeto .....	165
5.29	Avaliação do dano ao talude por escavação a fogo .....	166
5.30	Resultado de meias canhas: quase ausentes.....	167
5.31	Apertura de descontinuidades .....	167
5.32	Blocos instáveis na face do talude de bancada .....	168
5.33	Condição de cristas das bancadas. ....	168
5.34	Situação global.....	168
5.35	Escavação mecânica de equipamentos de grande escala .....	169
5.36	Redução da largura da plataforma superior da bancada pela ocorrência de deslizamentos. ....	169
5.37	Mecanismo de ruptura semelhante a uma cunha .....	170
5.38	Mecanismo de ruptura semelhante a um planar.....	170
5.39	Mecanismo de ruptura por tombamento a nível inter rampa .....	170
6.1	Vista do talude Tintaya com indicação do comprimento de amostragem, a localização das janelas e as bancadas avaliadas no mapeamento .....	171
6.2	Vista do talude Chabuca com indicação do comprimento de amostragem, a localização das janelas e as bancadas avaliadas no mapeamento .....	172
6.3	Processo evolutivo de construção de taludes (a) bancadas antes e depois da escavação (b) plano a fogo (c) detonação (d) escavação mecânica (e) dano ao talude.....	189
6.4	GSI vs espaçamento no maciço rochoso estudado.....	190
6.5	Envoltórias de ruptura para o talude Tintaya: S1, S2, S3, S4, S5 e S6.....	198
6.6	Envoltórias de ruptura para o talude Tintaya: S7, S8, S9, S10, S11 e S12.....	199
6.7	Envoltórias de ruptura para o talude Chabuca: S1, S2, S3 e S4 .....	200
6.8	Envoltórias de ruptura para o talude Chabuca: S5, S6 e S7.....	201
6.9	Envoltórias de ruptura para o talude Chabuca: S8, S9, S10 e S11. ....	201

6.10	Envoltórias de ruptura para o talude Chabuca: S12, S13 e S14.....	202
6.11	(a) Zoneamento pelo dano induzido (até 25m) relacionado aos parâmetros de resistência para (b) o Talude Tintaya e o (c) Talude Chabuca.....	203
6.12	Avaliação de estabilidade de taludes no Talude Tintaya (a) condição inicial (b) condição final. ....	205
6.13	Correlação de parâmetros geomecânicos e geofísicos no maciço rochoso avaliado da mineração Tintaya .....	207
6.14	Proposta para a avaliação da bancada após da escavação a fogo em quanto ao GSI(f) e o Erm segundo Barton (2007), a partir da estimativa do $D_{TINTAYA}$ , o registro de vibrações e a metodologia de conciliação de Williams et al. (2009) ...	208
6.15	Proposta para a estimativa do $GSI_{TINTAYA}$ a partir da modificação do ábaco de Marinos & Hoek (2000).....	212
7.1	Fluxograma para a determinação de parâmetros geomecânicos do maciço rochoso..	215
7.2	Metodologia unificada para estimar o dano induzido pela escavação a fogo no maciço rochoso .....	215
7.3	Zoneamento do dano a maciços rochosos de mineração mostrados nesta pesquisa, provavelmente Da e dB não tem relação na distância.....	220
7.4	Processo para a determinação dos parâmetros do critério de ruptura de Mohr -Coulomb ajustados segundo o confinamento e o nível de perturbação (D) com fins da modelagem numérica.....	222
7.5	Visualização do zoneamento por coesão indicando a perda progressiva de resistência ao cisalhamento pelo dano induzido em mineração, dentro da modelagem numérica do comportamento do talude.....	223
A.1	Guia de estimativa do valor de GSI a partir das características do maciço rochoso e das superfícies das discontinuidades (Marinos & Hoek, 2000).....	241
B.1	Localização das sondagens próximas aos taludes Tintaya e Chabuca.....	242
B.2	Classificação geomecânica dos testemunhos do Talude Tintaya.....	243
B.3	Classificação geomecânica dos testemunhos do Talude Chabuca.....	244
C.1	Vibrações instrumentadas provas 1 - 4. ....	245
C.2	Vibrações instrumentadas provas 2 - 8. ....	246
D.1	Esquema metodológico no maciço rochoso e os pontos de coleta das classificações geomecânicas nos taludes escavados representados pelo GSI (i) (d) (f). ....	247



## LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIACÕES E NOMENCLATURA

a	Largura de plataforma entre bancadas
a	Apertura da descontinuidade
a	Inclinação da linha de regressão (valor típico -1.6)
a	Constante do critério de ruptura de Hoek & Brown
$a_j$	Abertura inicial da descontinuidade
A	Azimute
A	Aceleração ( $m/s^2$ )
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental
ANFO	<i>Ammonium Nitrate Fuel Oil</i> – Nitrato de amônio óleo combustível
A1, A2	Denominação da rocha segundo o grau de alteração
A3, A4	Denominação da rocha segundo o grau de alteração
b	Intercepto da envoltória linear de Mohr-Coulomb com o eixo das ordenadas
B	Mergulho
BFA	Ângulo de face da bancada ( <i>Bench Face Angle</i> )
c	Coesão
C1, C2	Denominação da rocha de acordo com a coerência
C3, C4	Denominação da rocha de acordo com a coerência
CHE	Talude Chabuca
CV	Coefficiente de variação
D,M,L	Series de barriletes especiais de sondagens rotativas
D	Distância do foco do transdutor (m)
D	Distância in situ da detonação máxima ao sismógrafo
D	Diâmetro do corpo de prova
D	Deslocamento sísmico (mm)
D	Fator de perturbação
Da	Fator de perturbação próximo à face do talude
Db	Fator de perturbação afastado da face do talude
$D_{TINTAYA}$	Fator de perturbação proposta para Tintaya
DE	Distância escalada
De	Dimensão equivalente de uma escavação subterrânea
Df	Fator de projeto
d	Diâmetro do corpo de prova ensaiado
$E_{dyn}$	Módulo de deformabilidade do maciço rochoso segundo Barton (2007)
$E_i$	Módulo de deformabilidade da rocha intacta
Erm	Módulo de deformabilidade do maciço rochoso
$E_h$	Módulo de deformabilidade da rocha medido na direção horizontal
E	Módulo de Young
$E_c$	Módulo de elasticidade secante do concreto (MPa)
ESR	Índice de Suporte da Escavação ( <i>Excavation Support Ratio</i> )
f	Frequência da onda
F1, F2	Denominação do maciço rochoso de acordo com o grau de fraturamento
F3, F4	Denominação do maciço rochoso de acordo com o grau de fraturamento
F5	Denominação do maciço rochoso de acordo com o grau de fraturamento
Fc	Fator de condição
FS	Fator de segurança

G	Módulo cisalhante do maciço rochoso
GSI	Índice de resistência geológica do maciço rochoso ( <i>Geological Stress Index</i> )
GSI(i)	Índice de resistência geológica na condição inicial: antes da escavação a fogo
GSI(d)	Índice de resistência geológica antes da escavação a fogo para Tintaya
GSI(f)	Índice de resistência geológica antes da escavação a fogo para Tintaya
GSI <sub>TINTAYA</sub>	Índice de resistência geológica para Tintaya
GPa	Gigapascal
h	Altura da bancada
H	Altura do talude
HQ	Diâmetro da perfuração da sondagem 63mm
IRA	Ângulo do talude inter rampa ( <i>Inter Ramp Angle</i> )
I <sub>s</sub>	Índice de resistência puntiforme
i	Ângulo de inclinação da rugosidade
ISRM	Associação Internacional de Mecânica das Rochas
J <sub>c</sub>	Fator geométrico da descontinuidade (abertura, espaçamento e água)
J <sub>v</sub>	Número total de descontinuidades por metro cúbico
J <sub>n</sub>	Índice de influência do número de famílias de descontinuidades
J <sub>r</sub>	Índice de influência da rugosidade da descontinuidade
J <sub>a</sub>	Índice de influência de alteração das descontinuidades
J <sub>w</sub>	Índice de influência de água nas descontinuidades
JP	Parâmetro de descontinuidade
JC	Fator de condição da descontinuidade
JL	Fator do comprimento e persistência da descontinuidade
JR	Fator de rugosidade da descontinuidade
JA	Fator de alteração da descontinuidade
k <sub>0</sub>	Coefficiente de empuxo em repouso
kg	Quilograma
km	Quilômetro
kN	Quilonewton
kPa	Quilopascal
K	Constante de propagação do meio (-)
L	Comprimento da descontinuidade em conta o tamanho dos corpos de prova.
m	Metro
mm	Milímetro
m	Coefficiente angular da envoltória linear de Mohr-Coulomb
m	Constante do critério de ruptura de Hoek & Brown
m <sub>i</sub>	Constante do critério de ruptura de Hoek & Brown para a rocha intacta
m <sub>b</sub>	Constante do critério de ruptura de Hoek & Brown para o maciço rochoso
M	Tamanho máximo do bloco admissível formado entre as descontinuidades
MPa	Megapascal
MC	Modelo constitutivo de Mohr - Columb
NQ	Diâmetro da perfuração da sondagem 54mm
n	Número de dados do conjunto amostral
OA	Ângulo do talude global ( <i>Overall Slope Angle</i> )
pp	Distância entre o pé do talude superior e o pé do talude inferior
P	Carga puntiforme de ruptura
Pi	Porcentagem de aceitabilidade do parâmetro calculado estatisticamente
PPV	Velocidade crítica de partícula ( <i>Peak Particule Velocity</i> ) (mm/s)
PVC	Cloreto de polivinila ( <i>Poly Vinyl Chloride</i> )
q	Sobre quebraçura

Q	Quantidade de explosivo ( <i>Heavy ANFO</i> ) com o sem dinamita
Q	Índice de qualidade do maciço rochoso ( <i>Rock Quality Index</i> )
Q'	Valor de Q modificado, no qual se considera que a relação entre SRF e $J_w$ é 1
$r_f$	raio do círculo das tensões na ruptura
$r_m$	raio do círculo das tensões atuantes (mobilizadas)
RMi	Índice do maciço rochoso ( <i>Rock Mass Index</i> )
RMR	Qualidade do maciço rochoso ( <i>Rock Mass Rating</i> )
RMR <sub>76</sub>	RMR considerando o maciço seco e descontinuidades favoráveis
RMR <sub>89</sub>	RMR considerando a orientação das descontinuidades
RQD	Índice de qualidade da rocha ( <i>Rock Quality Designation</i> )
Rf	Raio do furo de perfuração
S	Espaçamento entre descontinuidades
s	Constante do critério de ruptura de Hoek & Brown
Sh	Distância entre os furos de detonação
SRF	Índice de redução de tensões
SMR	Qualidade do maciço rochoso do talude ( <i>Slope Mass Rating</i> )
t	Valor da distribuição de Student padronizada para um certo nível de confiança
t	Tempo medido (ms)
T	Período da onda (ms)
UCS	Resistência à compressão uniaxial
UDEC	Programa do método de elementos distintos ( <i>Universal Distinct Element Code</i> )
$v_o$	Amplitude da onda (mm/s)
v.5.0	versão cinco (referente ao programa computacional)
v.7.0	versão sete (referente ao programa computacional)
$V_i$	variável da rocha obtida na Figura 3.43 quando DE=1
Vb	Tamanho volumétrico do bloco rochoso
Vs	Velocidade de propagação da onda S
Vp	Velocidade de propagação da onda P
Vp Radial	Velocidade de propagação da onda P na direção radial
Vp Trans	Velocidade de propagação da onda P na direção transversal
Vp Vert	Velocidade de propagação da onda P na direção vertical
$V_T$	velocidade total de onda (m/s)
$V_V$	Componente vertical de onda (m/s)
$V_{TR}$	Componente transversal de onda (m/s)
$V_R$	Componente radial de onda (m/s)
VPP	Velocidade máxima de partícula (mm/s)
W	Peso do detonante
Wi	Peso de cada parâmetro na conciliação geotécnica.
W	Massa do explosivo por retardo no tempo (kg)
$\bar{X}$	Média amostral
z	Profundidade
z	Distribuição normal padronizada para um nível de confiança 100(1- $\alpha$ )%
%	Porcentagem
$\alpha$	Direção do mergulho
$\alpha$	Constante de atenuação do meio (-)
$\beta$	Constante de atenuação do meio (-)
$\beta$	Mergulho
$\beta$	Ângulo da face do talude
$\rho$	Densidade
$\delta_n$	Deslocamento normal da descontinuidade

$\delta_s$	Deslocamento cisalhante da descontinuidade
$\varepsilon_a$	Deformação axial máxima no trecho reto da curva tensão deformação axial
$\varepsilon_r$	Deformação radial para a tensão correspondente a $\varepsilon_a$
$\phi$	Ângulo de atrito interno
$\phi_b$	Ângulo de atrito básico da superfície
$\gamma_i$	Peso específico da camada i
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\nu_i$	Coefficiente de Poisson na camada i
$\sigma$	Tensão normal
$\sigma_t$	Resistência à tração da rocha
$\sigma_{cm}$	Resistência à tração do maciço rochoso
$\sigma_c$	Resistência à compressão uniaxial
$\sigma_{ci}$	Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta
$\sigma_{cm}$	Resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso
$\sigma_{cd}$	Resistência à compressão uniaxial do corpo de prova com diâmetro d
$\sigma_n$	Tensão normal no plano da descontinuidade
$\sigma'_{no}$	Tensão normal efetiva quando ocorre o deslizamento
$\sigma_i$	Tensão normal na descontinuidade
$\sigma_1$	Tensão principal maior na ruptura
$\sigma_3$	Tensão principal menor na ruptura
$\sigma'_1$	Tensão principal maior efetiva na ruptura
$\sigma'_3$	Tensão principal menor efetiva na ruptura
$\sigma_v$	Tensão geostática vertical
$\sigma_h$	Tensão geostática horizontal
$\sigma_o$	Tensão virgem
$\sigma_{zz}$	Tensão normal na direção do eixo Z
$\sigma_{yy}$	Tensão normal na direção do eixo Y
$\sigma_{xx}$	Tensão normal na direção do eixo X
$\tau$	Tensão cisalhante ao longo da descontinuidade
$\tau_j$	Tensão cisalhante na descontinuidade
$\tau$	Tensão cisalhante
$\omega$	Oscilação ou ciclo (Hz)

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

---

Nas últimas décadas, as escavações de mineração tornaram-se cada vez mais profundas e com ângulos mais íngremes com o objetivo de aumentar a exploração e a produção do minério economicamente importante. Assim, são exigidas novas medidas de segurança com aplicação de normas ambientais durante o processo de produção, com o intuito de cuidar também os interesses econômicos, respaldados por capitais privados, associados a fortes capacidades na segurança das operações da produção, respaldadas pela gestão de riscos geotécnicos.

Minerações de grande escala, que começaram suas operações em meados do século passado, passaram a executar profundas escavações a céu aberto com o objetivo de extrair minerais em grandes quantidades de material rochoso; desta forma os taludes das lavras a céu aberto vêm alcançando alturas superiores a 300 metros. Além disso, justificado pela necessidade de obter o maior ganho econômico possível através da extração de minério, os taludes finais tornam-se íngremes, de tal forma que a extração do material estéril diminui, reduzindo também os fatores de segurança na produção.

Conforme mostra a literatura, muitas lavras de mineração foram projetadas prevendo-se para o futuro taludes globais com alturas superiores a 1100 m (Hoek et al., 2000 e Call et al., 2000), as quais respondem principalmente a quesitos econômicos vinculados diretamente ao preço dos metais e aos custos operativos. Assim, a estimativa dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos maciços rochosos na atualidade, precisam de estudos com uma maior acurácia e maior abrangência ao longo do tempo, isto pela quantidade de vidas humanas e os altíssimos custos dos equipamentos que operaram na fase de exploração a dezenas de metros de profundidade.

Geralmente, na engenharia prática de projetos de taludes, somente é considerado um valor para cada parâmetro de resistência por unidade litológica para todos os estágios de escavação durante a vida útil da jazida mineral associado a uma análise de estabilidade até a parede final, sem considerar a evolução dos parâmetros de resistência e deformação do maciço rochoso originada pelo processo de escavação a fogo e a construção de bancadas que atingem grandes profundidades.

Além disso, é de conhecimento que a configuração geométrica da lavra ou cava de mineração vai depender, basicamente, da distribuição espacial do corpo mineral, em conjunto com as características geomecânicas do maciço rochoso e sua operabilidade na escavação a fogo.

Assim na atividade do engenheiro geotécnico em mineração, devesse destacar dois contextos influentes de um apropriado estudo de projeto de escavação a fogo considerando, ao mesmo tempo, taludes de qualidade em quanto a segurança, quais sejam: um adequado estudo geológico geomecânico que conte com aspectos de exploração mineral e ao mesmo tempo, estudos geotécnicos de estimativa da deflagração ou redução da resistência do maciço rochoso para diferentes bancadas (especialmente as superiores), com a conseqüente avaliação de estabilidade dos taludes em três etapas principais: no projeto, na operação/produção (neste trabalho) e no fechamento da cava de mineração.

Neste trabalho propõe-se uma metodologia para conseguir estimar a diminuição da resistência dos maciços rochosos que constituem taludes de mineração para os diferentes estágios de exploração com escavação, que têm a particularidade de contar com uma litología desarmônica e uma geologia complexa sem padrão estrutural definido (resultado da tectônica regional e/ou pelo efeito escala), que ao mesmo tempo sofrem carregamentos dinâmicos como são as detonações decorrentes da escavação a fogo (típicos em minerações com exploração de grande escala). Esta metodologia é uma unificação de propostas de diferentes pesquisadores que se encontram na literatura especializada as quais visam objetivos diferentes.

Esta pesquisa é desenvolvida na mineração de cobre Tintaya (Cusco-Perú), a qual reúne as características anteriormente descritas, assim este trabalho visa uma aplicação na engenharia prática com concentração no projeto de taludes e na segurança através da estimativa da resistência de maciços rochosos cuja variabilidade pode produzir queda de blocos, rupturas pontuais em nível de bancadas e até deslizamentos em taludes inter rampas e globais durante a escavação e operação de equipamentos de extração mineral.

## **1.1. MOTIVAÇÃO E JUSTIFICATIVA**

Na literatura técnica é observada a grande quantidade de estudos, financiados por mineradoras globais, empresas provedoras de explosivos, centros de pesquisa em engenharia mineral e universidades, relativos à fragmentação de rochas pelo método de detonação de maciços, isto pela importância da granulometria das partículas rochosas no processo metalúrgico de lixiviação ou de flotação, requerendo para isso a participação do engenheiro geotécnico.

Porém, esta é somente uma das funções de estudo do geotécnico em mineração sendo ainda mais importante o cuidado das paredes da cava no plano de produção e a estabilidade das estruturas rochosas depois de qualquer carregamento dinâmico induzido e a estimativa dos parâmetros afetados do maciço rochoso. Ao produzir uma perturbação ou distúrbio no maciço rochoso pelas detonações, os parâmetros de resistência iniciais de projeto mudam originando, em geral, redução em quanto aos valores iniciais (o GSI e a resistência a compressão uniaxial da rocha intacta -  $\sigma_{ci}$ ) com o incremento do fator de distúrbio ou perturbação (D) proposto no critério de Hoek & Brown (2002), os quais são úteis no planejamento geotécnico ao curto prazo, quando estes são levados em termos do critério de ruptura de Mohr - Coulomb.

As variáveis de um plano de fogo principalmente as características dos explosivos e dos acessórios utilizados (Holmberg & Persson, 1979), as informações básicas da geologia e geofísica local no projeto de detonação (Adamson, 1992 & Adamson et al., 1996), os parâmetros de resistência do maciço e dos planos de fraturamento (Tejada, 2007) são motivo de pesquisas individuais nos últimos anos. Porém, a estimativa da resistência reduzida do maciço rochoso e o estudo sobre a estabilidade de taludes em rocha de mineração, assumindo uma parcela de perda da resistência inicial, para cada etapa de escavação são pouco estudados, englobando as características supramencionadas.

Este estudo se justifica principalmente na complexidade para a determinação de parâmetros de avaliação da estabilidade de taludes de mineração em diferentes condições com maciços deflagrados na resistência e a respectiva quantificação durante a exploração, fundado no fato de existir certos riscos advindos por ocorrer na proximidade das áreas operativas com o pessoal e os equipamentos de escavação, pela infraestrutura para as atividades de beneficiamento de minerais. A qualidade de parâmetros ajuda na otimização do negocio.

As técnicas de controle de danos em detonações são frequentemente sugeridas sem a precisão de como se implementar. Entretanto, torna-se difícil convencer proprietários e contratantes de que as aplicações de técnicas de controle são vantajosas financeiramente, no caso de atingir maiores ângulos globais com a postergação de desmonte estéril. Com a conseqüente mínima variação dos parâmetros iniciais de projeto (qualidade), sem problemas de estabilidade de taludes otimizados que podem paralisar a extração do minério econômico.

Experiências em projetos de exploração mineral subterrânea controlada têm sido realizadas ultimamente, mostram que os gastos dos suportes podem ser reduzidos significativamente e que os prejuízos são menores se comparados com casos de escavações sem controle. Este

estudo trata de demonstrar a vantagem técnica aplicada no caso de escavações a céu aberto com concentração na mineração de cobre Tintaya no Peru e a contribuição na segurança utilizando análises com parâmetros apropriados para evitar prováveis acidentes geotécnicos com impacto na segurança da produção em caso de abalos sísmicos induzidos.

## 1.2. OBJETIVOS

O objetivo geral é propor uma metodologia para estimar os parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço rochoso antes e após da escavação a fogo (carregamentos dinâmicos) numa parede rochosa estruturalmente complexa na mineração de cobre Tintaya (Perú) para assim avaliar a provável redução de parâmetros pela perturbação (dano). Para que seja possível atender ao objetivo principal, os seguintes objetivos específicos foram atingidos:

- Caracterizar desde uma óptica estrutural, geológica, litológica, tectônica e geomecânica o maciço norte da cava a céu aberto onde se enfoca a presente pesquisa.
- Definir, antes e depois das detonações, os parâmetros geomecânicos de rocha intacta e das descontinuidades e assim obter propriedades de maciço rochoso através de janelas de amostragem, ensaios de laboratório, ensaios de campo e análises de dados.
- Definir um modelo de vibrações de campo próximo (*near field*), utilizando ferramentas geofísicas para a obtenção da onda P nos maciços rochosos estudados. Este modelo ajudará a definir o dano ou distância afetada dentro do maciço rochoso.
- Avaliar os resultados das detonações fazendo uma comparação da bancada projetada com a construída obtida, isto por meio da conciliação geotécnica - topográfica e assim obter o dano real na face dos taludes estudados e verificar se ocorrem prováveis mecanismos de ruptura, o que indicaria erro nos parâmetros adotados no projeto.
- Para diferentes condições (antes e após da escavação a fogo), deve-se estimar os parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço rochoso e analisar o fator perturbação (D) (Hoek et al., 2002), para a re estimativa do critério de Hoek & Brown a partir da classificação geomecânica, envoltórias de ruptura e do modelo de vibrações, e assim propor uma equação para estimar os valores do D para Tintaya.
- Realizar uma avaliação preliminar de estabilidade de taludes com as condições (i) antes e (ii) após das detonações, para verificar a variação do fator de segurança e deslocamentos pela mudança de parâmetros de resistência e deformabilidade.



➤ Definir ferramentas com base nos parâmetros geofísicos e geomecânicos da pesquisa para a estimativa do GSI reformulado aplicável a Tintaya útil para a definição do dano.

### **1.3. METODOLOGIA**

A presente pesquisa é desenvolvida na mineração Tintaya propriedade e controlada por Xstrata Copper localizada na região do Cusco no Peru, para o qual foi selecionada uma das paredes rochosas localizadas numa das diferentes cavas, estudando o maciço norte dividindo este em duas seções: (i) o Talude Tintaya; e (ii) o Talude Chabuca. Assim, para que seja possível atender aos objetivos anteriormente descritos, foram cumpridos os seguintes passos:

#### **1.3.1 Revisão, Compilação e Elaboração das Informações Preliminares**

Foi feita uma revisão bibliográfica para uma visão do estado da arte quanto ao comportamento de maciços rochosos e dos taludes altos neles escavados, os métodos de escavação a fogo, métodos e estudos sísmicos induzidos aplicáveis, cobrindo também os métodos de estimativa e a medição de propriedades que objetivem a quantificação do dano ao maciço rochoso afetado por carregamentos dinâmicos, entre outros.

Também é revisada a idoneidade ou aplicação de diferentes métodos de caracterização geológica estrutural, tectônica e geofísica dos maciços rochosos, além disso, são revisadas principalmente as propostas de Bieniawski (1989) e Hoek (1995) para a classificação geomecânica e se estas contam com as características a avaliar (principalmente condições das descontinuidades e resistência a compressão uniaxial), assim como os métodos para determinar parâmetros geotécnicos de forma indireta (martelo de Schmidt e ensaio de carga pontual) e direta (ensaio de laboratório).

#### **1.3.2 Seleção, Estabelecimento de Condições e Caracterização Geomecânica**

Foi selecionado o Maciço Norte da mineração Tintaya, o qual é representativo das operações de lavra a céu aberto da mineração Tintaya, o qual ao longo da sua escavação cumpre as condições relatadas nos objetivos (estruturas e geologia complexa e extração contínua de material a grande escala). A caracterização dos maciços rochosos é feita estruturalmente, geomecanicamente, litologicamente e estudos de descontinuidades principais.

### **1.3.3 Mapeamento Geomecânico**

Nos taludes selecionados é feito um mapeamento geomecânico detalhado, através de 527 janelas de amostragem, distribuído em forma de bancadas antes e depois da detonação com o principal objetivo de observar as possíveis mudanças do RQD (Deere, 1969), do espaçamento, das características das descontinuidades (persistência, abertura, rugosidade, preenchimento e alteração) e a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta e assim calcular o RMR e conseqüentemente o GSI em ambos estados e estabelecer o grau de redução do maciço.

### **1.3.4 Ensaios Geofísicos de Campo e Ensaios de Laboratório**

Durante a detonação, foram feitos ensaios geofísicos do tipo sísmicos para a determinação da onda P segundo a proposta de Scherpenisse et al. (1997), isto foi útil para realizar o modelo de campo próximo (*near field*), determinando assim a distância perpendicular à face do talude até onde as ondas de choque viajam no talude diminuindo a resistência ao cisalhamento deste.

Foram feitas sondagens rotativas geotécnicas de barrilete duplo coletando testemunhos do tipo HQ ( $D_{\text{interior}}=63\text{mm}$ ) nos taludes estudados com o intuito de medir os parâmetros de resistência e deformabilidade com amostras a profundidade (não perturbadas) em laboratório através dos ensaios de carga pontual (PLT), compressão uniaxial (UCS) principalmente e triaxial segundo as recomendações do ISRM (1981).

### **1.3.5 Definição dos Parâmetros Geotécnicos**

Tendo como base o mapeamento das descontinuidades, análise estrutural, mapeamento geomecânico, modelo de vibrações e propagação de ondas e os ensaios de laboratório, posteriormente, é estimada a resistência do maciço rochoso antes e depois de cada escavação a fogo, observando assim as possíveis mudanças que podem ocorrer. Nos maciços rochosos que compõem os taludes estudados foi aplicado o critério de ruptura Hoek & Brown (1995) para o estabelecimento dos parâmetros apropriados. O programa RocLab (Rocscience, 2004) foi o meio para que posteriormente estes parâmetros de Hoek & Brown levados em termos de Mohr - Coulomb. Para conseguir isto foram definidas três condições de avaliação: (i) inicial: antes da escavação a fogo; (ii) imediatamente depois da detonação; e (iii) final: quando a bancada é construída aproximadamente um mês depois da condição anterior.

### **1.3.6 Conciliação Geotécnica Topográfica**

Para a observação do detalhe dos setores estruturais, geológicos e geomecânicos onde existiu dano ao maciço rochoso foi utilizada a proposta de Williams et al. (2009) a qual permite detectar os problemas no plano a fogo na linha da cresta do talude seguinte do projeto fazendo uma comparação com a linha real escavada, esta é denominada conciliação geotécnica topográfica a qual é útil para a otimização da detonação e a minimização do dano ao maciço rochoso tanto em bancadas simples de 15m como em bancadas duplas de 30m de altura.

### **1.3.7 Identificação do Dano pela Detonação e Definição do Fator D**

Utilizando as ferramentas dispostas na literatura técnica se realizará a identificação dos danos da detonação no talude remanescente associados aos resultados dos itens anteriores. Para o caso pontual da mineração Tintaya é estimado o fator D utilizando a proposta de Hoek et al. (2002) estimando valores de acordo ao dano real para cada seção, considerando que para a aplicação deste critério de ruptura deve-se de atribuir valores da tabela proposta pelos autores anteriormente mencionados de uma forma quase qualitativa (0 para produção sem perturbação, 0.7 para escavação mecânica e 1 para produção sem controle na detonação). Esta parte da pesquisa é a unificação dos resultados encontrados nas etapas anteriores, definindo-se por litología, grau de fraturamento e o GSI.

### **1.3.8 Estimativa da Resistência nas Diferentes Etapas de Construção**

Com a informação proveniente da caracterização geomecânica por bancada construída, os danos da geometria depois da detonação registrados na conciliação e os valores do modelo de vibrações, foi estimado o modulo de deformabilidade do meio rochoso com o qual foi calculado o fator de perturbação o distúrbio D a partir das propostas de Hoek et al. (2002) e Hoek & Diederichs (2006), entre outros. Definindo assim diferentes envoltórias de resistência para cada condição de escavação da parede em estudo.

### **1.3.9 Simulações Computacionais e Estimativa do GSI para Tintaya**

A simulação dos taludes estudados foi feita nas distintas situações já descritas utilizando diferentes ferramentas embutidas em programas de computação. A estabilidade dos taludes em níveis de bancadas de rocha (BFA) foi analisada somente em zonas críticas, utilizando o

método cinemático com o auxílio do programa DIPS v.5.0 (Rocscience, 1997) e a escala de várias bancadas (IRA) utilizou-se o programa SLIDE v.5.0 (Rocscience, 2004) e PHASE2 v.7.0 (Rocscience, 2009). As análises tem por objeto estudar a variação do fator de segurança e deslocamentos antes e depois das detonações

Os resultados da medição da onda P foram processados no programa *Blastware Waveform Analysis* e os modelos de vibrações de campo próximo e distante foram desenvolvidos numa rotina feita no *Microsoft Excel*. O programa RocLab v.1.0 (Rocscience, 2002) foi utilizado para a geração das envoltórias de resistência com os critérios de ruptura anteriormente mencionados. Assim, com a proposta de Marinós e Hoek (2000) juntamente com os dados já obtidos foi apresentada uma modificação do ábaco do GSI para a definição da resistência.

### **1.3.10 Interpretação e Análise de Dados**

A interpretação e análise de dados tanto de campo, de laboratório e computacionais como das provenientes das análises tem que ser conclusivas e têm que ajudar a apresentar sugestões surgidas das dificuldades encontradas a partir das novas necessidades detectadas durante o trabalho de campo e analítico.

## **1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

Esta tese está dividida em duas partes. A primeira relata os fundamentos teóricos necessários para a compreensão do tema motivo da pesquisa (Capítulos 2 e 3) e a segunda é feita uma pesquisa de aplicação por meio de um estudo de caso (Capítulos de 4 a 7).

O Capítulo 1 expõe a importância e relevância do tema proposto, os objetivos da pesquisa e a metodologia utilizada para ser atingidos. O Capítulo 2 trata a revisão bibliográfica da caracterização e classificação de maciços rochosos, taludes de mineração e geofísica. São tratados e discutidos os critérios de ruptura para maciços rochosos através principalmente da evolução do critério de Hoek & Brown. O Capítulo 3 apresenta a metodologia proposta seguida na tese sobre os fundamentos geofísicos relativos à sísmica induzida da escavação a fogo, a forma de medição e interpretação de ondas geradas pela detonação através do maciço rochoso, também se relata as componentes do plano fogo (perfuração), métodos de proteção de paredes rochosas e da conciliação do projeto em comparação com o construído.

O Capítulo 4 é uma descrição de um caso em estudo como é o maciço norte da mineração Tintaya, através de mapas dos aspectos de geologia de engenharia e a descrição da petrogênese, a geologia estrutural, a tectônica regional, além da localização da jazida mineral. O Capítulo 5 apresenta a aplicação da caracterização e classificação dos maciços rochosos do talude rochoso, se estabelecem parâmetros geotécnicos e geofísicos do modelo de vibrações. Também se discute o dano produzido pela escavação da bancada com o auxílio da conciliação geotécnica. O Capítulo 6 apresenta a estimativa da resistência do maciço rochoso ao longo do processo evolutivo de escavação e as condições estabelecidas dos taludes do caso em estudo analisando diferentes situações baseadas nos resultados. Finalmente, no Capítulo 7 são apresentadas as conclusões obtidas das análises das propostas dos parâmetros de resistência e as recomendações e sugestões para pesquisas que tratem o assunto no futuro.

## 1.5 A GEOMECÂNICA NA ECONOMIA DE MINERAÇÃO

Aproximadamente 30 anos atrás quando ocorreu a primeira Conferencia Internacional de Estabilidade de Cavas a Céu Aberto de Mineração (*First International Conference on Stability in Open Pit Mining*) o preço no mercado dos principais metais não era estável e tinha tendências negativas, desta forma a indústria dos metais base não passava bons momentos na historia econômica dos minérios (Figuras 1.1 e 1.2).

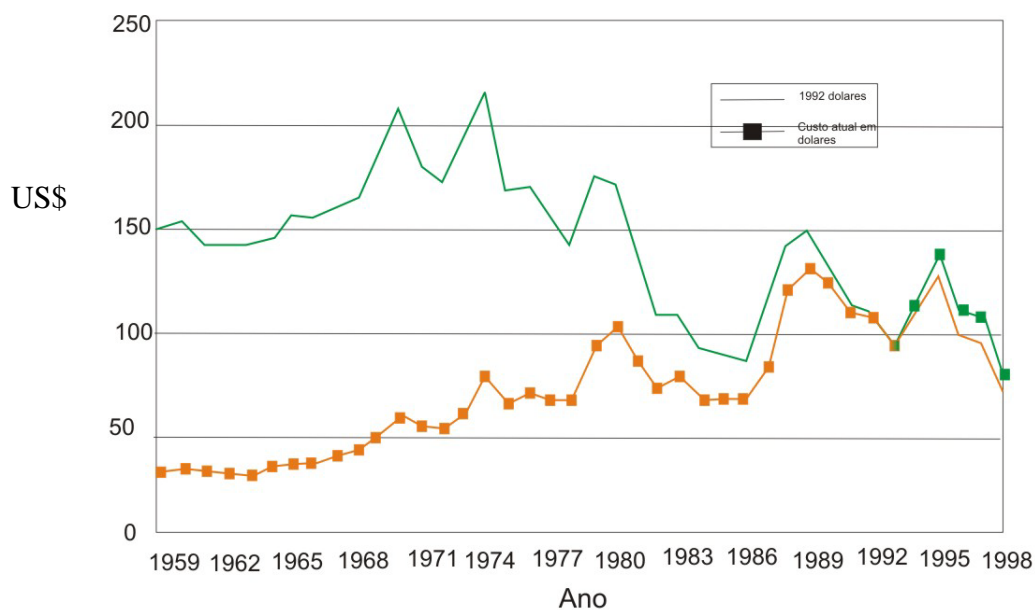


Figura 1.1 – Tendência do preço do cobre, preço por produção de cobre (média anual em US\$) (modificado - Edelstein, 2000).

Aparentemente com a crise financeira que se iniciou no ano 2008 esta condição novamente determina o futuro das empresas mineradoras globais que exploram e produzem derivados dos metais bases como o cobre, ferro, níquel, zinco, chumbo, entre outros. Como se pode observar na Figura 1.3 o preço do ouro, no mesmo período, passou por certa estabilização ou uma baixa diminuição do preço a comparação de outros metais, fato econômico repetido na atualidade para a indústria de mineração.

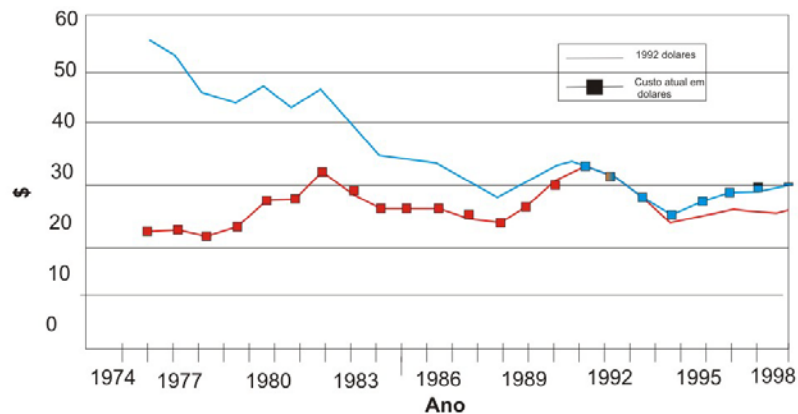


Figura 1.2 – Tendência do preço do minério fino de ferro preço de minério fino de ferro (media anual no Brasil) (US\$ por  $TM^3$  de conteúdo de ferro) (modificado - Kirk, 2000).

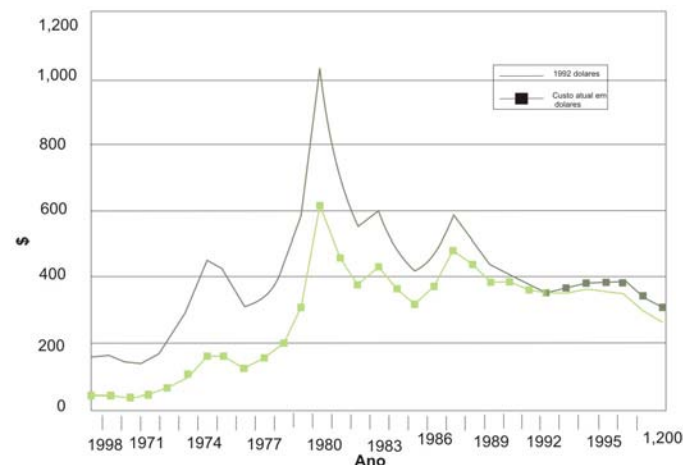


Figura 1.3 – Tendência do preço do ouro preço do ouro (media anual no mundo) (US\$ por oz -30g-) (modificado - Amey, 2000).

Em qualquer das condições relatadas no parágrafo anterior, o grupo geotécnico da mineradora em coordenação com as áreas de planejamento de mina e de operações pode conseguir fazer sair ou de manter a empresa durante a crise com segurança na exploração, de forma que se

tenha uma maior produção e os custos operativos diminuam. Este fato se pode conseguir fazendo os planejamentos com taludes com maiores ângulos inter rampa (IRA) e global (OA), taludes mais íngremes, e conseguindo postergar material estéril assim retirando só material com minério tendo uma maior ganância em curto prazo.

O supramencionado depende de parâmetros de resistência e deformabilidade de qualidade no estágio operativo da mineração diferente ao de projeto, já que este último tem certas limitações, isto de acordo ao objetivo desta pesquisa. Estas dimensões são possíveis através do estudo de detalhe da resistência do maciço rochoso em condições operativas considerando a escavação a fogo como o principal agente deflagrador associado a fatores de segurança (FS) mínimos e o estabelecimento de uma adequada gestão de riscos geotécnicos, já que estes aumentam proporcionalmente com o ângulo e altura do talude inter rampa e global.

Na atualidade, o processo total de desenvolvimento de taludes (projeto, configuração e escavação) é resultado da iteração de três grupos: planejamento, produção e geotecnia. Dessa forma, idealmente, a iteração deveria de funcionar como é mostrado na Figura 1.4a. Porém, na realidade certos trabalhos são feitos em conjunto (Figura 1.4b) ou de forma global (Figura 1.4c).

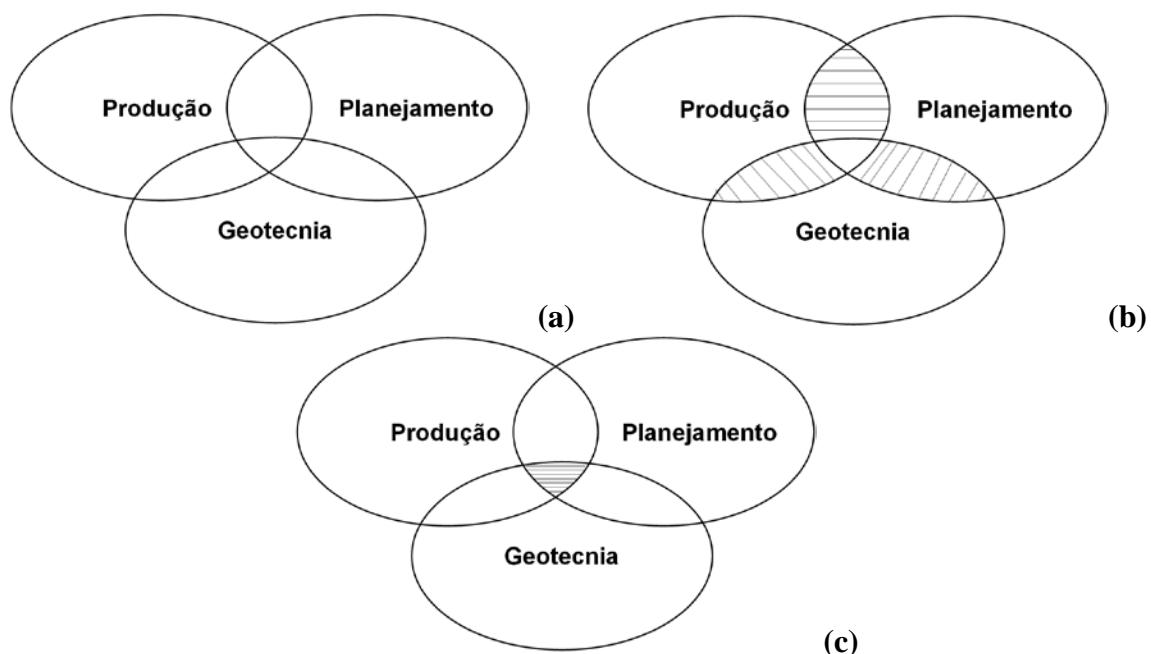


Figura 1.4 – Interação entre os atores no projeto de taludes de mineração (a) interação idealizada (b) interação dupla e (c) interação total para uma tarefa pontual.

Estes esquemas envolvem, na engenharia prática e na economia mineira, determinados pesos que podem ser medidos no poder de decisão, por exemplo, no nível de risco a adotar na exploração, nos custos de produção, velocidade de operação, entre outros.

Na atualidade, o conhecimento de diversos projetistas ou consultores é restringido pela pressão exercida pela economia de impacto da volatilidade dos preços dos metais no mercado e ocasionam certa tendência de acrescentar o grau de detalhe do projeto ou de fazê-lo excessivamente prático, sem considerar aspectos técnicos ligados à segurança e/ou a economia do mercado nacional ou mundial. Cada grupo de projeto, planejamento, produção e geotecnia, têm participações especiais e exclusivas com abordagens diferenciadas no projeto e operação de taludes de mineração. Estes interesses são apresentados no diagrama da Figura 1.5.

No caso do departamento de planejamento este é altamente interessado na localização da cava a céu aberto com vinculação direta na geometria do corpo mineral e nos fatos que façam a exploração mais econômica (departamento de produção). Deste jeito, as demais áreas têm que aceitar a posição determinada do pé do talude inter rampa (IRA - *InterRamp Angle*) e do talude global (OA - *OverAll Slope*). Para o caso do departamento de geotecnia, o interesse fundamental é que todas as estruturas onde se precise otimizar desde um ponto de vista econômico e que o guardem certos limites de segurança, por exemplo, no fator de segurança do ângulo de cara de bancada (BFA – *Bench Face Angle*) e da largura das bancadas.

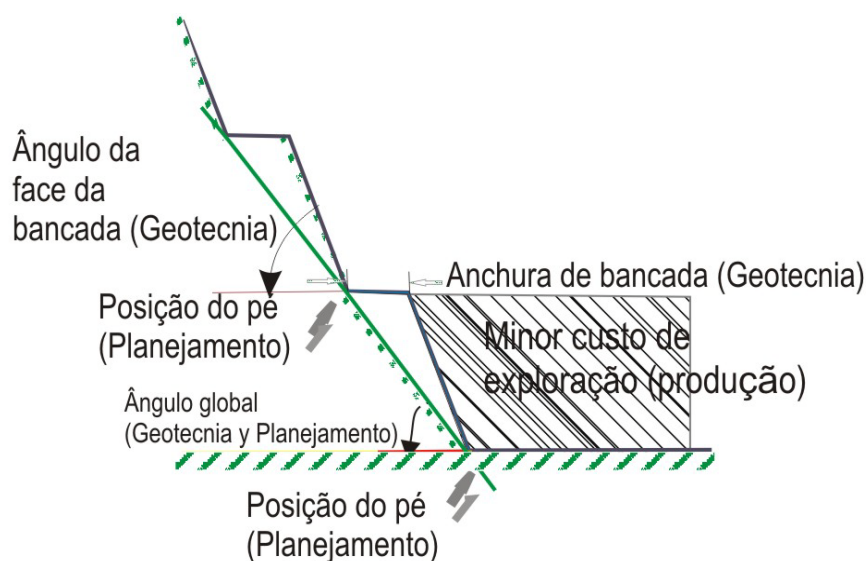


Figura 1.5 – Principais áreas na operação de mineração e suas responsabilidades de projeto de taludes da cava a céu aberto, envolvendo planejamento de mina, geotecnia e produção.



## CAPÍTULO 2

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

Os diversos fenômenos e os diferentes comportamentos das rochas são os objetos de estudo das ciências geológicas. Para a engenharia de minas, o maciço rochoso é onde se encontra depositado o mineral, que deve ser retirado para seu aproveitamento metalúrgico industrial e é por isso que se produzem diversas modificações na geometria nos corpos rochosos, com fins de exploração tanto pelo método superficial (céu aberto) quanto pelo subterrâneo (túneis).

A caracterização geológica – geotécnica é a colocação em evidência dos atributos do meio rochoso que, isolada ou conjuntamente, condicionam o seu comportamento ante as solicitações impostas por uma dada obra. Já a classificação geomecânica do maciço rochoso é o ato de hierarquizar as características ou atributos do maciço rochoso, organizando-as individualmente em classes, associando estes comportamentos diferenciados do meio rochoso às condições de solicitação consideradas (Serra & Ojima, 1998).

Sob o ponto de vista da engenharia civil, o maciço é um conjunto de blocos de rocha justapostos e articulados. O material que constitui os blocos é a matriz, denominado rocha intacta e as superfícies que os limitam são as descontinuidades (Serra & Ojima, 1998).

#### 2.1 METODOLOGIAS DE ESTUDO DE MACIÇOS ROCHOSOS

No estudo dos maciços rochosos, solicitados por obras de engenharia, são conhecidas duas metodologias: a direta, através de ensaios de laboratório e de campo e a indireta, que é através de correlações, utiliza as diferentes classificações geomecânicas existentes na literatura. Estas duas são utilizadas para analisar o comportamento do maciço rochoso em processo de exploração mineral através de escavações subterrâneas ou em taludes a céu aberto.

A metodologia de estudo de maciços deve ser planejada para se obter a melhor solução para um projeto de engenharia específico com objetivos próprios de análises, através de métodos simples como o de equilíbrio limite, abordagens estatísticas ou com métodos complexos como os matemáticos e numéricos (Tejada-Cervantes, 2007).

A adoção de uma dada metodologia está em função da distribuição e quantidade de famílias de descontinuidades existentes no maciço rochoso em relação às dimensões da obra. Assim, se o maciço rochoso estudado se comporta como rocha intacta ou até com dois sistemas de

descontinuidades, é possível a aplicação da metodologia direta para a avaliação. Caso o maciço seja fraturado, com um número de famílias igual o superior a três, o comportamento do mesmo dependerá do fator escala, aplicando-se neste caso a metodologia indireta. O modelo geomecânico a ser utilizado no estudo de maciços rochosos representa a versão ideal dos principais aspectos geológicos e geotécnicos que o caracterizam, permitindo inferir tendências do comportamento do meio em estudo (Hoek & Brown, 1988).

A Figura 2.1 representa uma síntese de funcionamento das duas metodologias descritas anteriormente (direta e indireta) através de um fluxograma proveniente dos métodos de projeto para escavações em rocha (Bieniawski, 1984). No desenvolvimento da Mecânica de Solos e da Geologia Estrutural e com a concepção da Mecânica das Rochas, aliada à experiência de diversos pesquisadores e projetistas nos estudos de taludes rochosos como objeto de obras civis ou de mineração, destacam-se duas das quatro fases de evolução que menciona Gama (1984) *apud* Durand (1995), que na atualidade são utilizadas:

(i) Fase analítica – os problemas de estabilidade de taludes são estudados através de modelos matemáticos e solucionados por cálculo numérico (métodos de equilíbrio limite ou pela análise tensão-deformação) a partir de dados e parâmetros geométricos, geológicos, geomecânicos e hidrogeológicos dos maciços rochosos.

(ii) Fase de engenharia de taludes – este estudo parte da coleta realística de dados e parâmetros dos maciços (coletados *in situ* por sistemas de classificação geomecânica ou através de retroanálise), incorporando-os a cálculos, ábacos de estabilidade e análises probabilísticas de segurança dos taludes, desenvolvendo soluções práticas visando otimizar o desempenho dos taludes em função das variáveis econômicas e da segurança.

## **2.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA – GEOTÉCNICA**

No caso da estabilidade de um talude em rocha, certas descrições quantitativas podem ser usadas diretamente em uma análise preliminar pelo método do equilíbrio limite. A orientação, locação, persistência, pressão d'água e resistência ao cisalhamento de descontinuidades críticas são dados essenciais para uso em análise de estabilidade de taludes. Na fase de investigação preliminar, os dois últimos parâmetros podem, provavelmente, ser estimados com aceitável precisão a partir de uma cuidadosa descrição da natureza das descontinuidades. Feições como rugosidade, resistência das paredes, grau de intemperismo, tipo de material de

preenchimento e sinais de percolação d'água são dados indiretos para esse problema de engenharia (Cavalcante, 1997).

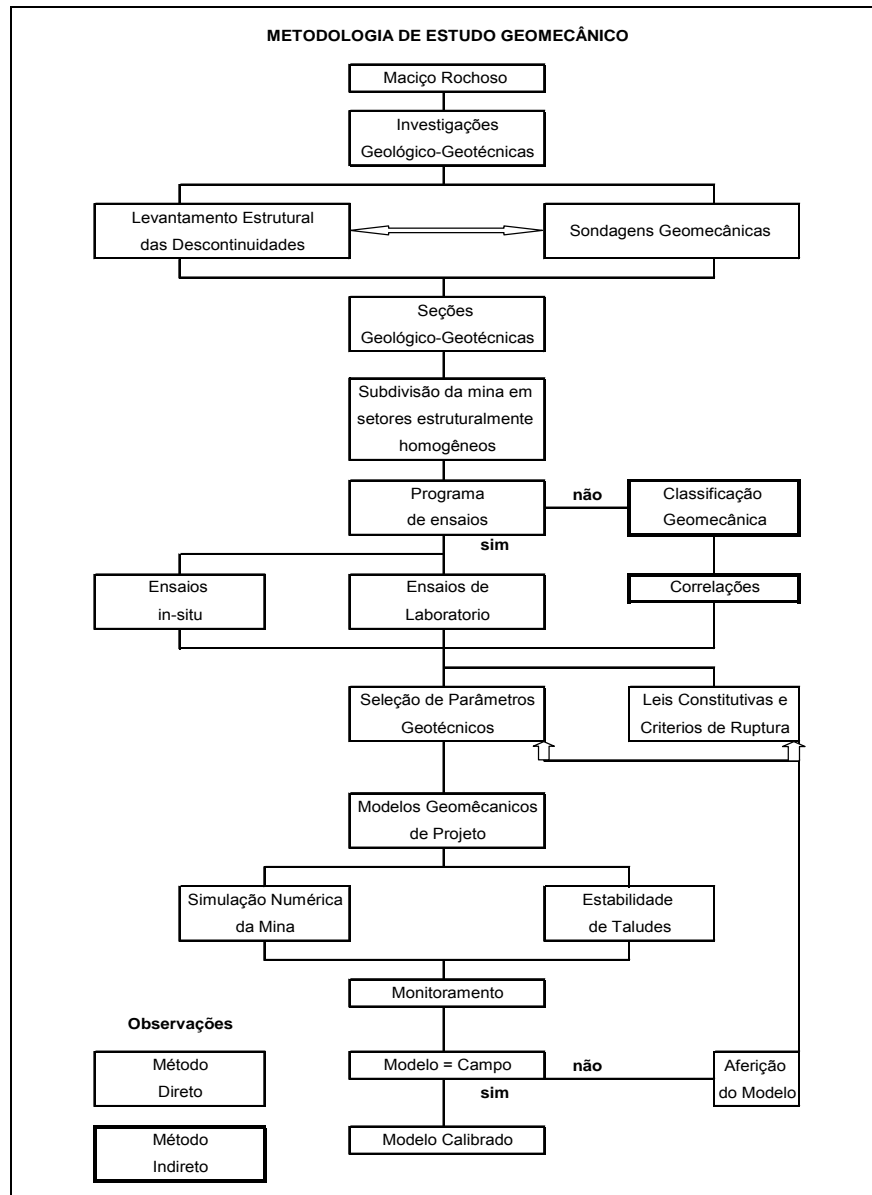


Figura 2.1 – Fluxograma de metodologias de estudos geomecânicos (modificado – Bieniawski, 1984).

### 2.2.1 Mapeamento Superficial de Estruturas Expostas

Os métodos de mapeamento ou amostragem no campo das descontinuidades do maciço rochoso foram discutidos por diversos pesquisadores (Hoek & Bray, 1981), destacando-se dois critérios: o mapeamento por área definida chamada janelas de amostragem (*sampling windows*) e a amostragem linear (*scanline*). O primeiro consiste no mapeamento de todas as estruturas presentes numa área delimitada (altura de bancada) espaçadas em intervalos de 30

m na face de um talude. No segundo método, são registradas todas as descontinuidades que interceptam uma trena numa distância de 30 m esticada na face de um túnel ou no maciço de interesse (Hoek & Brown, 1980; Hoek & Bray, 1981; Meza et al., 2002).

Nos casos de mapeamento de taludes íngremes e de grandes magnitudes, de difícil acesso ao maciço, qualquer interpretação ou representação feita desde a base ou topo do talude, somente darão uma idéia geral (Legget & Hatheway, 1988 *apud* Durand, 1995). Desta forma, a adequada amostragem das características das descontinuidades nos diferentes níveis de bancadas de rocha nos taludes e a maior quantidade de locais mapeados forneceram dados para uma melhor interpretação dos maciços rochosos nesta fase da avaliação geomecânica.

Para mapear as estruturas deve-se, em primeira instância, conhecer as coordenadas geológicas das descontinuidades, sendo esta característica do posicionamento da mesma no espaço, descrita pela direção da linha de máxima declividade (mergulho) e pelo ângulo de mergulho da linha de maior inclinação sobre o plano da descontinuidade. Na Mecânica das Rochas, existe uma tendência de representar a orientação da descontinuidade pelo ângulo do vetor mergulho com a horizontal (0-90°), seguido do azimute do vetor mergulho (0-360°).

A orientação das descontinuidades determina a forma dos blocos individuais, acamamentos ou mosaicos que formam o maciço rochoso, além de controlar os possíveis modos de instabilidade e o desenvolvimento de deformações excessivas. A importância da orientação cresce quando outras condições para o escorregamento estão presentes, tais como a baixa resistência ao cisalhamento e um número suficiente de descontinuidades ou famílias de descontinuidades que possam ocasionar o escorregamento (Tejada-Cervantes, 2007).

Para a apresentação de uma forma sistemática dos dados geológicos de um levantamento geomecânico regional e/ou local, se tem diversas formas como: (i) utilização de diagramas de blocos (Goodman & Shi, 1985) (ii) diagrama de roseta (iii) projeção estereográfica. Com estas ferramentas, a visualização das feições estruturais para a análise de estabilidade é fácil de realizar, acompanhado com um relativo tempo de prática e conhecimento de geologia estrutural (análise cinemática).

A utilização do método de projeção estereográfica é a melhor forma de representar os dados geológicos estruturais (Hoek & Bray, 1981), permitindo o estudo estatístico da distribuição dos dados por meio de métodos gráficos. Este estudo estatístico de distribuição das descontinuidades é feito com programas computacionais, como o programa DIPS v.5.0 de Rocscience, e que foi usado também nesta pesquisa.

### **2.2.2 Análise Estrutural**

Na análise estrutural procura-se representar a orientação espacial das diferentes estruturas geológicas, com o objeto de entender os mecanismos de deformação na área de estudo e também poderem-se definir a distribuição das tensões que originam as deformações.

O objetivo principal de fazer o levantamento geotécnico, com dados geológicos e estruturais, das estruturas presentes no maciço rochoso é obter a orientação de todas as estruturas geológicas como falhas, juntas, diques, brechas, descontinuidades, trincas de tração, entre outras, para que, posteriormente, com essa informação se realizem análises cinemáticas para resolver problemas geoestruturais.

### **2.3 INVESTIGAÇÕES GEOMECÂNICAS DE CAMPO E LABORATÓRIO**

O mapeamento sub-superficial das estruturas geológicas e a amostragem de corpos de prova de rocha através de trincheiras, poços e galerias, fornecem informação de boa qualidade para a avaliação geotécnica, quando se tem um maciço rochoso pouco alterado e/ou fraturado à profundidade, como também permite conhecer a localização do nível da água subterrânea.

Em mineração é uma prática muito comum utilizar sondagens rotativas para definir corpos do mineral a profundidades variadas. Para poder caracterizar os testemunhos de rocha aproveitando as sondagens minerais com fins geotécnicos, estas devem ser utilizadas com um tipo de coroa que não destrua, com a rotação das sondas, o corpo do testemunho ou ser de parede dupla, como é normalmente.

Tudo isto é acoplado nas sondas comuns para poder isolar o testemunho imediatamente depois que foi cortado pela coroa diamantada, recuperando assim a amostra com a menor perturbação possível obtendo testemunhos de boa qualidade, para posteriormente ter os cuidados necessários no armazenamento, transporte e preparação do corpo de prova para a realização de ensaios geotécnicos com finalidade de obtenção de parâmetros de qualidade dos geomateriais.

A fim de caracterizar o maciço rochoso, é necessária a execução de ensaios de campo ou de laboratório para obter alguns dos parâmetros (ISRM, 1981):

- Petrográfica, executada em laboratório, incluindo a análise de seções delgadas, ensaios granulométricos e análises químicas.

- De propriedades índices compreendem, basicamente, o teor de umidade, porosidade, massa específica, absorção de água, expansão e desgaste a úmido.
- De propriedades hidráulicas que compreendem a determinação da condutividade hidráulica, sendo que, em geral, é mais importante a condutividade do preenchimento das descontinuidades do que a da rocha intacta.
- De propriedades mecânicas definidas por ensaios de resistência à compressão uniaxial, compressão triaxial, carga puntiforme, martelo de Schmidt, velocidade sônica, tração pelo método brasileiro, entre outros.

Para caracterizar corretamente o maciço é necessário caracterizar a matriz rochosa, ou rocha intacta e as descontinuidades. O material de rocha intacta pode ser caracterizado por:

- Litologia: tipo de rocha (mineralogia, cor, textura, tamanho dos grãos e estruturas).
- Alteração: às vezes chamada decomposição, constando de dois tipos: deutérica, causada internamente por fenômenos magmáticos, ou intempérica devida a agentes externos pela interação com a atmosfera e a hidrosfera. A Tabela 2.1 mostra a divisão em categorias da rocha definidas de acordo com o grau de alteração.
- Coerência ou consistência: é definida com base em propriedades de tenacidade, dureza e friabilidade. É caracterizada de maneira tátil visual de acordo com a resistência que a rocha oferece ao impacto do martelo de geólogo e ao risco com uma lâmina de aço. Na Tabela 2.2, é apresentada uma divisão em categorias da rocha definida pela coerência.
- Fraturamento: quantidade de descontinuidades que intercepta o testemunho, definido em trechos com espaçamento homogêneo; se dá em número de fraturas por metro. Na Tabela 2.3, é apresentada uma divisão em categorias da rocha pelo fraturamento.

Tabela 2.1 – Denominação da rocha segundo o grau de alteração (modificado – ISRM, 1981).

<b>Siglas</b>	<b>Denominações</b>	<b>Características da Rocha</b>
A1	Rocha sã ou praticamente sã.	Os minerais primários sem vestígios de alterações ou com alterações físicas e químicas incipientes. Neste caso a rocha é ligeiramente descolorida.
A2	Rocha medianamente alterada	Apresenta minerais medianamente alterados e a rocha é bastante descolorida.
A3	Rocha muito alterada	Apresenta minerais muito alterados, por vezes pulverulentos e friáveis.
A4	Rocha extremamente alterada	Apresenta minerais totalmente alterados e a rocha é intensamente descolorida, gradando para cores de solo.

Tabela 2.2 – Denominação da rocha segundo a coerência (modificado – ISRM, 1981).

Siglas	Denominações	Características da rocha
C1	Rocha coerente.	Quebra com dificuldade ao golpe de martelo, produzindo fragmentos de bordas cortantes. Superfície dificilmente riscável por lâmina de aço. Somente escavável a fogo.
C2	Rocha medianamente coerente.	Quebra com dificuldade ao golpe do martelo. Superfície riscável com lâmina de aço. Escavável a fogo.
C3	Rocha com coerência média.	Quebra com facilidade ao golpe do martelo, produzindo fragmentos que podem ser partidos manualmente. Superfície facilmente riscável com lâmina de aço. Escarificável.
C4	Rocha incoerente.	Quebra com a pressão dos dedos, desagregando-se. Pode ser cortada com lâmina de aço. Friável e escavável com lâmina.

Tabela 2.3 – Denominação da rocha segundo o fraturamento (modificado – ISRM, 1981).

Siglas	Fraturas por metro	Denominação do maciço
F1	<1	Ocasionalmente fraturado
F2	1 - 5	Pouco fraturado
F3	6 - 10	Medianamente fraturado
F4	11 - 20	Muito fraturado
F5	>20	Extremamente fraturado

As discontinuidades (planos de acamamentos, foliações, clivagem, xistosidade, zonas de fraqueza e falhas), podem ser descritas por dez parâmetros (ISRM, 1981):

- Atitude: para complementar o conceito deve ser especificado por meio do vetor mergulho (sentido ou direção do mergulho / mergulho) da linha de maior inclinação no plano da discontinuidade. A direção do mergulho é dada pelo azimute de uma linha perpendicular ao plano da discontinuidade, e o mergulho é a inclinação do plano da discontinuidade em relação à horizontal.
- Espaçamento: distância perpendicular entre duas discontinuidades.
- Persistência: comprimento do traço da discontinuidade no plano analisado.
- Rugosidade: ondulação ou aspereza das paredes das discontinuidades.
- Resistência das paredes: resistência à compressão uniaxial do material da parede. Quando a parede não é alterada a resistência é a mesma da rocha intacta.
- Abertura: distância perpendicular entre as paredes da discontinuidade.

- Preenchimento: material contido nas discontinuidades. As propriedades de resistência e hidráulicas deste material devem ser descritas.
- Condição de água: existência ou não de água (umidade, vazão do fluxo).
- Número de famílias: discontinuidades num intervalo de coordenadas geológicas.
- Tamanho dos blocos: são determinados pelo espaçamento das discontinuidades.

### 2.3.1 Sondagens Rotativas

As sondagens rotativas têm como principal objetivo a obtenção do testemunho representativo em camadas de rocha (amostras da rocha). Ao mesmo tempo permitem a identificação das discontinuidades do maciço rochoso e a realização no interior da perfuração de ensaios *in situ*, como por exemplo, o ensaio de perda de água, feito quando se deseja conhecer a permeabilidade da rocha ou a localização das juntas e falhas, ou como é no caso da presente dissertação realizar o cálculo do Índice de Qualidade de Rocha (RQD).

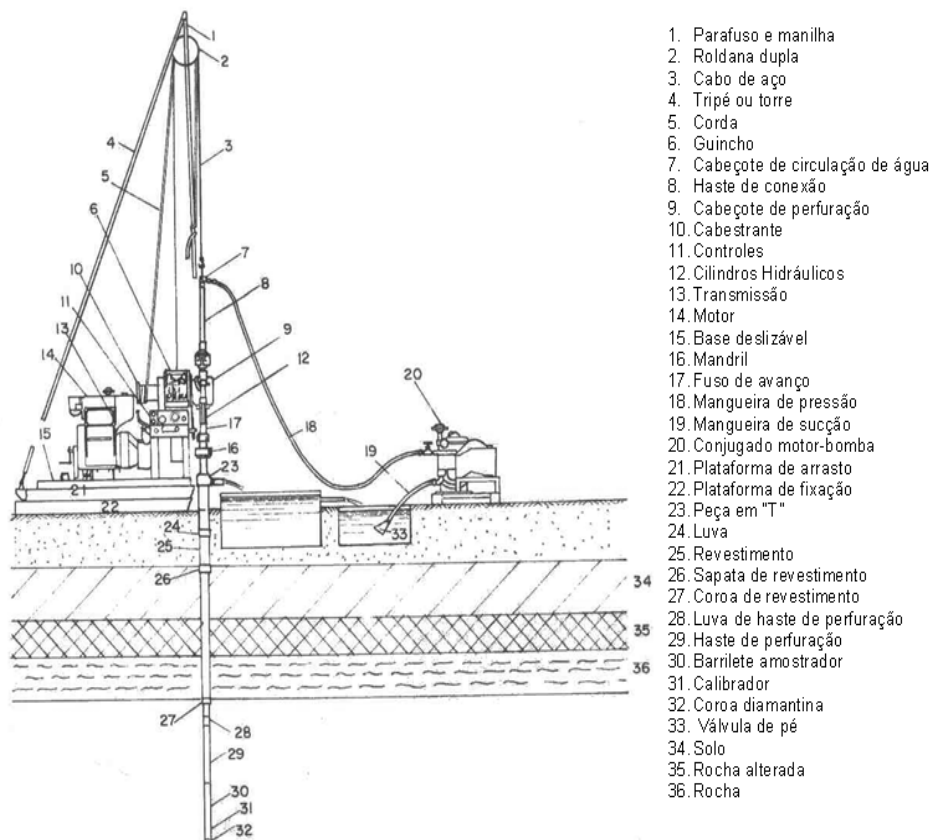


Figura 2.2 – Sondagem Rotativa (modificado - Souza et al., 1998).



O equipamento para a realização de sondagens rotativas compõe-se essencialmente de: sonda, hastes de perfuração, barrilete, ferramentas de corte, o conjugado motor-bomba e revestimento (Figura 2.2). Para o caso de sondagens geotécnicas se devem ter os devidos cuidados no tipo de barrilete e de coroa para obter amostras de qualidade, a continuação se descrevem alguns tipos especiais das peças para este uso.

Os barriletes são tubos vazados destinados a receber o testemunho de sondagem (cilindro de rocha perfurada). Possuem molas em bisel de vários tipos para poder prender o testemunho durante a retirada. Os tipos de barriletes (Fig. 2.3) utilizados para a coleta de dados foram:

- Barrilete duplo giratório, composto de um tubo externo e um tubo interno, colocados por meio de roscas na cabeça do amostrador, ambos tubos giram durante a perfuração.
- Barriletes especiais (D, M ou L), são barriletes duplos móveis construídos para materiais onde se torna difícil obter alta recuperação de testemunho com os barriletes já descritos.

As coroas constituem a ferramenta de corte de uma sondagem rotativa e representam o fator que mais contribui para o custo do metro perfurado e na qualidade do testemunho. Como os diamantes da parede lateral da coroa também se desgastam, é comum adaptar entre a coroa e o barrilete, um calibrador com a finalidade de manter constante o diâmetro do furo.

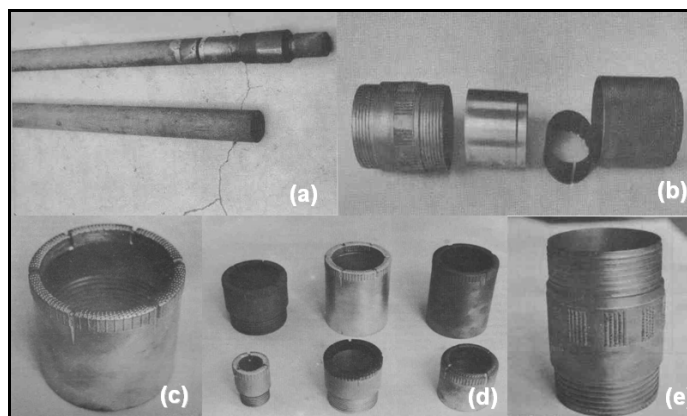


Figura 2.3 – Sondagem Rotativa (a) barrilete duplo giratório (b) seqüência de peças do barrilete especial (c) (d) coroas com diamantes cravados (e) calibrador (Lima, 1983).

### 2.3.2 Índice de Qualidade de Rocha (RQD)

No intuito de englobar num só parâmetro, os critérios de fraturamento e estado de alteração, Deere (1967) introduziu o índice RQD. Este índice foi também utilizado como classificação

geomecânica para avaliar a resistência em algumas estruturas em rocha. Posteriormente, este índice se tornou um parâmetro importante das classificações geomecânicas mais sofisticadas.

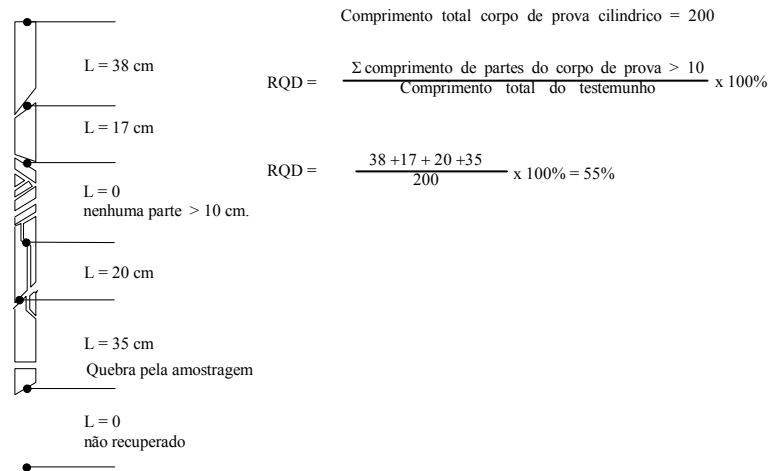


Figura 2.4 – Processo para medir e calcular o RQD (modificado - Bieniawski, 1989).

O RQD se baseia numa recuperação modificada, pois na determinação da percentagem de recuperação entram no cálculo os fragmentos de testemunho com comprimento igual ou superior a 100 mm. A percentagem é obtida da manobra, somando os comprimentos dos testemunhos com mais de 100 mm e dividindo pelo comprimento do testemunho.

A determinação do RQD é feita apenas em sondagens que utilizam barriletes duplos de diâmetro NX (54 mm) (ISRM, 1981) ou superior (Bieniawski, 1989). Tendo cuidado, é possível utilizar diferentes diâmetros como o NQ (47,5 mm), ou diâmetros entre BQ (36,5 mm) e PQ (85 mm). Na Figura 2.4, observa-se a forma de obter o RQD expressado por:

$$RQD = \frac{\sum L_i}{L_T} \times 100 \quad (2.1)$$

Onde:

RQD : índice de qualidade da rocha (%)

$L_i$  : fragmentos de testemunho de sondagem (diâmetro 54 mm) com  $L_i \geq 10$  cm.

$L_T$  : comprimento total do testemunho (cm)

Deere (1969) propôs a classificação do maciço rochoso segundo o RQD, dividido em cinco grupos conforme se pode observar na Tabela 2.4. Este índice é o primeiro indicador de qualidade, além de ser um parâmetro usado nas diferentes classificações geomecânicas.

No caso onde as sondagens não são disponíveis ou proibitivas pelo custo que representam, a proposta por Palmström em 1974 (Bieniawski, 1989) pode ser utilizada:

$$RQD = 115 - 3,3J_v \quad (2.2)$$

$J_v$  : número total de descontinuidades por metro cúbico

Tabela 2.4 – Qualidade do maciço rochoso - RQD (modificado - Deere, 1969).

RQD (%)	Qualidade do maciço
0-25	Muito ruim
25-50	Ruim
50-75	Regular
75-90	Bom
90-100	Excelente

### 2.3.3 Ensaio de Carga Puntiforme

Este ensaio consiste em comprimir uma peça de rocha entre dois pontos como pode ser observado na Fig. 2.5. O método de ensaio *in situ* não é padronizado. Este ensaio foi inicialmente utilizado como uma forma indireta para determinar a resistência à tração da rocha, conforme definido por Reichmuth em 1963 (*apud* Hendron, 1969), dada por:

$$\sigma_t = 0,96 \frac{P}{D_m^2} \quad (2.3)$$

Onde:

$\sigma_t$  : resistência à tração da rocha (kPa)

P : carga puntiforme de ruptura (kN)

$D_m$  : diâmetro do corpo de prova (m)

Na atualidade, este ensaio é pouco utilizado para obter a resistência à tração ( $\sigma_t$ ), mas sim o índice de resistência puntiforme  $I_s$ , o qual é muito útil na classificação geomecânica de maciços rochosos. O índice de resistência puntiforme  $I_s$  é definido conforme:

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (2.4)$$

Onde:

$I_s$  : índice de resistência puntiforme (kPa);

P : carga na ruptura da amostra (kN);

$D$  : dimensão da amostra paralela ao carregamento (m), conforme mostra a Figura 2.5.

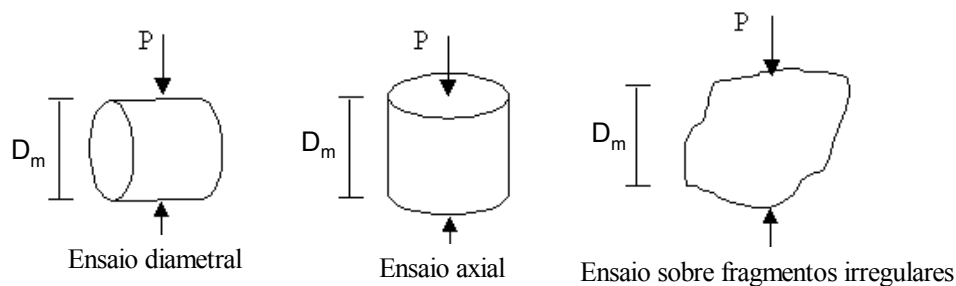


Figura 2.5 – Possíveis formas de realizar o ensaio de carga puntiforme (Hidalgo, 2002).

### 2.3.4 Determinação da Resistência à Compressão Uniaxial

A resistência à compressão uniaxial da rocha ( $\sigma_c$ ), como mostrado na Figura 2.6, é a máxima tensão que suporta um corpo cilíndrico cuja relação entre a altura e o diâmetro varia entre 2,5 e 3, quando submetido a um carregamento compressivo axial até sua ruptura.

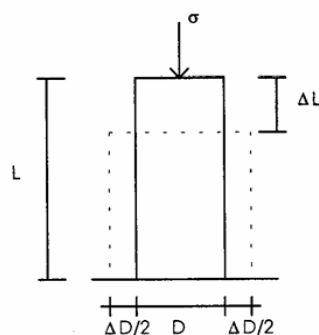


Figura 2.6 – Amostra de rocha submetida à compressão uniaxial (Assis, 2003a).

A resistência à compressão uniaxial é um parâmetro amplamente utilizado nas diferentes teorias e modelos de comportamento de maciços rochosos. A determinação deste parâmetro é realizada em laboratório implicando a preparação cuidadosa de corpos de prova na forma cilíndrica, em número relativamente grande que permita garantir a representatividade dos resultados. Este alto número de determinações deverá ser ainda maior quando se tratar de um maciço rochoso heterogêneo, o que pode se tornar dispendioso.

Existem propostas de classificação da rocha intacta em função da resistência à compressão uniaxial (Deere, 1969), também existem métodos para calcular o  $\sigma_c$  a partir do  $I_s$  (Bieniawski, 1975) e assim, pode-se ter uma relação direta entre resistência à compressão uniaxial e o

índice de resistência puntiforme ( $I_s$ ). Na Tabela 2.5, é apresentada uma classificação de maciços rochosos a partir do valor de  $\sigma_c$ .

Tabela 2.5 – Classificação em função da resistência uniaxial (modificado - ISRM, 1981).

Descrição	Resistência à compressão uniaxial (MPa)
Rocha extremamente fraca	0,25-1,0
Rocha fraca	1-25
Rocha medianamente forte	25-50
Rocha forte	50-100
Rocha muito forte	100-250
Rocha extremamente forte	>250

### 2.3.5 Ensaio Triaxial

O ensaio triaxial (Figura 2.7) é possivelmente uma das melhores formas de determinar, em laboratório, as propriedades de resistência e deformabilidade de materiais geotécnicos (rocha e solo). A possibilidade de controlar o estado de tensões durante o ensaio mediante a aplicação de uma pressão de célula diferente para cada corpo de prova ensaiado permite estabelecer a resistência e deformabilidade da rocha em função do nível de tensões. Dependendo do tipo de ensaio utilizado é possível reproduzir diferentes trajetórias de tensões, o que permite simular as condições de carregamento em obras de mineração (Assis, 2003b).

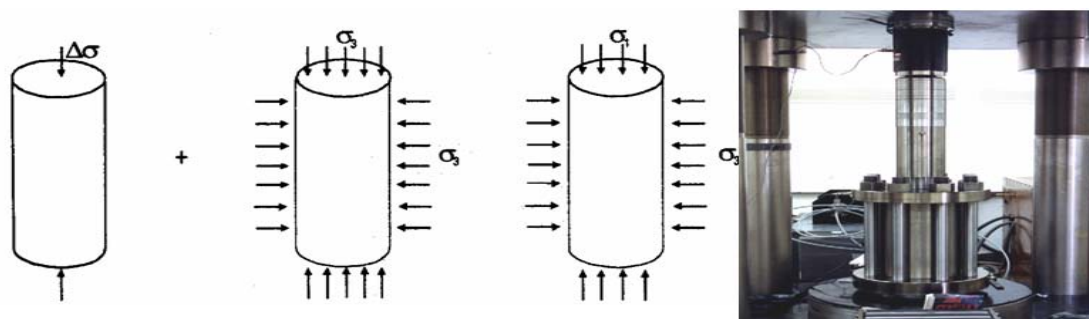


Figura 2.7 – Estado de tensões num ensaio triaxial (modificado - Assis, 2003a).

Embora existam várias propostas para descrever a envoltória de ruptura da rocha submetida ao ensaio triaxial (Hoek & Brown, 1980 e Sheorey et al., 1989), os critérios mais difundidos para a análise da ruptura são o critério clássico de Mohr-Coulomb e o de Hoek & Brown.

De acordo com a recomendação da ISRM (1978), a envoltória de ruptura deve ser analisada de acordo ao critério de Mohr-Coulomb. Os parâmetros coesão (c) e ângulo de atrito ( $\phi$ ) são obtidos da envoltória que resulta ao se traçar num gráfico a tensão de confinamento nas abscissas e a tensão axial nas ordenadas, onde se determinam os parâmetros m (coeficiente angular) e b (intercepto das ordenadas) e destes calculam-se os valores de c e  $\phi$ , como também da resistência à tração ( $\sigma_t$ ), dadas por:

$$\phi = \arcsen\left(\frac{m-1}{m+1}\right) \quad (2.5)$$

$$c = b\left(\frac{1 - \text{sen } \phi}{2 \cos \phi}\right) \quad (2.6)$$

$$\sigma_t = -\frac{b}{m} \quad (2.7)$$

Onde:

m : inclinação da linha reta de melhor ajuste

b : intercepto da linha reta com o eixo das ordenadas.

## 2.4 CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS DE MACIÇOS ROCHOSOS UTILIZADOS EM MINERAÇÃO SUPERFICIAL OU A CÉU ABERTO

### 2.4.1 Sistema de Classificação RMR

O *Rock Mass Rating*, proposto por Bieniawski (1974), foi desenvolvido inicialmente para túneis de obras de engenharia escavados em rochas à pouca profundidade, pouco fraturadas, sendo estendido posteriormente para diversos tipos de aplicação como estabilidade de taludes, estruturas subterrâneas de mineração e diversas escavações (Bieniawski, 1989; Brady & Brown, 1994; e Serra & Ojima, 1998). Este sistema foi submetido a modificações, sendo a última versão feita pelo próprio Bieniawski (1989). O RMR permite deduzir parâmetros preliminares como módulos de deformação, parâmetros de resistência, tempo de autosustentação para o caso de túneis entre outros (Hoek & Brown, 1980a; e Bieniawski, 1989). Os índices ou parâmetros de entrada utilizados na obtenção do RMR são os seguintes:

- Resistência à compressão uniaxial ( $\sigma_c$ );
- RQD (%);

- Espaçamento das descontinuidades (S),
- Condição das descontinuidades (preenchimento, abertura, persistência, alteração, etc.);
- Condição de água subterrânea (w);
- Orientação das descontinuidades.

O valor do RMR é igual à somatória de pontos atribuídos aos índices anteriores de acordo com os pesos estabelecidos na Tabela A.1 no Apêndice A. O valor máximo de RMR é 100 e o mínimo 8 na versão 1989 e 13 na versão 1976. De acordo com o valor do índice RMR o maciço rochoso pode ser classificado em cinco categorias, sendo que os menores valores correspondem aos maciços de pouca qualidade e os valores maiores aos maciços de boa qualidade. Na seção C da Tabela A.1, são apresentadas estas categorias e na seção D é apresentado o significado prático de cada categoria.

#### 2.4.2 Sistema de Classificação SMR

Segundo Romana (2006), o índice SMR para a classificação de taludes procede do índice RMR básico, somando um fator de ajuste (três subfatores), que é função da orientação das juntas e um fator de escavação que depende do método. No caso de estudo de taludes e o principal método de exploração utilizado. O índice SMR está expresso por:

$$SMR = RMR + (F1 \times F2 \times F3) + F4 \quad (2.8)$$

O fator de ajuste das juntas é produto de três subfatores (Tabela A.2 nos Apêndices). O fator F1 depende do paralelismo entre a direção das juntas e a face do talude, variando entre 1,00 (quando ambas as direções são paralelas) e 0,15 (quando o ângulo entre ambas direções é maior de 30 graus e a probabilidade de ruptura é baixa). Estes valores, estabelecidos empiricamente, se ajustam aproximadamente:

$$F1 = 1 - \text{sen}(aj - as)^2 \quad (2.9)$$

Onde  $aj$  e  $as$  são os valores do mergulho da junta e do talude respectivamente.

O fator F2 depende do mergulho da junta na ruptura planar. Esta é uma medida da probabilidade da resistência ao cisalhamento da descontinuidade, assim variando entre 1 (para juntas com mergulho superior a 45°) e 0,15 (para juntas com mergulho inferior a 20 graus). Este valor foi estabelecido empiricamente, porém pode se ajustar segundo:

$$F2 = (\tan^2 bj)^2 \quad (2.10)$$

Onde  $bj$  é o mergulho da junta. F2 é 1,00 para rupturas por tombamento.

O fator F3 é a relação entre os mergulhos da junta e o talude, mantendo os valores propostos por Bieniawski (1976) sendo estes sempre negativos. No Apêndice A, a Tabela A.2 apresenta os valores para definir os fatores F1, F2 e F3. No mesmo apêndice, da observação da Tabela A.3 pode haver atribuição dos pesos para o fator F4 com respeito ao método de escavação empregado no talude. A Tabela A.4 mostra a descrição e qualificação do tipo de maciço rochoso para a estabilização ou não deste, com determinados valores de SMR. A Tabela A.5 mostra o tipo e grau de ruptura por determinadas faixas de valores de SMR. Para a aplicação da classificação geomecânica SMR, serve a Tabela A.1 correspondente à classificação geomecânica RMR usada inicialmente para o RMR básico, não devendo levar em conta o índice de carga puntiforme, já que segundo Romana (1996) a relação entre este índice e a resistência à compressão uniaxial é bastante menor a 25, tampouco sendo constante.

#### 2.4.3 Sistema de Classificação RMi

O sistema RMi (Palmström, 1995 e 1996a) foi desenvolvido para caracterizar a resistência de maciços rochosos para propósitos construtivos e foi desenvolvido a partir de parâmetros cuja determinação é feita por métodos reconhecidos. O RMi se diferencia dos demais sistemas geomecânicos, por determinar parâmetros do maciço sem importar o tipo de obra. O índice do maciço rochoso RMi é definido por:

$$RMi = \sigma_c JP \quad (2.11)$$

Onde:

RMi : índice do maciço rochoso

$\sigma_c$  : resistência à compressão uniaxial da rocha intacta

JP : parâmetro de descontinuidade, volume do bloco, rugosidade, alteração e tamanho.

A influência do parâmetro de descontinuidade (JP) na resistência do maciço rochoso foi obtida da calibração de resultados de oito ensaios de compressão uniaxial de grande escala e uma retroanálise, encontrando-se a seguinte expressão para JP:

$$JP = 0,23\sqrt{JCV_d^D} \quad (2.12)$$

Onde:

JC : Fator de condição da descontinuidade

$V_d$  : volume do bloco ( $m^3$ )



D : diâmetro do bloco de prova (m).

O valor D está relacionado com JC com:

$$D = 0,37JC^{-0,2} \quad (2.13)$$

O fator de condição da descontinuidade (JC) depende do comprimento, da rugosidade e da alteração das descontinuidades e é definido por:

$$JC = JL \left( \frac{JR}{JA} \right) \quad (2.14)$$

Onde:

JL : fator do comprimento e persistência da descontinuidade

JR : fator de rugosidade da descontinuidade

JA : fator de alteração da descontinuidade

Os parâmetros JL, JR e JA podem ser obtidos das Tabelas A.6 a A.8 (Apêndice A), respectivamente. O fator de condição da descontinuidade varia entre 1 e 2 podendo então o

valor de JP variar entre  $0,2V_d^{0,37}$  e  $0,28V_d^{0,32}$ . Assim, considerando um valor de JC = 1,75, o JP pode ser dado simplesmente pela expressão:

$$JP = 0,25V_d^{0,37} \quad (2.15)$$

O valor de RMI varia entre 0,001 e 100 e os intervalos e classes definidas para este sistema de classificação são apresentados na Tabela A.9.

## 2.5 ÍNDICE DE RESISTÊNCIA GEOLÓGICA – GSI (1995)

É muito importante ressaltar que os sistemas de classificação de Bieniawski (1976) (apud Bieniawski, 1989) e Barton et al. (1974) foram desenvolvidos para a estimativa de suporte de túneis, e não para definir o critério de ruptura do maciço rochoso. A classificação de Barton, definiu um fator de redução de tensão (SRF) que considera as tensões in situ. Se este fator for utilizado no critério de ruptura de Hoek (1995), o efeito de tensões in situ será duplamente considerado, com um cuidado similar nos demais fatores (Hoek, 1995).

Para maciços rochosos, não existe uma clara correlação entre os sistemas de classificação RMR e Q, como tem sido verificado por diversos pesquisadores (Palmström & Singh, 2001). Faz-se a recomendação de que cada sistema seja calculado independentemente, já que a

relação matemática que pode ser estabelecida entre sistemas depende de características do próprio maciço. Embora não seja clara a relação entre RMR e Q, este método indireto para a obtenção de parâmetros do maciço rochoso utilizará a seguinte relação, apresentada por Bieniawski (1976) *apud* Bieniawski (1989), para calcular o RMR a partir de Q:

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad (2.16)$$

Nas diferentes versões da classificação de Bieniawski, a variação dos pesos assumidos para os parâmetros afeta muito o resultado do critério de ruptura. Para um correto uso, a versão RMR de 1976 é tida como apropriada. Assim para  $RMR_{76} > 18$ , não considerando a orientação das descontinuidades nem a presença da água nesta versão modificada do RMR:

$$GSI = RMR_{76} \quad (2.17)$$

Para usar o sistema de Barton, não se considera o SRF nem o efeito da água subterrânea  $J_w$  no critério de ruptura, então  $Q'$  é definido por  $Q' = \left( \frac{RQD}{J_n} \right) \left( \frac{J_r}{J_a} \right)$  assim o GSI será definido:

$$GSI = 9 \ln Q' + 44, \text{ para } RMR_{76} < 18 \quad (2.18)$$

$$GSI = RMR_{89} - 5, \text{ para } RMR_{89} > 23 \quad (2.19)$$

A guia de estimativa do GSI é apresentada na Figura A.1 no Apêndice A.

## 2.6 CRITÉRIO DE RUPTURA PARA MACIÇOS ROCHOSOS

Com o objetivo de entender o comportamento dos maciços rochosos fraturados, é necessário o estudo da rocha intacta e das superfícies individuais das descontinuidades, as quais juntas formam o maciço rochoso. Segundo Hoek et al. (1995), rocha intacta é o bloco de rocha não fraturado, formado entre as descontinuidades estruturais, típicas do maciço rochoso. Considera-se que seu comportamento seja geralmente elástico e isotrópico. Quanto à resistência ao cisalhamento das descontinuidades, existem como revisão, os trabalhos de Patton (1966), Barton e Choubey (1977), Barton et al. (1985), Barton & Bandis (1982), Hoek et al. (1995), Durand (1995), Lauro (1997), Fleury (2001) e Maldonado (2006).

O entendimento e a previsão do provável comportamento de uma escavação num maciço rochoso, como resposta as tensões induzidas, requer o conhecimento das características de resistência e deformabilidade do maciço (Hidalgo, 2002).

Foram propostos vários modelos empíricos e semianalíticos que visam à caracterização da resistência dos maciços rochosos como um meio contínuo equivalente. A maioria de modelos constitutivos para o comportamento de maciços rochosos considera a envoltória linear de ruptura do critério clássico de Mohr-Coulomb, mas assim como acontece no caso das discontinuidades, o comportamento na ruptura dos maciços rochosos como um todo é não linear. Critérios empíricos de ruptura de maciços rochosos fraturados têm sido apresentados por diversos autores como Murrell (1965) *apud* Sheorey et al., (1989), Hoek & Brown (1980) e Sheorey et al. (1989).

Estes critérios são coincidentes nas suas apresentações em termos das tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , na descrição do comportamento triaxial de corpos de prova de rocha intacta e na consideração da rocha como um material frágil. Destes critérios de ruptura o mais difundido para o caso de rochas é o de Hoek & Brown (1980).

É importante indicar que o critério de ruptura depende do tipo de obra e das necessidades de funcionamento da obra. Por outro lado, ao se tratar da análise da instabilidade de uma escavação subterrânea num ambiente de altas tensões (escavações profundas), a resposta do maciço às tensões principais que atuam em cada elemento, é de importância primordial. Em consequência, para escavações subterrâneas, os dados de ensaios triaxiais devem ser plotados em termos da tensão principal maior com relação à tensão principal menor na ruptura (Lauro, 1997). Esta é a forma mais útil de apresentar um critério de ruptura.

Uma vasta informação sobre resistência de rocha intacta foi publicada durante o século XX, sendo todas as equações de origem empírica, propostas a partir de ensaios de laboratório em corpos de prova em rocha intacta. Alguns critérios foram desenvolvidos e/ou estendidos para todo o maciço, com um adequado ajuste baseados em índices de qualidade de rocha como o RMR ou o GSI.

O critério de ruptura de Hoek - Brown é amplamente usado, já que pela experiência prática de Hoek e de diversos pesquisadores é continuamente atualizado. Também existem diversos critérios de ruptura poucos usados que recorrem mais a abordagens teóricas.

Os critérios de ruptura para rochas são desenvolvidos para classificar e/ou caracterizar maciços rochosos, estando principalmente baseados em: (a) uma grande quantidade de ensaios de laboratório; (b) ensaios a grande escala, sendo estes representativos e onerosos; (c) somados com a experiência e/ou análise dos pesquisadores. Estes critérios de ruptura foram formulados em relações que levam em conta  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , independentemente de  $\sigma_2$ .

## 2.7 EVOLUÇÃO DO CRITÉRIO DE RUPTURA DE HOEK & BROWN

Hoek & Brown (1980) tentaram ajustar curvas parabólicas para simular o comportamento mecânico do maciço rochoso. Assim, o desenvolvimento deste critério empírico ocorrem através de tentativa e erro. As constantes empíricas incluídas no critério não apresentam nenhuma relação com qualquer característica física do maciço. O critério de ruptura de Hoek & Brown foi proposto em 1980 e é definido como:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_c + s\sigma_c^2} \quad (2.20)$$

Onde:

$\sigma_1$  : tensão principal maior na ruptura

$\sigma_3$  : tensão principal menor na ruptura

$\sigma_c$  : resistência à compressão uniaxial da rocha intacta

$m$  e  $s$  : constantes dependentes das propriedades do maciço rochoso

A resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso,  $\sigma_{c, \text{maciço rochoso}}$ , pode ser expressa estabelecendo  $\sigma_3 = 0$  na seguinte expressão, assim obtendo:

$$\sigma_{c, \text{MaciçoRochoso}} = \sigma_c \sqrt{s} \quad (2.21)$$

E a resistência à tração do maciço rochoso,  $\sigma_{t, \text{maciço rochoso}}$ , pode ser encontrada estabelecendo  $\sigma_1 = 0$  na Equação 2.21, assim obtendo:

$$\sigma_{t, \text{MaciçoRochoso}} = \frac{\sigma_c}{2} \left( m - \sqrt{m^2 + 4s} \right) \quad (2.22)$$

Esta não é uma relação fundamental entre as constantes do critério e as características físicas do maciço rochoso. A justificativa para a escolha desta particular formulação foi o bom entendimento das observações do comportamento dos maciços fraturados. Para o caso de rocha intacta,  $s = 1$  e  $m_b = m_i$ ; valores para  $m_i$  do cálculo dos ensaios triaxiais de laboratório em corpos de prova consideram diferentes tensões confinantes, ou os extraem de algum

relatório que contenha estes dados. Hoek & Brown (1980) forneceu uma compilação destes dados, onde foram sugeridos valores para diversos tipos de rocha agrupados em cinco classes, com  $m_i = 7, 10, 15, 17$  e  $25$ . Esta compilação esta baseada nos trabalhos de Hoek & Brown (1980), Sjöberg (1997) e Edlbro (2003 e 2004) ou é descrita no programa Roclab.

Para o caso de maciços rochosos com juntas,  $0 \leq s < 1$  e  $m_b < m_i$ , os valores para cada um destes parâmetros determinados com dificuldades, já que necessita também da realização de ensaios triaxiais para sua determinação (Sjöberg, 1997). Este critério foi atualizado em termos de tensões efetivas, assumindo que esta lei é aplicável. Esta atualização inclui as diferentes formas de obtenção das constantes  $m$  e  $s$  e as técnicas para estimar a coesão equivalente e o ângulo de atrito do material. Para maciços rochosos não perturbados, tem-se:

$$m = m_i \left( e^{\frac{RMR-100}{28}} \right) \quad (2.23)$$

$$s = e^{\frac{RMR-100}{9}} \quad (2.24)$$

Para maciços rochosos perturbados, tem-se:

$$m = m_i \left( e^{\frac{RMR-100}{14}} \right) \quad (2.25)$$

$$s = e^{\frac{RMR-100}{6}} \quad (2.26)$$

Onde:

$m_i$  : valor de  $m$  para rocha intacta, e

$RMR$  : *Rock Mass Rating* (Bienawski, 1989).

A introdução das categorias de maciço rochoso não perturbado e perturbado foi estabelecida pelas observações de Hoek e Brown. Já que as resistências das relações originais resultavam muito conservativas levando valores baixos para muitas aplicações, onde eles concluíram que os corpos de prova do andesito eram rochas perturbadas (Hoek & Brown, 1988).

As relações entre os índices das classificações e os valores de  $m$  e  $s$  foram, por conseguinte reescritos para representar ao maciço rochoso perturbado. Tais valores foram considerados razoáveis quando usados para: (a) estudos de estabilidade de taludes nos quais o maciço rochoso é usualmente perturbado e debilitado devido à escavação do talude (em particular nas

fronteiras deste); (b) escavações subterrâneas nas quais a rocha está debilitada pela escavação a fogo deficiente; e (c) enrocamentos e reservatórios de resíduos (Hoek & Brown, 1988).

Para escavações subterrâneas nas quais a tensão de confinamento não permite o mesmo grau de enfraquecimento como acontece num talude, a categoria de maciço rochoso não perturbado é introduzida. Isto deve ser aplicável para todos os casos nos quais o entrosamento entre as partículas e blocos é ainda significativo na resistência do maciço rochoso em profundidade. Hoek, Wood e Shah (1992) o critério de ruptura modificado de Hoek & Brown que satisfaz a condição de resistência à tensão igual a zero é representada por:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left[ m_b \left( \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} \right) \right]^a \quad (2.27)$$

Onde:

$\sigma_1'$  : tensão efetiva principal maior na ruptura

$\sigma_3'$  : tensão efetiva principal menor na ruptura

$m_b$  : valor da constante m para o maciço rochoso;

$a$  : constante que está relacionada com as características do maciço rochoso.

Hoek, Wood e Shah (1992) apresentam tabelas com valores estimados de  $a$ , a relação  $m_b/m_i$  e a constante  $m_i$  para rocha intacta, baseada na descrição simplificada do maciço rochoso. A descrição do maciço rochoso está em termos das estruturas na rocha e as condições de superfície para as discontinuidades. Assim compreendendo quatro classes que abrangem desde rocha fraturada até rocha totalmente destruída, onde respectivamente há também quatro classes de condições de superfície, desde muito bom até muito ruim. Hoek, Kaiser & Bawden (1995) apresentam a forma generalizada do critério definido como:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left[ m_b \left( \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} \right) + s \right]^a \quad (2.28)$$

Onde:

$m_b$  : valor da constante m para o maciço rochoso;

$s$  e  $a$  : constantes que estão relacionadas com as características do maciço rochoso.

Para rocha intacta,  $s = 1$  e  $m_b = m_i$ , assim para este caso se representa da seguinte forma:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left[ m_i \left( \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} \right) + 1 \right]^{1/2} \quad (2.29)$$

Onde:

$\sigma_1'$  : tensão efetiva principal maior na ruptura.

$\sigma_3'$  : tensão efetiva principal menor na ruptura.

$\sigma_c$  : resistência a compressão uniaxial simples da rocha intacta.

$m_i$  : constante do material de rocha intacta.

Hoek et al. (1995) apresentam considerações no cálculo de  $\sigma_c$  utilizando ensaios de compressão uniaxial simples de menor dimensão, e como outra alternativa para a estimativa do  $\sigma_c$  apresentam tabelas desenvolvidas com base em ensaios triaxiais. Para maciços de boa qualidade, pouco alterados, descontinuidades seladas e blocos angulares, o valor de  $a$  é assumido como igual a 0,5. No caso de maciços de qualidade ruim, alterados e com descontinuidades não seladas, a resistência à tração é assumida nula e, por tanto,  $s = 0$ .

A constante  $m_i$  pode ser determinada a partir de ensaios triaxiais em rocha intacta ou, se este método não estiver disponível, podem ser tomadas os dados tabulados em Hoek, Kaiser e Bawden (1995). Sob as sugestões destes autores, o cálculo das constantes  $m_i$ ,  $a$ , e  $s$ , esta última no caso de maciços rochosos diferentes de qualidade muito ruim, há o uso dos sistemas de classificação RMR<sub>1976</sub> e o Q<sub>1974</sub> com variações, definindo assim o GSI. Para aplicar o GSI, existe a relação  $m_b/m_i$  onde  $m_i$  é uma constante da rocha intacta.

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp \left[ \frac{\text{GSI} - 100}{28} \right] \quad (2.27)$$

A relações das constantes  $s$  e  $a$  com o GSI (*Geological Strength Index*) são para  $\text{GSI} > 25$  (maciço rochoso não alterado) e  $a = 0,5$ , tem-se:

$$s = \exp \left[ \frac{\text{GSI} - 100}{9} \right] \quad (2.28)$$

Para  $\text{GSI} < 25$  (maciço rochoso e alterado) e  $s = 0$ , tem-se:

$$a = 0,65 - \frac{\text{GSI}}{200} \quad (2.29)$$

Os autores encontraram que é possível relacionar as constantes  $m$  e  $s$  com o sistema de classificação RMR. Mais tarde foram propostas expressões que correlacionam estes parâmetros (Hoek et al. 1995), conseguindo deste modo, generalizar o critério para maciços rochosos não perturbados e perturbados. Para maciços rochosos não perturbados:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{RMR-100}{28}\right) \quad (2.30)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR-100}{9}\right) \quad (2.31)$$

Para maciços rochosos perturbados:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{RMR-100}{14}\right) \quad (2.32)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR-100}{6}\right) \quad (2.33)$$

$m_i$  : valor de  $m_b$  para a rocha intacta.

O critério de ruptura deve ser usado corretamente, como é mostrado na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Critério de ruptura conforme tipo do maciço rochoso (Assis, 2003a).

Material Rochoso		Critério de Resistência	Obtenção de Parâmetros
Rocha Intacta		Mohr-Coulomb	Direta (ensaios de cisalhamento direto ou triaxiais)
		Hoek & Brown	
Descontinuidade	Contato parede/parede	Barton & Choubey	Semi-direta (ensaios simples)
	Parcialmente preenchida	Mohr-Coulomb	Indireta (parâmetros Jr e Ja da classificação de Barton et al., 1974)
	Preenchimento dominante	Mohr-Coulomb	Direta (ensaios de cisalhamento no material do preenchimento)
Maciço Rochoso		Mohr-Coulomb	Indireta (parâmetros através classificação geomecânica e do GSI)
		Hoek & Brown	

Hoek et al. (1995) apresentam uma tabela para a estimativa dos parâmetros  $m_b/m_i$ ,  $s$ ,  $a$ ,  $E_m$  e  $\nu$ , para diferentes tipos de maciços rochosos e diferentes condições das descontinuidades. Desta forma, uma classificação modificada do RMR apropriada para a engenharia de minas deve levar em conta: (a) as tensões *in situ*; (b) as tensões induzidas aplicadas em mineração; (c) os efeitos da escavação a fogo; e (d) o grau de alteração ou intemperismo (Hoek et al., 1995) transformado na classificação geomecânica MRMR (Laubscher, 1984).



Hoek, Carranza-Torres e Corkum (2002) apresentam uma nova edição do critério de ruptura, preservando a expressão generalizada, porém com modificações nos valores de  $m_b$ ,  $s$  e  $a$ :

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (2.34)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (2.35)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \quad (2.36)$$

Onde o fator D depende do grau de perturbação ao qual o maciço foi submetido devido aos danos oriundos de desmonte e da relaxação de tensões produzidas na exploração do minério. Note-se que a condição de  $GSI = 25$  é eliminada para os coeficientes  $a$  e  $s$ . É sugerido um valor de  $D = 0$  para maciços rochosos não perturbados e  $D = 1$  quando o maciço rochoso está perturbado, tendo valores intermédios para  $D$  ( $0 \leq D \leq 1$ ) para diferentes situações de escavação, por exemplo, a mecânica. Este e outros detalhes são encontrados na publicação de Hoek et al. (2002) onde também se enfoca, por outro lado, as relações entre os critérios de Hoek & Brown e de Mohr - Coulomb, que são descritos num próximo item neste capítulo.

Hoek et al. (2002) definem o conjunto de círculos de Mohr e a relação da tensão efetiva normal e a tensão efetiva principal como:

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \bullet \frac{\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3 - 1}{\partial \sigma'_1 / \partial \sigma'_3 + 1} \quad (2.37)$$

A resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso ( $\sigma_{cm}$ ) com o critério de ruptura generalizado de Hoek & Brown (1995):

$$\sigma_{cm} = \sigma_c \cdot s^a \quad (2.38)$$

A resistência à tração do maciço rochoso ( $\sigma_{tm}$ ) com o critério de ruptura generalizado de Hoek & Brown (1995):

$$\sigma_{tm} = -\frac{s \sigma_c}{m_b} \quad (2.39)$$

A tensão normal e de cisalhamento estão relacionadas com as tensões principais pelas equações publicadas por Balmer (1952) *apud* Hoek et al. (2002):

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{\frac{\partial \sigma'_1}{\partial \sigma'_3} - 1}{\frac{\partial \sigma'_1}{\partial \sigma'_3} + 1} \quad (2.40)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \frac{\sqrt{\frac{\partial \sigma'_1}{\partial \sigma'_3}}}{\frac{\partial \sigma'_1}{\partial \sigma'_3} + 1} \quad (2.41)$$

Onde:

$$\frac{\partial \sigma'_1}{\partial \sigma'_3} = 1 + am_b \left( \frac{m_b \sigma'_3}{\sigma_c + s} \right)^{a-1} \quad (2.42)$$

Hoek, Kaiser & Bawden (1995) sintetizaram as condições do maciço rochoso onde o critério de ruptura pode ser utilizado (Figura 2.8).

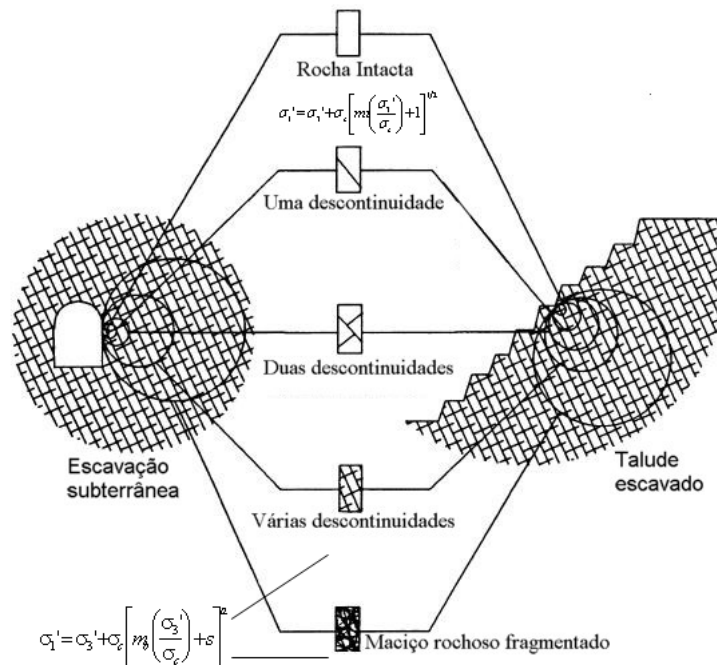


Figura 2.8 - Condições do maciço rochoso onde o critério de ruptura de Hoek & Brown pode ser aplicado e influência da escala na avaliação da homogeneidade, isotropia e continuidade dos maciços rochosos (modificado - Hoek, 1983 *apud* Serra e Ojima, 1998).

Notando que, o critério de ruptura pode ser utilizado quando se trata de rocha intacta ou do maciço rochoso fraturado, podendo este ser considerado como homogêneo e isotrópico. No

caso em que o comportamento do maciço rochoso esteja dominado por uma descontinuidade ou uma família de descontinuidades, o critério de ruptura adequado para a resistência ao cisalhamento das juntas pode ser o de Barton ou do Mohr-Coulomb aplicado às descontinuidades.

A avaliação deve estar baseada no julgamento da potencial anisotropia do maciço rochoso, tamanho dos blocos comparados com o tamanho da escavação e o modo de ruptura (controle estrutural) (Helgstedt, 1997 *apud* Sjöberg, 1997), como é para taludes altos por exemplo, onde o espaçamento e persistência das juntas são pequenas comparadas com a altura.

Hoek (1994) *apud* Sjöberg (1997) estabelece que os efeitos da escavação a fogo e outros processos aliviam tensões em taludes escavados o que pode perturbar o arranjo das peças de rocha podendo fazer que o maciço rochoso seja qualificado com um baixo valor de RMR.

Em caso de taludes em grande escala, com superfícies profundas de ruptura sujeita a um grande confinamento, o uso da simulação numérica pode mostrar que a região perto da face do talude pode estar livre de tensões ou ter valores baixos comparados com as geostáticas.

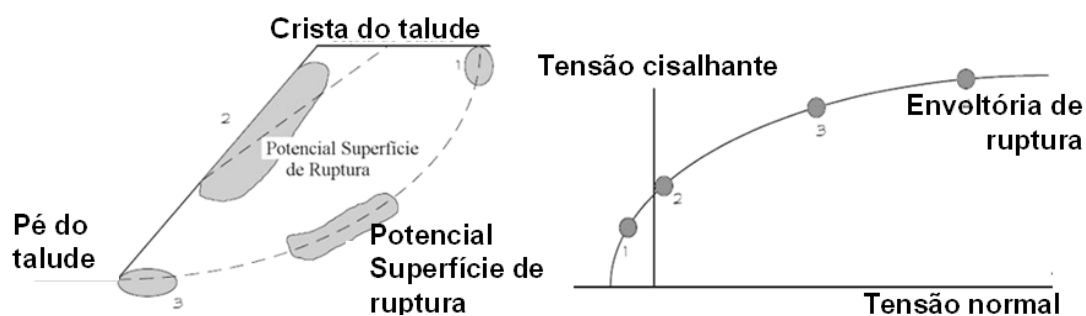


Figura 2.9 – Ilustração esquemática do estado de tensões ao longo das duas possíveis superfícies de ruptura num talude rochoso, e sua correspondente envoltória de ruptura (modificado – Sjöberg, 1996).

Edelbro (2004) mostra a diferença entre os valores estimados da resistência usando o maciço rochoso perturbado e não perturbado, sendo esta divergência muito grande, dependendo diretamente do valor do RMR ou GSI. Para isto considerou dois casos, um com RMR = 80 (rocha boa) e outro com RMR = 35 (rocha ruim), calculando as resistências à compressão uniaxial com o critério de ruptura atualizado e a relação entre estas, tanto para maciços rochosos perturbados como para não perturbados (Tabela 2.7).

Tabela 2.7 – Resistência à compressão uniaxial calculada para o maciço rochoso usando parâmetros para a condição perturbada e não perturbada (modificado – Edelbro, 2004).

	RMR=35	RMR=80
Resistência à compressão uniaxial: Maciço rochoso não perturbado [MPa]	0,675	65,8
Resistência à compressão uniaxial: Maciço rochoso perturbado [MPa]	0,111	37,8
$\sigma_c$ não perturbado / $\sigma_c$ perturbado	6,08	1,74
Ajuste do RMR para alcançar $\sigma_c$ , não perturbado = $\sigma_c$ , perturbado	3	70
Diferença RMR	-32	-10

## 2.8 CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB: c E $\phi$ EQUIVALENTE

Coulomb, em 1776, propôs a expressão que definia a resistência ao cisalhamento para solos:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.43)$$

Por outro lado, Otto Mohr em 1882, apresenta um método gráfico para descrever o estado de tensões num ponto, podendo ser expresso por:

$$\sigma(\theta) = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \quad (2.44)$$

$$\tau(\theta) = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \quad (2.45)$$

Onde  $\theta$  é a inclinação do plano no qual  $\sigma_y$  e  $\tau_y$  atuam.

Os círculos de Mohr (Figura 2.10) na ruptura são determinados experimentalmente através de ensaios triaxiais para diferentes tensões. Esta teoria estabelece que a ruptura no corpo ocorre quando um ponto do círculo excede a envoltória de Coulomb (Parry, 1995).

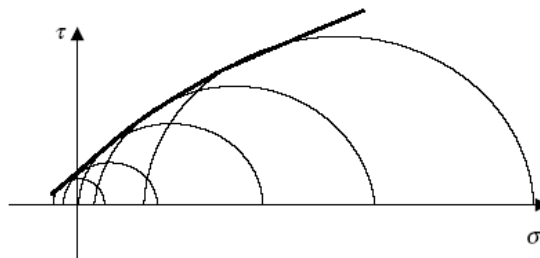


Figura 2.10 – Envoltória de Mohr.

Griffith (1924) sugere que em materiais frágeis como o vidro, a fratura começa quando a resistência à tração foi excedida por uma tensão induzida ao final de um fluxo microscópico no material (Parry, 1995). Assumindo um estado plano de tensões, quando:

$$\sigma_3 = -\sigma_t \quad , \text{ se } \sigma_1 + 3\sigma_3 \geq 0, \text{ ou} \quad (2.46)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - 8\sigma_t(\sigma_1 + \sigma_3) = 0 \quad , \text{ se } \sigma_1 + 3\sigma_3 \leq 0 \quad (2.47)$$

Onde  $\sigma_t$  é a resistência uniaxial à tração do material.

Esta teoria não encontrou uma aplicação prática desde que só é válida para materiais frágeis nos quais a ruptura ocorre sem a formação de zonas de plasticidade ou fluxo do material (Edelbro, 2004) que são típicos na ruptura, para metais, solos e rochas.

Então, este critério em tensões efetivas, é definido como:

$$\tau = c + \sigma'_n \tan \phi \quad (2.48)$$

ou

$$\sigma'_1 = \sigma_c + \sigma'_3 \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.49)$$

Onde:

- $\tau$  : tensão cisalhante na ruptura,
- $\sigma'_n$  : tensão normal efetiva,
- $c$  : coesão do maciço rochoso, e
- $\phi$  : ângulo de atrito do maciço rochoso.

Estas equações são mostradas graficamente conforme a Figura 2.11:

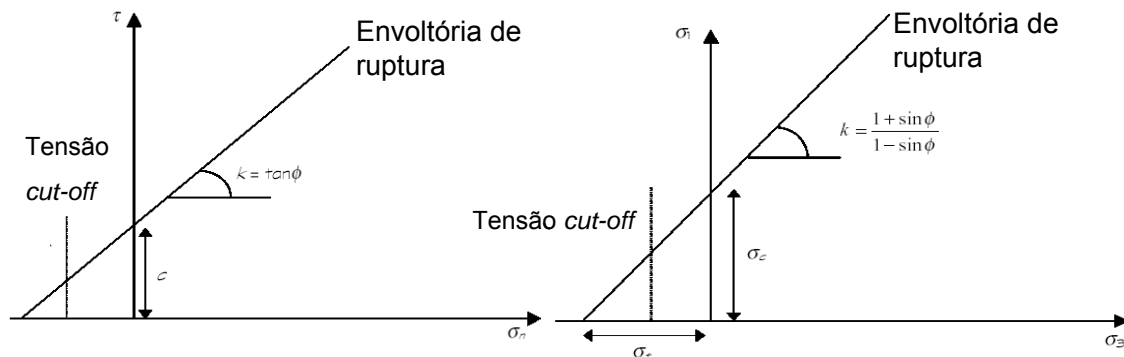


Figura 2.11 – Envoltória de Ruptura de Mohr - Coulomb em diferentes planos (modificado – Parry, 1995).

A resistência à compressão e à tração para um material segundo o critério de Mohr-Coulomb:

$$\sigma_c = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.50)$$

$$\sigma_t = \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (2.51)$$

A resistência à tração que se obtém com a Equação 2.51 é muito alta para ângulos de atrito baixos, além disso, a equação de resistência não tem significado físico quando a tensão normal começa a ser negativa. Baseado nisto, há uma tendência ao uso de um valor de tensão *cut-off*, para a estimativa da resistência à tração na envoltória de ruptura (Sjöberg, 1996).

### 2.8.1 Critério de Ruptura de Mohr - Coulomb aplicado a Maciços Rochosos

Para o caso de análises na mecânica de solos e de rochas, a maioria dos softwares considera o critério de Mohr - Coulomb. Hoek (1998) recomenda a utilização do critério generalizado de Hoek & Brown relacionado com o de Mohr-Coulomb equivalente.

Hoek et al. (2002) apresenta as fórmulas de estimativa da coesão e ângulo de atrito efetivo:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (2.52)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}) / [(1+a)(2+a)]}} \quad (2.53)$$

Onde:

$$\sigma_{3n} = \sigma'_{3\max} / \sigma_{ci} \quad (2.54)$$

$\sigma'_{3\max}$  é o limite superior da tensão confinante sobre a qual a relação entre o critério de Mohr-Coulomb e Hoek & Brown é considerada. Para escavações subterrâneas, esta relação é:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0,47 \left( \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{in-situ}} \right)^{-0,94} \quad (2.55)$$

Onde  $\sigma_{in-situ}$  é a tensão máxima atuante na perpendicular do eixo de um túnel e  $\sigma'_{cm}$  é a resistência do maciço rochoso. Hoek et al. (2002) também introduzem o conceito de resistência do maciço rochoso global para estimativa de pilares, podendo usar:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (2.56)$$

Com  $c'$  e  $\phi'$  determinados, e  $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$ , e:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (2.57)$$

## 2.8.2 Métodos para a Determinação da Coesão Equivalente e Ângulo de Atrito

Apesar da boa aplicabilidade que tem mostrado o critério de ruptura de Hoek & Brown, são poucos os programas computacionais que o tem implementado. A maioria dos programas que permitem modelar problemas de mecânica de rochas, usam o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e daí a importância de se estimar os valores dos parâmetros  $c$  e  $\phi$  da envoltória de Mohr-Coulomb, tanto para métodos de equilíbrio limite quanto de modelagem numérica.

Para achar a coesão e ângulo de atrito derivado do critério original de Hoek & Brown, não existe uma relação direta entre os critérios de ruptura de Hoek & Brown e de Mohr-Coulomb, porém Hoek (1990) apresentou um método que permite obter os parâmetros  $c$  e  $\phi$  do maciço rochoso a partir do critério de Hoek & Brown para três casos particulares: (a) no primeiro, aplicável a problemas de estabilidade de taludes, um valor de  $\sigma'_n$  é conhecido, e são estimados a coesão ( $c_i$ ), o ângulo de atrito ( $\phi$ ), a resistência à compressão uniaxial ( $\sigma_{cm}$ ) e a resistência à tração ( $\sigma_{tm}$ ) do maciço rochoso; (b) no segundo, é conhecido um valor de  $\sigma'_3$  e se calculam  $c_i$ ,  $\phi$ ,  $\sigma_{cm}$ ,  $\sigma_{tm}$  do maciço, sendo aplicável a túneis; (c) no terceiro, parte da hipótese de que a resistência à compressão uniaxial é a mesma nos dois critérios, calcula-se  $c_i$  e  $\phi$ , sendo aplicável aos casos em que não se conhecem  $\sigma'_3$  ou  $\sigma'_n$ ; com estes métodos pode-se utilizar também regressão linear para achar estes parâmetros.

## 2.9 DEFORMABILIDADE DE MACIÇOS ROCHOSOS

### 2.9.1 Módulos de deformabilidade a partir de Classificações Geomecânicas

Outro parâmetro importante que se pode estimar utilizando classificações geomecânicas é o cálculo do módulo de deformabilidade do maciço rochoso ( $E_m$ ). Para o caso de rochas brandas, a proposta de Serafim e Pereira (1983) apresentam um ajuste razoável (*apud* Lauro, 1997; Hidalgo, 2002), através de uma base de dados de casos históricos registrados:

$$E_m = 10^{\left(\frac{RMR-10}{40}\right)} \quad (2.58)$$

Há propostas de várias correlações entre o módulo de deformabilidade do maciço rochoso ( $E_m$ ) e os sistemas de classificação Q e RMR. Novamente a correlação de Serafim e Pereira (1983), *apud* Bieniawski (1989), Hoek (1998) e Palmström & Singh (2001), tem mostrado resultados mais coerentes para qualquer valor de RMR. Ela considera o índice RMR com determinações do módulo de deformação do maciço, realizadas por retroanálise de deformações medidas em problemas de fundações de barragens (Figura 2.12).

Onde  $E_m$  é o módulo de deformabilidade do maciço *in situ*. Escrita em termos de GSI:

$$E_m = 10^{(GSI-10)/40} \quad (2.59)$$

Baseado em observações práticas e retroanálise do comportamento de escavações em maciços rochosos de qualidade ruim, Hoek (1998) propôs uma modificação na correlação para rochas com  $\sigma_{ci} < 100$  MPa:

$$E_m = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{(GSI-10)/40} \quad (2.60)$$

O valor de  $E_m$  diminui à medida que  $\sigma_{ci}$  se afasta de 100 MPa. Esta correção é justificada pelo fato de que a deformabilidade das rochas de alta resistência é controlada pelas descontinuidades, mas para as rochas mais fracas, a deformabilidade dos blocos também influi (Hoek, 1998). Outra correlação é a formulada por Bieniawski (1976) *apud* Bieniawski (1989) que relaciona o módulo de deformabilidade com o RMR aplicável a maciços com valores de RMR > 55 e que pode ser escrita em termos de GSI > 55:

$$E_m = 2GSI - 100 \quad (2.61)$$

Grimstad e Barton (1993) apresentaram uma relação entre  $E_m$  e o índice Q, para  $Q > 1$ , a partir da qual podem ser obtidos resultados com boa aproximação com valores medidos, quando é utilizada em simulações numéricas, assim:

$$E_m = 25 \log Q \quad (2.62)$$



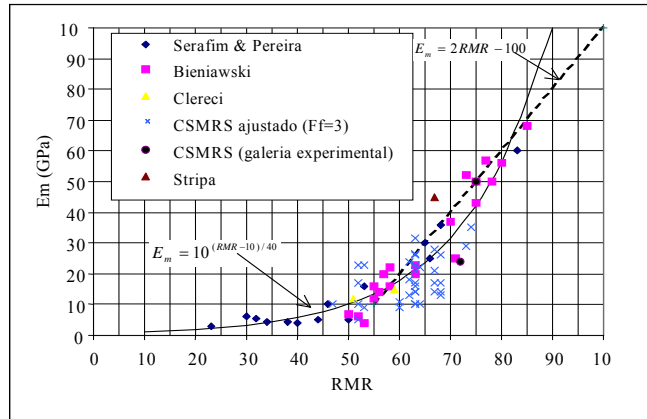


Figura 2.12 - Correlação entre RMR e o módulo de deformabilidade in situ. (modificado - Palmström e Singh, 2001 apud Hidalgo, 2002).

Valores do módulo de elasticidade ( $E_m$ ) obtidos em ensaios *in situ* em 42 locais da Índia, Nepal e Butão, em diversos tipos de rocha foram comparados por Palmström e Singh (2001), com valores de  $E_m$  obtidos por correlações com os métodos de classificação geomecânica RMR, Q e RMi. Eles concluíram que os melhores resultados foram os obtidos com as correlações de RMR e RMi. Ainda foram comparados os valores de determinações em laboratório sobre corpos de prova de rocha intacta com previsões dos métodos de classificação, verificando que as correlações de RMR superestimam o valor de  $E_m$ , em que as correlações de Q são boas unicamente para rocha com  $\sigma_c > 150$  MPa, e que o sistema RMi consegue prever bem os valores obtidos em laboratório mediante:

$$E_m = 5,6RMi^{0,375} \quad (2.63)$$

### 2.9.2 Módulos de Deformabilidade a partir de Ensaios Triaxiais em Rocha Intacta

Os valores dos módulos de Young ( $E$ ) e os coeficientes de Poisson ( $\nu$ ) são calculados utilizando a teoria da elasticidade a partir de dados obtidos das curvas de tensão desviadora versus deformação axial e de tensão desviadora versus deformação radial, através de:

$$\varepsilon_a = \frac{(\sigma_1 - 2\nu\sigma_3)}{E} \quad (2.64)$$

$$\varepsilon_r = \frac{(\sigma_3 - \nu(\sigma_3 + \sigma_1))}{E} \quad (2.65)$$

Onde:

$\varepsilon_a$  : deformação axial máxima no trecho reto da curva tensão deformação axial

$\varepsilon_r$  : deformação radial para a tensão correspondente a  $\varepsilon_a$

E : módulo de Young

$\nu$  : coeficiente de Poisson

$\sigma_1, \sigma_3$  : tensões principais maior e menor respectivamente.

### 2.9.3 Estimativa Empírica do Módulo do Maciço Rochoso - Hoek & Diederichs (2006)

E. Hoek e M. S. Diederichs (2005), através de análises de dados baseados numa extensa coleção de casos práticos na China e Taiwan, propuseram duas novas equações para a estimativa empírica do módulo de deformação do maciço rochoso. Estas estimativas estão baseadas no índice de resistência geológico (GSI), o módulo de deformação da rocha intacta ( $E_i$ ) e o fator de perturbação do maciço rochoso (D) (Figura 2.13).

### 2.9.4 Módulos do Maciço Rochoso a Partir de Ensaio Geofísicos

Segundo Assis (2003a), os ensaios geofísicos baseados na velocidade de onda longitudinal e/ou transversal, são comparativamente menos dispendiosos e econômicos cobrindo grandes extensões de área, mas os resultados desses testes podem ser altamente variáveis em maciços rochosos fraturados, não requerendo uma grande logística para a realização no campo. O procedimento típico consiste na: (i) instalação de um emissor de ondas (impacto ou detonação) a certa distância (L) do receptor (geofone), que vai medir o tempo gasto pelas ondas para percorrer esta distância; e a (ii) determinação das velocidades de ondas longitudinal ( $V_l$ ) e transversal ( $V_t$ ). As velocidades das ondas são dadas por (Sheriff, 1972):

$$V_l = \frac{L}{t_l} \tag{2.66}$$

$$V_t = \frac{L}{t_t} \tag{2.67}$$

Os módulos de elasticidade e cisalhante são dados por (Sheriff, 1972 e Dowding, 1985):

$$E = V_l^2 \rho \tag{2.68}$$

$$G = V_t^2 \rho \tag{2.69}$$

Onde  $\rho$  é a massa específica da rocha. O coeficiente de Poisson é dado por:

$$\nu = \frac{1}{2} \left( \frac{V_l^2}{V_t^2} \right) - 1 \quad (2.70)$$

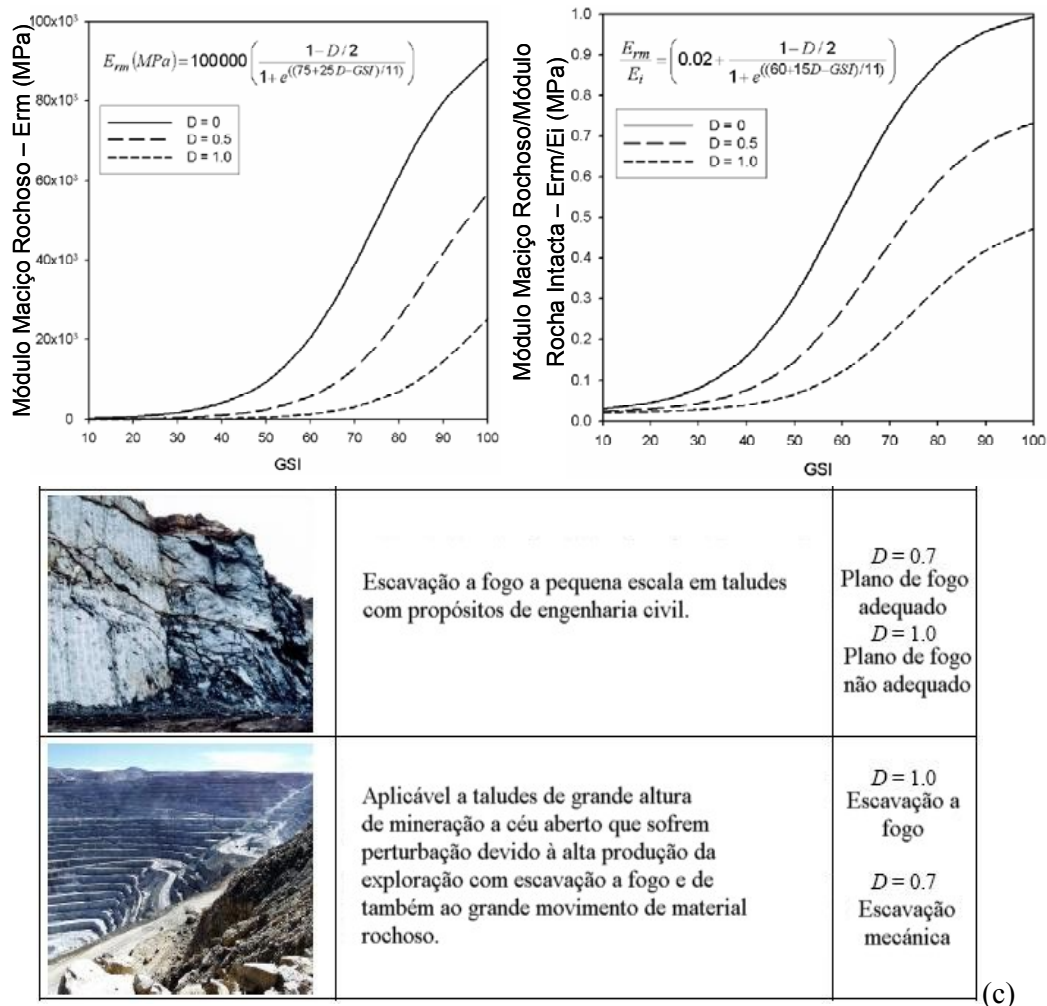


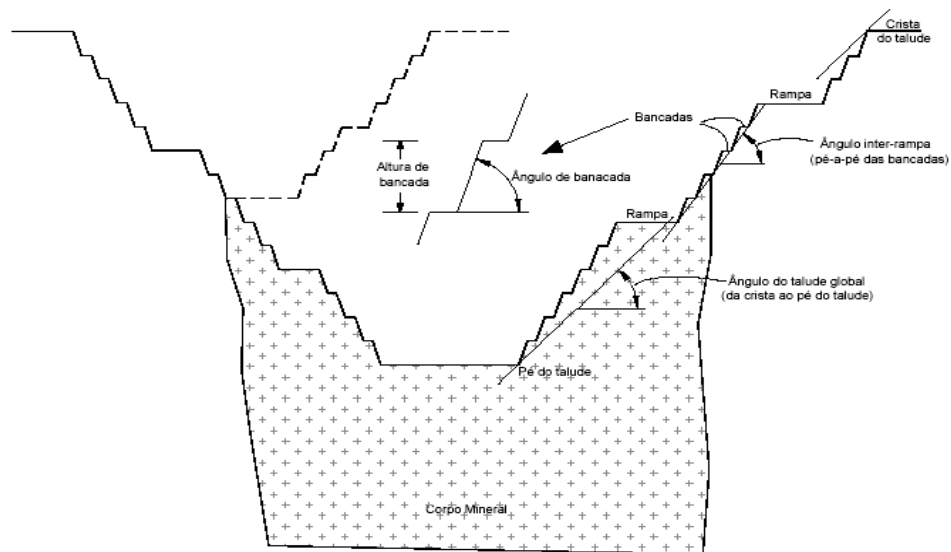
Figura 2.13 – Método de Hoek & Diederichs para a estimativa do módulo de deformabilidade (a) gráfico simplificado baseado somente no GSI (b) gráfico baseado no GSI e no módulo da rocha intacta (modificado – Hoek & Diederichs, 2006) (c) grau de perturbação (D) em taludes (modificado – Hoek et al., 2002).

## 2.10 MECÂNICA DE TALUDES ROCHOSOS EM MINERAÇÃO

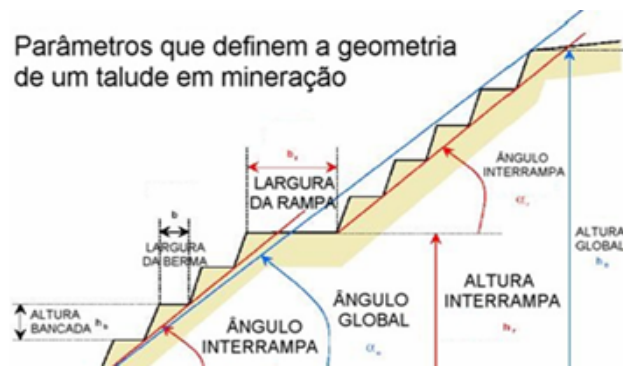
Nos últimos anos, minerações de grande escala, que começaram suas operações em meados do século passado, passaram a executar profundas escavações a céu aberto com o objetivo de

extrair minerais em grandes quantidades de material rochoso; desta forma as lavras a céu aberto vêm alcançando alturas superiores a 700 metros. Além disso, justificados pela necessidade de obter o maior ganho econômico possível através da extração de minério, os taludes finais tornam-se íngremes, de tal forma que a extração do material estéril diminui. Conforme mostra a literatura, muitas minas foram projetadas prevendo-se para o futuro taludes globais com alturas superiores a 1100 m (Hoek et al., 2000a e Call et al., 2000).

A configuração geométrica da escavação vai depender basicamente da distribuição espacial do corpo mineral conjugada com a geomecânica do maciço rochoso. Na Figura 2.14 é mostrada a configuração dos taludes de uma mina, destacando-se: o talude de bancada, o talude inter-rampa e o talude global, os quais seguem aspectos geométricos.



(a)



(b)

Figura 2.14 – (a) Configuração inicial e final dos taludes numa mina a céu aberto (modificado – Sjöberg, 1999) (b) Geometria de um talude de mineração superficial.

Pode-se dizer que, quanto mais íngreme se mostra o talude, menor é a remoção do material estéril, logrando um custo de extração baixo. Porém, com o ganho da altura e o aumento dos ângulos dos taludes devido ao processo de escavação, resulta também em acréscimo do risco de uma possível instabilidade.

Sjöberg (1999) afirma que “infelizmente, mecanismos de ruptura em taludes de grande porte, especialmente em rochas duras e em rochas muito fraturadas, são geralmente pouco entendidos e/ou conhecidos”.

Segundo Sjoberg (1999), os assuntos mais urgentes a serem pesquisados e resolvidos são: (i) conhecer as condições para a ocorrência dos diferentes tipos de rupturas em taludes de grande altura; (ii) conhecer as condições para a deflagração da ruptura e (iii) conhecer a forma e a localização da superfície de ruptura. Além disso, segundo Tejada (2007) deveriam ser o Fator de Segurança (FS) mais a Probabilidade de Ruptura (Pr), os índices que ajudem ao engenheiro geotécnico de mineração a planejar os taludes com larguras de bermas mais estreitas, por exemplo. Tudo isto baseado na qualidade de parâmetros, para conferir ao talude índices de confiabilidade eficientes para a jornada diária de trabalho de exploração e beneficiamento.

Para poder realizar análises de estabilidade de taludes deve-se compreender o comportamento mecânico de taludes altos e os fatores que influem em algum tipo de instabilidade (Fig. 2.15).

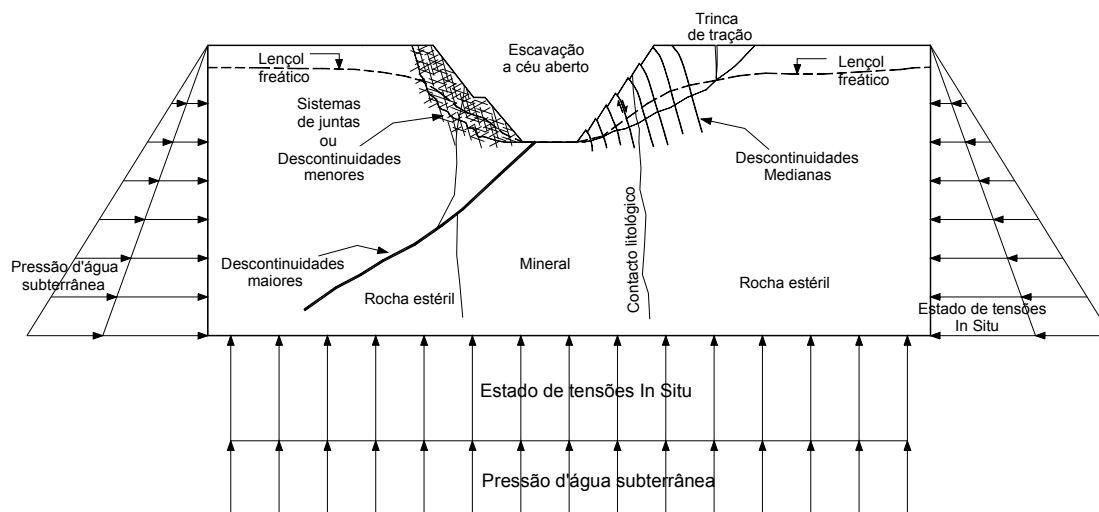


Figura 2.15 – Fatores que influenciam ao maciço rochoso (modificado – Sjoberg, 1999).

Sjöberg (1999) enfatiza o efeito da escala, comparando o tamanho das discontinuidades em relação à altura do talude (com 30, 90 e 500 m). Para a suposição do dito efeito, o autor considera dois sistemas ou famílias de discontinuidades com persistências entre 8 e 10 m, pontes rochosas entre 3 e 5 m e espaçamentos entre 3 e 7 m. O resultado é que, com essa distribuição espacial de juntas para taludes pequenos de 30 m, há pouco fraturamento, enquanto para taludes com alturas com mais de 500 m o maciço este se mostra altamente fraturado. Isto porque, o tamanho do bloco unitário é muito pequeno comparado com a altura do talude, fato que talvez permita considerar o maciço rochoso como um meio contínuo. Num maciço, pode haver mais de dois sistemas de discontinuidades, com espaçamentos e persistências muito menores que os pesquisados e apresentados (Figura 2.16).

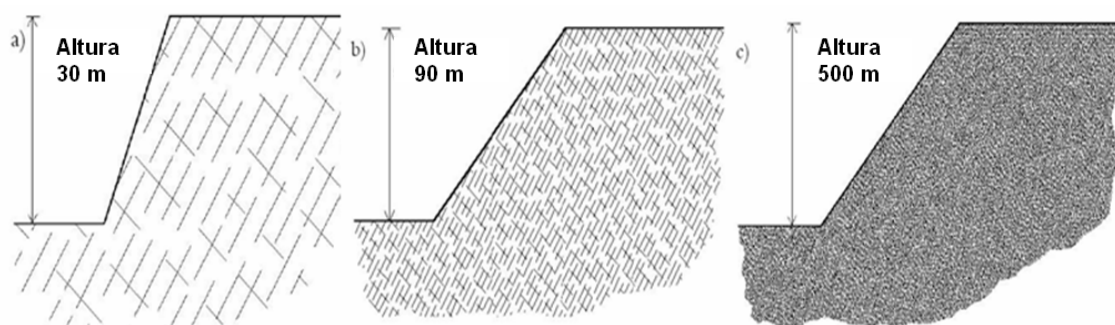


Figura 2.16 – Padrão de discontinuidades de um talude rochoso com duas famílias de juntas (a) bancada de 30 m de altura com ângulo de 70° de inclinação (b) talude inter-rampa de 90 m de altura com um ângulo de 50° de inclinação (c) talude de grande porte de 500 m de altura com um ângulo de 50° de inclinação (modificado – Sjöberg, 1999).

Em taludes de grande porte, civis ou de mineração, as possíveis rupturas podem estar controladas por discontinuidades individuais, podendo afetar a estabilidade em nível de bancada e ser controlada pela estrutura do maciço em conjunto, afetando o talude global e dando por resultado uma ruptura sem controle estrutural. Também ocorrem rupturas globais originadas por estruturas persistentes que afetam assim a estabilidade do talude em conjunto. Além disso, estas discontinuidades maiores podem controlar completamente a estabilidade, já que os maciços rochosos podem apresentar estruturas geológicas e estruturas procedentes do processo evolutivo de escavação, resultando situações complexas, onde vários fatores condicionam a estabilidade (Hoek et al., 2000b) (Figura 2.17).

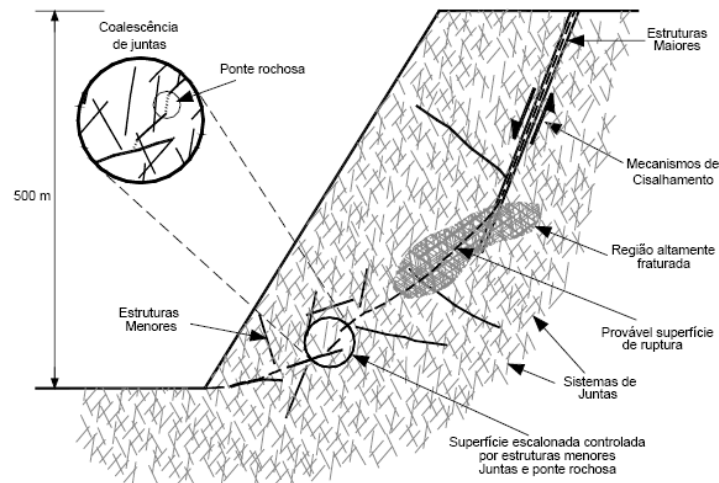


Figura 2.17 – Superfície de ruptura num talude hipotético com numerosos e diferentes mecanismos de ruptura cisalhante (modificado – Hoek et al., 2000b).

Ressaltamos que uma provável superfície de ruptura é governada por estruturas tanto maiores (descontinuidades persistentes), menores (juntas), pontes rochosas (rocha intacta) e regiões altamente fraturadas, onde se desenvolveriam mecanismos de cisalhamento ao longo de descontinuidades e coalescência de juntas nas pontes rochosas (Zea, 2004).

Além das mencionadas anteriormente, existem outros fatores que influenciam a estabilidade em taludes de grande porte em mineração, podendo diminuir a resistência do maciço rochoso, sendo alguns: (a) água subterrânea (b) forças sísmicas (c) dano induzido pelo efeito do desmonte (d) concentração originada pela redistribuição de tensões induzidas devido às mudanças geométricas da lavra (e) condições climáticas (f) tempo.

Em maciços rochosos, a tensão vertical pode ser estimada em regiões de geomorfologia plana pela relação:

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \quad (2.71)$$

Onde:

$\sigma_v$  : tensão vertical a uma profundidade  $z$

$\gamma$  : peso específico

$z$  : profundidade.

Na Equação 2.71, a tensão vertical é interpretada como um acréscimo linear com a profundidade ( $z$ ). A complexidade da quantificação da tensão horizontal nas regiões de alta atividade tectônica tais como nos Andes de Sul América, é devida as tensões iniciais horizontais maiores que as verticais. A tensão horizontal sem perturbação pode ser estimada a partir de:

$$\sigma_h = k \cdot \sigma_v \quad (2.72)$$

Onde:

$k$  : coeficiente de empuxo

$\sigma_h$  : tensão horizontal.

Segundo Hoek & Brown (1980); Herget (1988) e Sheorey (1994) foi mostrado que as tensões horizontais são definitivamente maiores que as verticais para profundidades menores que 1000m. Este fato foi explicado pela atuação da componente geotectônica na crosta. Muitas das minas a céu aberto que foram estudadas localizam-se em regiões orogênicas, tal como nos Andes Sul Americanos (Perú), assim permitindo assumir o valor de  $k > 1$ .

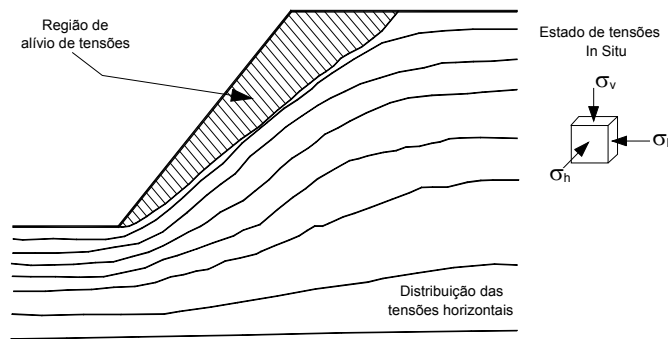


Figura 2.18 – Redistribuição das tensões com a mudança de geometria (modificado – Sjöberg, 1999).

Na geração de tensões induzidas em lavras superficiais, o estado de tensões iniciais é perturbado conforme a evolução da escavação. O vazio criado pela modificação da geometria origina que as tensões se redistribuam ao longo da borda da lavra (Figura 2.18). Existindo uma zona de alívio de tensões na face do talude, a redistribuição das tensões devido à remoção do material resulta ser um desconfinamento do maciço rochoso (Sjöberg, 1999 e



Hoek et al., 2000a). Nesta região, a tensão vertical diminui, provocando, a abertura de fendas pré-existentes (juntas de alívio sub-horizontais). Isto ocorre devido ao decréscimo da tensão normal (diminuição da resistência ao cisalhamento), caracterizando uma região com sérios problemas de escorregamentos.

Na região do pé do talude há concentração de tensões (acréscimo de tensões compressivas e de cisalhamento) que poderiam gerar instabilidade por tensões induzidas (Dodd & Anderson, 1971; Stacey, 1973). Com o acréscimo da altura dos taludes, as tensões também se incrementam, existindo um acréscimo de risco de ocorrência de rupturas (Sjöberg, 1997).

Há evidência da existência de esforços de tração desenvolvidos na região da crista do talude. Estes esforços são maiores, quanto mais elevadas forem as tensões horizontais iniciais e quanto mais íngremes forem os ângulos do talude (Stacey, 1973 e Coulthard et al. 1992). A variação da tensão horizontal inicial só afeta ao estado de tensões do pé do talude, ao passo que a região da face estaria sujeita apenas às cargas de gravidade. Por outro lado, há indícios que na face do talude a tensão horizontal não depende da inicial, após a escavação. Entretanto, quanto maior a inicial, maior o decréscimo ou o alívio de tensões e maior será o efeito de abertura de fraturas pré-existente e eventualmente, maior o dano ao material intacto, dependendo da trajetória de tensões até o alívio (Hustrulid & Kuchta, 1995).

## **2.11 FUNDAMENTOS GEOMECÂNICOS E GEOFÍSICOS NA DETONAÇÃO**

Os mecanismos que controlam as interferências dos processos associados à detonação dos explosivos, desde a perfuração dos furos até a detonação e a propagação da onda de choque (principalmente da onda P) e dos gases, é concernente da qualidade do maciço rochoso. Descrevem-se ainda as principais teorizações existentes na literatura sobre os danos induzidos pelas detonações e as técnicas aplicadas para a sua identificação, mitigação e quantificação.

De acordo com Geraldi (1987), a detonação de uma carga de explosivo dentro de um furo de perfuração gera pressões instantâneas que podem atingir níveis que variam de 2 a 600 MPa, dependendo das características e quantidades dos explosivos utilizados. Bhandari (1997) afirma que quando um explosivo é detonado, as pressões podem exceder a 10 GPa.

Parte da energia gerada pelo explosivo atua na quebra e lançamento da massa rochosa. Outra parte atua no maciço rochoso sob a forma de ondas de choque instáveis de alta velocidade, que se propagam pela massa, sob forma ondulatória, provocando vibrações até que a energia se dissipe. Uma terceira parte da energia de detonação é transmitida à atmosfera, provocando

ruídos e sobrepressão acústica. Tais efeitos ocorrem porque a detonação de uma carga de explosivos gera uma onda de tensões e significantes pressões de gás, resultando em complexas reflexões e refrações destas ondas nas descontinuidades existentes no maciço rochoso, causando danos.

Estes danos ocorrem tanto na massa lavrada, quanto no maciço remanescente atrás da parede escavada, sendo denominado por sobre ruptura (*backbreak*). Isto ocorre particularmente na presença de famílias de fraturas, que funcionam como faces livres, causando reflexão e refração das ondas de tensão, e ainda proporcionando caminhos para a dissipação da pressão do gás (Hudson & Harrison, 1997). O dano pode ser definido como qualquer mudança das propriedades de um material que altere seu comportamento (Singh, 1993). O dano à rocha provocado pela detonação relaciona-se diretamente com o nível de tensão que a atinge e com suas condições geomecânicas antes da detonação. Ao detonar um explosivo, parte da energia é transmitida diretamente ao maciço, na forma de ondas de tensões que, conseqüentemente, induzem a deformações e a fragmentação. Segundo Paventi et al. (1996), dano inerente corresponde à redução de integridade do maciço rochoso provocada por processos naturais.

Ao contrário de dano induzido, provocado pela ação de equipamentos e explosivos. O comportamento das vibrações do terreno no chamado campo distante (*far field*) tem sido objeto de diversos estudos ao longo das últimas décadas, resultando em teorias e técnicas bem definidas para a previsão do comportamento destas vibrações. Comparativamente, tem sido realizado um número bem menor de estudos sobre o comportamento das vibrações no chamado campo próximo (*near field*), situado dentro dos primeiros metros a partir dos furos detonados. Entretanto, o conhecimento sobre o comportamento do maciço na região adjacente a uma carga é fundamental para o entendimento do dano provocado pela detonação.

A influência da zona de dano devido às detonações tem despertado grande interesse nas últimas décadas. Muitos trabalhos têm procurado entender, em termos técnicos e econômicos, a zona de dano aceitável para as diversas aplicações de explosivos (Holmberg, 1993).

Os danos remanescentes ocorrem quando há fraturamento, inclusive pelo esmagamento e formação das fissuras radiais, em torno dos furos detonados, e das fissuras tangenciais, paralelas às faces livres. Isto é causado por diversos fatores: (i) elevadas pressões de detonações; (ii) afastamento excessivo da coluna ou *burden*; (iii) intervalos inadequados dos retardos entre as fileiras de furos; (iv) orientação desfavorável do plano de fogo em relação ao fraturamento ou às direções das tensões principais (Bhandari, 1997).

Além disso, as sobrecavações (*overbreaks* ou *backbreaks*) ocorrem quando a rocha é removida ou danificada além do perímetro especificado pelo projeto de desmonte. Isto pode ser causado por sobrecarregamento, por imperfeições/inacurácia na perfuração, ou pela ação da gravidade combinada com condições geológicas.

Zagreba (2003) afirma que o fraturamento rochoso causado por detonações depende do número de superfícies livres, da coluna detonada, da precisão dos furos e da geometria da rocha. Depende das propriedades físicas e da densidade de carregamento dos explosivos, do tipo de tampão, da estrutura da rocha e resistência mecânica, dentre outros fatores. As descontinuidades presentes no maciço têm uma tendência de influenciar o ângulo de quebra da rocha. Nestas situações o ângulo obtido pode ser diferente do projetado. Em alguns casos, se existe um número razoável de juntas alteradas, o ângulo obtido é determinado pelo ângulo entre as famílias de juntas. Dowding (1985) reporta que o grau de fraturamento varia com o diâmetro do furo e o tipo de rocha. Para pequenos diâmetros, as fissuras podem atingir de 1 a 2m, enquanto que para diâmetros elevados podem atingir comprimentos entre 10 a 20 m.

## **2.12 DANOS PRODUZIDOS PELO CORTE E PERFURAÇÃO**

Os fatores que influenciam na escolha do método de perfuração incluem o tipo de rocha, as condições de campo, a escala de operações, além dos custos da operação. Os fatores que influenciam na razão de perfuração incluem a capacidade da perfuratriz, o tipo de broca, a circulação d'água e o tipo de rocha. Os sistemas comuns de perfuração em uso atualmente são através de rotação, percussão e roto-percussão e distinguem-se pela forma de ataque à rocha. As brocas podem ser classificadas de acordo com o formato de suas superfícies de corte, podendo ser cônicas, esféricas, prismáticas ou piramidais. As forças transmitidas para a rocha concentram-se na área de contato. A tensão aplicada no contato e logo abaixo da broca domina a quebra da rocha.

Experimentos que simulam o corte através de sondas percussivas e rotativas indicam que a quebra ou corte da rocha ocorre de três modos distintos: (i) britagem ou esmagamento; (ii) formação de fissuras e (iii) lasqueamento. Os dois primeiros processos são essencialmente estáticos, enquanto que o lasqueamento é causado pela tensão aplicada. As tensões sob a coroa são compressivas, sendo que a fissuração ocorre durante a propagação de fissuras na vizinhança da zona britada. O lasqueamento é resultante da fragmentação da rocha submetida a um estado de compressões triaxiais.

Com a crescente demanda por bens minerais e obras de infraestrutura associadas ao constante desenvolvimento de tecnologias, verifica-se um significativo aumento no porte das operações de escavação, com objetivo de ganho de produtividade. Isto implica em maiores danos de perfuração e de desmonte em função do porte dos equipamentos e das maiores razões lineares de carregamento, podendo ocasionar sérios problemas de controle dos maciços rochosos remanescentes (Holmberg, 1993).

No caso de mineradoras de cobre, a fase de execução dos furos para inserção dos explosivos já acarreta danos ao maciço. Este processo é realizado com perfuratrizes pneumáticas ou elétricas, que são equipamentos roto-percussivos que viabilizam alta produtividade através de elevada velocidade de corte e penetração, normalmente com diâmetros de 31,1 cm ou superiores. Portanto, existe a possibilidade de abertura de fissuras e lascas na rocha, pelo efeito do equipamento de corte, mesmo que estes sejam de ordem de grandeza inferior aos causados pela ação dos explosivos.

Segundo Kou et al. (2004) o entendimento dos mecanismos de fraturamento induzidos pela perfuração, é necessário levar em consideração a iniciação, o crescimento e a coalescência das fissuras, com a interceptação destas umas com as outras e a conseqüente formação de lascas. As fissuras podem ser observadas nas três zonas típicas da área de perfuração em rochas: zona de desintegração, zona britada e zona fissurada (Figura 2.19). Além das três zonas ainda ocorrem às fissuras intermediárias, radiais e laterais. As fissuras laterais são consideradas, juntamente com a zona britada, as mais importantes e significativas na perfuração, propiciando a coalescência entre as fissuras e formando as lascas de rocha.

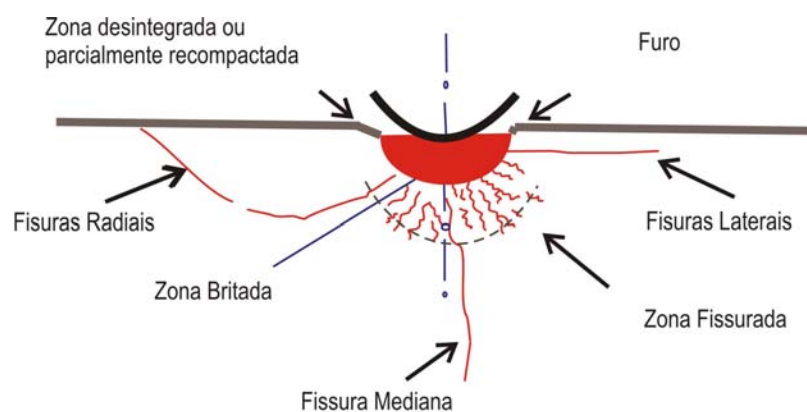


Figura 2.19 - Zonas de desintegração, britada e fissurada devido à perfuração da rocha (modificado - Kou et al., 2004).

Segundo Kou (1995), a rocha contém partículas estruturais, cristais e partículas amorfas unidas por materiais cimentantes. Além das partículas estruturais, fraturas pré-existentes ou induzidas por tensões têm função importante na engenharia de mecânica de rochas. Teoricamente, entende-se que a rocha se difere da maioria dos materiais porque contém fraquezas, estruturas e fraturas que interagem com a natureza descontínua da estrutura.

Praticamente, estas discontinuidades favorecem uma melhor fragmentação da rocha em maciços “quase” homogêneos geologicamente e estruturalmente como é no caso de jazidas do tipo pórfiro de cobre, ou pelo contrario, colaboram na proteção contra a fragmentação quando se trata de jazidas heterogêneas do tipo escarnito de cobre que contam com complexos sistemas de juntas nas estruturas rochosas, como é o caso da mineração Tintaya no Perú. As características estruturais do fraturamento na escavação a fogo são descritas a continuação.

### **2.13 PLANO A FOGO E CARACTERÍSTICAS GEOMECÂNICAS**

Na detonação, a pequena massa de explosivo químico é transformada em um grande volume de gás, com geração de altas pressões e um grande aumento de temperatura. O resultado da detonação provoca o fraturamento dinâmico da rocha pela interação de ondas de choque e da pressurização do gás no interior dos furos e das fraturas à medida que estas se desenvolvem.

Três importantes objetivos devem ser considerados no planejamento de fragmentação de rochas a fogo (Hoek & Brown, 1980 e McKenzie, 1993): (i) a detonação deve fragmentar a rocha com eficiência e economia e deve produzir uma pilha de material bem uniforme que facilite sua remoção, transporte, armazenamento e processamento; (ii) o maciço rochoso remanescente deve ser danificado o mínimo possível para incrementar a segurança e reduzir a necessidade e custos de suportes posteriores; e (iii) o impacto ambiental deve ser minimizado para proteger as estruturas influenciadas nas proximidades.

Estes objetivos podem ser efetivamente alcançados com a aplicação do controle de fraturamento sobre todas as fases do processo de desmonte: iniciação, propagação e interrupção da fratura. O controle da fase de iniciação envolve a escolha do número e da localização de fissuras ao redor do furo de detonação, o que em campo pode ser feito com auxílio de ferramentas de corte especiais. Controle da propagação significa manter uma desejada direção e velocidade de fraturamento, asseguradas pela geração de um campo de tensões que resulte em fatores de intensidade de tensão suficientemente alto para provocar o

fraturamento, mas sem ramificações. Controle de interrupção implica que o fator de intensidade de tensão deve ser mantido em níveis adequados a fim de evitar a interrupção do crescimento da fratura antes que um comprimento desejado tenha sido atingido.

O desmorte de rocha a céu aberto para construção de cavas em operações de mineração e outras atividades, é feito através de bancadas (Figura 2.20), que apresentam as seguintes características: a praça, onde operam os equipamentos de carga e de transporte; a face levemente inclinada deixada e o topo, onde operam os equipamentos de perfuração.

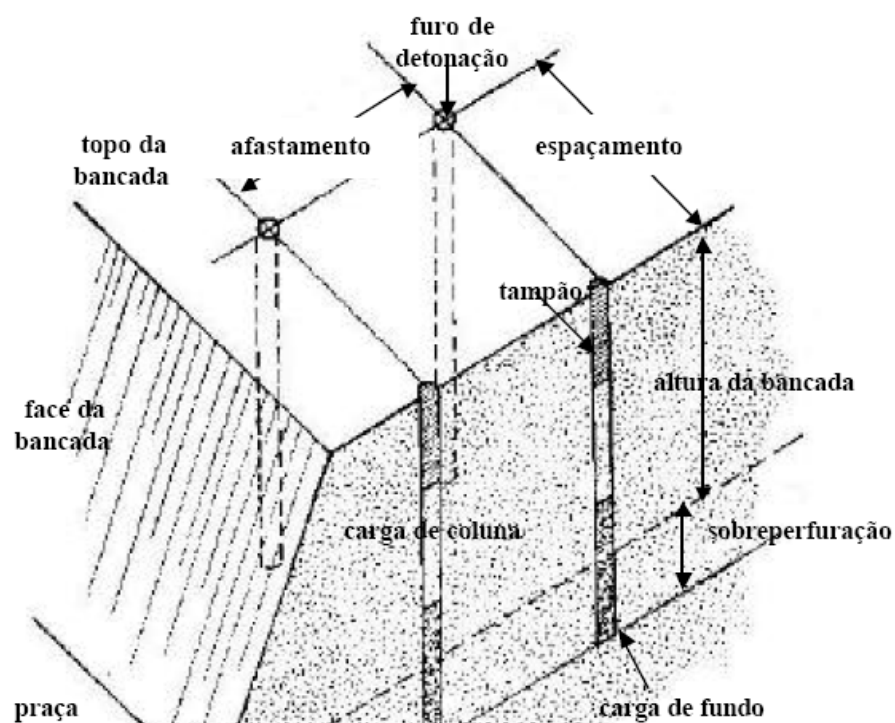


Figura 2.20 – Geometria dos elementos num plano de fogo (modificado – Wyllie & Mah, 2003).

A Figura 2.21 mostra o efeito que causam as famílias de juntas ao redor de um furo de detonação e a forma da fragmentação obtida. Uma condicionante importante para o plano e escavação a fogo é estudar em que condições e em que densidades se encontram as descontinuidades, sendo a ausência destas estruturas um fator limitante na fragmentação adequada para o caso de maciços rochosos complexos estruturalmente, como foi mencionado anteriormente.

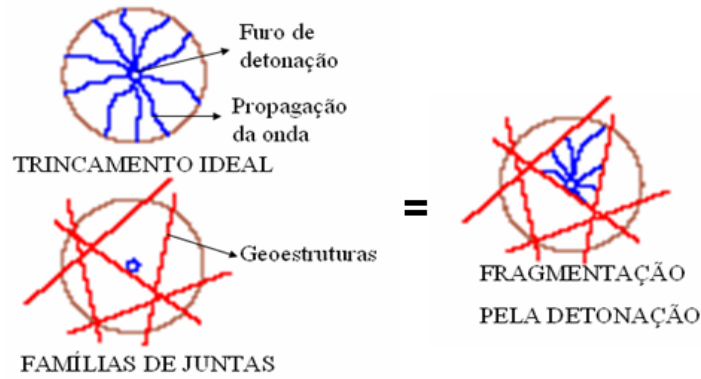


Figura 2.21 - Efeito das estruturas ou descontinuidades na fragmentação do maciço rochoso.

A direção (Figura 2.22) é um dos aspectos que tem mais influência no maciço rochoso, para o plano da malha de explosivos, podendo ter diferentes situações. Nas Figuras 2.22a e 2.22b a influência da velocidade das ondas é máxima quando o ângulo de incidência com a face do talude da lavra é aproximadamente de 15 a 45°. Para as Figuras 2.22c e 2.22d a direção das descontinuidades é paralela com respeito aos taludes da lavra, nesta situação a influência da velocidade de propagação das ondas é mínima. Na Figura 2.22d, a direção é muito desfavorável, produzindo fuga dos gases do explosivo, resultando assim em uma escavação defeituosa.

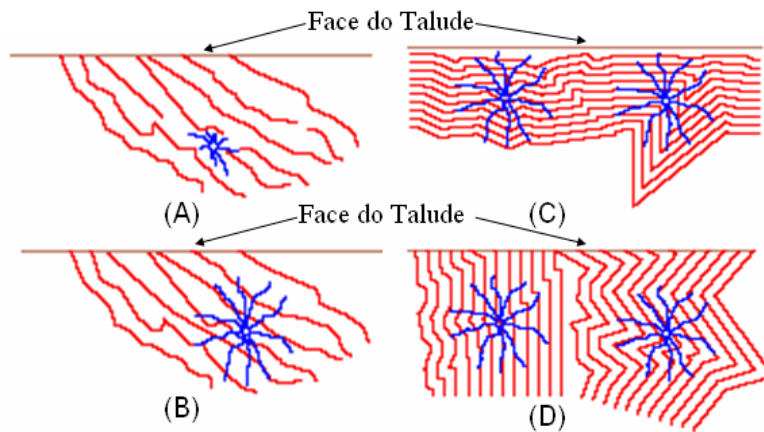


Figura 2.22 - Efeito da direção das descontinuidades na fragmentação do maciço rochoso.

O entendimento da geologia estrutural presente nos taludes de mineração contribui para a definição da malha adequada para a detonação, como também para a seqüência de escavação. Outra característica importante é a persistência das descontinuidades, já que influi no

comportamento do maciço rochoso e na carga explosiva distribuída associando-se automaticamente ao tipo de mecanismo de ruptura mais favorável.

A Figura 2.23a mostra que as descontinuidades não estão próximas ao furo de detonação, tendo como resultado uma fragmentação defeituosa, assim ter-se-á que realizar uma detonação adicional, aumentando os custos de operação, já que a malha de explosivos deve ser mais densa. A Figura 2.23b mostra que quando as descontinuidades abarcam as proximidades do furo de detonação, a fragmentação é favorecida pelas descontinuidades. Com famílias de juntas densas, a malha de explosivos é mais ampla.

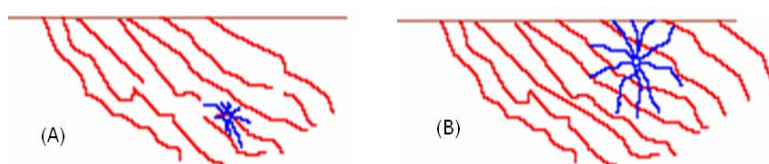


Figura 2.23 - Efeito da persistência das descontinuidades na fragmentação do maciço rochoso.

O espaçamento ( $S$ ) entre as descontinuidades influencia a fragmentação, assim deve-se considerar a distância entre os furos de detonação ( $Sh$ ), a separação das descontinuidades ( $S$ ) e o tamanho máximo do bloco admissível formado entre as descontinuidades ( $M$ ). A Tabela 2.8 mostra as possíveis combinações e a influência na percentagem da fragmentação provável e as características anteriormente citadas.

Tabela 2.8 - Combinações entre  $Sh$ ,  $S$  e  $M$  (modificado - López, 1994).

$S:Sh$	$S:M$	$Sh:M$	Fragmentação sensível ao consumo do explosivo	% de Fragmentação Previsível
$S > Sh$	$S > M$	$Sh > M$	Sim	Média
$S > Sh$	$S > M$	$Sh < M$	Sim	Baixa
$S > Sh$	$S < M$	$Sh < M$	Sim	Baixa
$S < Sh$	$S > M$	$Sh > M$	Não	Alta
$S < Sh$	$S < M$	$Sh < M$	Não	Baixa
$S < Sh$	$S < M$	$Sh > M$	Não	Baixa

A avaliação do resultado final de uma etapa de escavação é um procedimento importante, porem não garante uma correção ótima para a escavação seguinte, devido a que, o maciço rochoso é muito variável dentro de cada bancada. Assim é necessária uma adequada



caracterização contínua do maciço rochoso por fragmentar, levando em conta também os equipamentos e os tempos de detonação.

## **2.14 FATORES DE DANO POR DETONAÇÃO DE EXPLOSIVOS**

Segundo Fournery et al. (1983) o resultado da detonação é a pressurização dos furos e das fraturas, existentes ou induzidas, e uma grande onda de choque que se desloca pelo interior do maciço. Ao longo dos anos diversos autores divergiam sobre qual o fenômeno que conduzia à fragmentação da rocha nas detonações: se a passagem das ondas de choque, na forma de ondas compressivas e de tração, ou a elevada pressão dos gases percorrendo as fraturas. Entretanto, hoje já existe o consenso de que, para uma adequada fragmentação, uma detonação deve obter os dois efeitos simultaneamente, e esta possibilidade é condicionada ao tipo de rocha e aos explosivos utilizados.

### **2.14.1 Influência das Ondas de Choque**

Imediatamente após a detonação uma onda de tensão de compressão é liberada, propagando-se em direção à face livre. Ao atingir esta face, ela reflete e retorna como uma onda de tração. A elevada tensão de compressão causada pela detonação do explosivo pode ser superior àquela suportada pela rocha, causando a pulverização do furo e fraturamento da região próxima a este. As ondas compressivas, ao se refletirem na face livre do talude, retornam ao maciço sob forma de ondas de tração, causando a fragmentação da parede, uma vez que a rocha possui baixa resistência à tração. Isto ocorre porque a rocha é capaz de sustentar a onda compressiva para um dado valor de tensão, mas não suporta a onda de tração com tensões da mesma magnitude (Hudson & Harrison, 1997).

As tensões de compressão causam fragmentação em regiões próximas e as de tração são as responsáveis pela fragmentação da rocha, em regiões mais distantes, cujas fraturas abertas são expandidas pela passagem dos gases com altas pressões provenientes da detonação. A energia liberada pela ação dos explosivos utilizados pelas mineradoras produz imediatas alterações nas características da rocha justaposta ao furo carregado, criando também zonas com diferentes comportamentos e características. Durante o aumento de pressão da fonte explosiva junto às paredes do furo forma-se a zona britada, caracterizada pelo esmagamento do material. Posteriormente, pela tensão proveniente da propagação das ondas de pressão, fraturas radiais se propagam a partir da extremidade da zona britada (ou esmagada).

Segundo Hustrulid & Kuchta (1995), durante o período e após a passagem da onda de choque ao longo de uma carga explosiva, a rocha em torno da detonação está submetida às seguintes fases de carregamento: (i) carregamento dinâmico, durante a detonação da carga explosiva e a propagação da onda instantânea; (ii) carregamento quase-estático, inferior à tensão residual da rocha na parede do furo devido à produção de gases da detonação; e o (iii) descarregamento, durante o período do deslocamento e relaxação do campo de tensões instantâneas.

No carregamento dinâmico, as três zonas geradas pelo carregamento impulsivo e de alta densidade de ondas são verificadas. Na imediata vizinhança do furo, as altas tensões intensificam os resultados na geração de uma onda de choque na rocha, que se comporta como um sólido viscoso. A passagem da onda causa fissuras extensas ou a trituração da rocha, correspondendo à zona britada, conforme esquematizado na Figura 2.24. A intensidade da onda é reduzida pela diminuição da viscosidade. O processo de atenuação também resulta na redução da velocidade da onda. Num furo de raio  $R_f$ , o raio da zona de choque é de aproximadamente  $2R_f$ . Observações superficiais podem não revelar a zona britada em volta dos furos. À medida que a onda de tensão/deformação se move radialmente, a pressão decresce e a onda se torna uma onda compressiva puramente elástica, chamada onda P.

Outras ondas adicionais, as ondas S (de cisalhamento), L (Love) e R (Rayleigh), são formadas em função da interação das ondas P com a face livre da superfície do maciço. Estas ondas sísmicas são combinações complexas de ondas elásticas em que a rocha sofre reverberação de maneira compressiva, cisalhante e de superfície. Cada tipo de onda, P, S, L e R tem uma velocidade de propagação característica, que é função da velocidade sônica, sendo esta uma propriedade do material do maciço rochoso.

O domínio imediatamente ao lado de fora da zona de choque (britada) é conhecido como zona de transição, ou zona fraturada (Figura 2.24). Nesta região a rocha comporta-se como um sólido elástico não linear, sujeito a grandes deformações. Novas fraturas são iniciadas e propagadas no campo das tensões compressivas radiais, com a interação das ondas com as fissuras, que se desenvolvem radialmente conhecida como rosetas de fissuras (*rose of cracks*).

A geração das fissuras radiais extrai energia das ondas P radiais, resultando na redução da intensidade da tensão. O raio  $R_t$  da zona de transição é em torno de 4 a 6  $R_f$  (raio do furo). Na zona de transição, ou fraturada, a intensidade do estado de tensões associado com a onda radial é reduzida gradualmente para um nível em que a rocha tem comportamento elasto-linea. Este domínio é denominado de zona sísmica representado na Figura 2.24.

Embora novas fissuras possam ser iniciadas nesta região, a propagação ocorre exclusivamente pela extensão das longas fissuras da zona de transição. A uma curta distância ao lado da zona de transição, algumas fissuras continuam a se propagar, mas as ondas P rapidamente ultrapassam a extremidade da fissura e a propagação é finalizada. Isso ocorre a uma distância aproximada de  $9 R_f$ , e a geração de fissuras macroscópicas pela onda radial primária se encerra. Quando uma onda compressiva radial é refletida por uma face livre, uma onda de tração é gerada, e sua origem localiza-se na imagem da detonação refletida na parede, como se esta fosse um espelho. O retorno destas ondas de tração gera microfissuras e fraturas tangenciais ao furo, e paralelas às faces livres. Estas fraturas são de grande importância na quebra da rocha e na formação de lascas e blocos instáveis na região atrás da parede detonada.

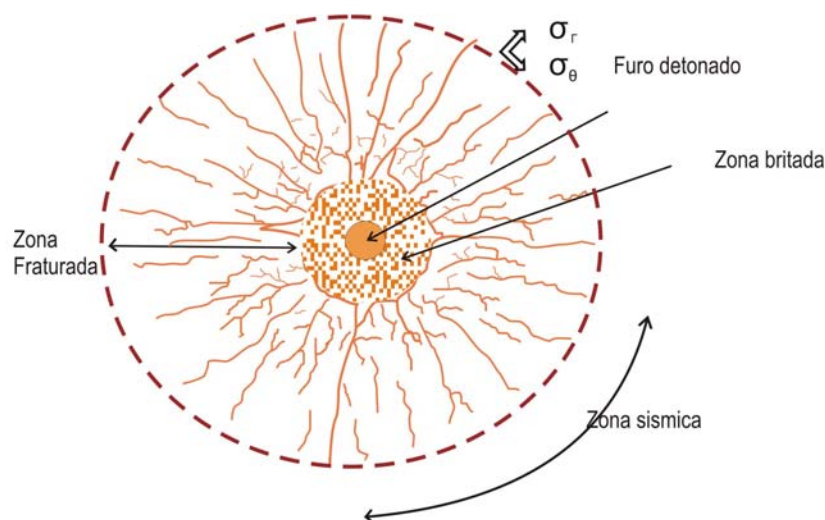


Figura 2.24 - Zonas de fragmentação em torno de furo detonado (Bhandari, 1997).

Segundo Brady & Brown (1993), o processo pode ser considerado como um dos condicionantes da massa rochosa para subseqüentes rupturas macroscópicas, ou de uma acumulação de danos na estrutura da rocha. No interior do maciço rochoso, fissuras intensas podem ser geradas em ambientes onde ocorram mecanismos de propagação de tensões de tração, resultando numa acumulação de danos.

Através de uma modelagem numérica baseada em elementos discretos, Donze et al. (1997) avaliaram a importância das ondas de tensão na iniciação e propagação de fraturas durante a fase de fraturamento (carregamento) dinâmico. A Figura 2.25 mostra os estágios consecutivos no processo de fraturamento dinâmico de uma explosão.

O objetivo dos autores citados acima foi o de reproduzir e observar a criação de uma zona britada e a geração de fraturas radiais resultantes da detonação. A frente compressiva da onda elástica mostrou ser a responsável pela formação da zona britada, uma vez que sua amplitude é superior à resistência compressiva da rocha. Por sua vez, a tração produzida pela onda elástica contribuiu para a criação das fraturas radiais. Testes realizados mostraram que o tamanho da zona britada e o comprimento das fraturas radiais têm relação direta com a pressão de pico da detonação e a frequência a ela associada.

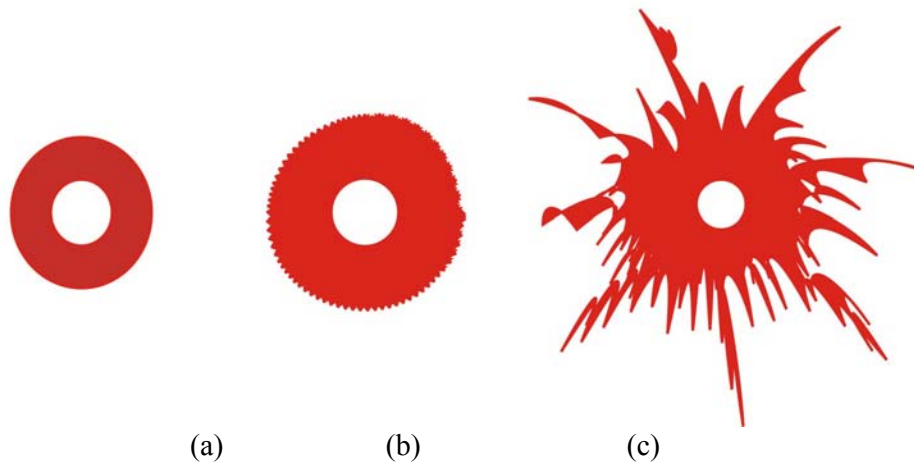


Figura 2.25 - Estágios consecutivos do carregamento dinâmico: (a) formação da zona britada; (b) britagem e fraturas na zona não linear; e (c) fissuras radiais produzidas pelas ondas elásticas (Donzé et al., 1997).

No carregamento quase-estático, a fase dinâmica de carregamento se encerra quando a onda radial propagada para a face livre é refletida e ultrapassa o plano formado pela posição das minas. Como o deslocamento da massa de rocha não ocorre num intervalo muito maior que o tempo de carregamento dinâmico, sugere-se que a pressão causada pela detonação produz gases que podem exercer uma função significativa na fragmentação da rocha. A pressão de gás sustentada pela mina aumenta o diâmetro do furo e gera um campo de tensões quase-estáticas em torno do furo, podendo ainda percorrer dentro das fraturas geradas pelo carregamento dinâmico e iniciar extensas fraturas, conforme indicado na Figura 2.26.

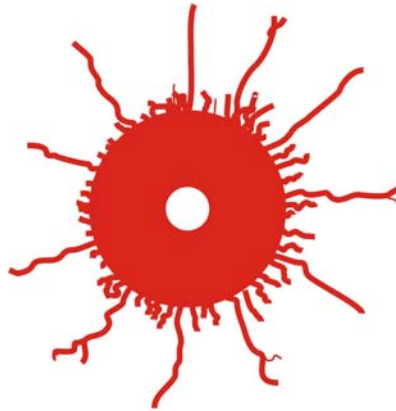


Figura 2.26 - Expansão do furo e da zona britada e propagação das fraturas radiais no carregamento quase estático (Donzé et al., 1997).

No descarregamento, as observações de campo têm mostrado que o tempo decorrido entre a detonação de uma carga e o início da movimentação da massa rochosa a ser fragmentada pode ultrapassar em dez vezes a fase de carregamento dinâmico. A desintegração da rocha ocorre durante o processo de deslocamento. Cook et al. (1966) afirmam que o descarregamento pode conduzir a um estado de sobre-relaxamento, gerando tensões de tração no maciço rochoso.

Desta forma, a sobrecavação (*overbreak*) pode ocorrer em razão da sobre-relaxação do maciço, causando a ruptura do mesmo além dos furos. Isto se deve à reação da massa rochosa justaposta à rápida ação de perda da pressão.

#### **2.14.2 Influência da Pressão dos Gases**

A detonação de uma carga de explosivos gera pressões de gases a elevadas temperaturas. A rápida passagem dos gases pelas fraturas pré-existentes e pelas fraturas geradas pela ação das ondas de choque causa a expansão destas discontinuidades até que a energia seja dissipada, momento no qual se encerra a abertura. Hudson & Harrison (1997) mostram como os efeitos complexos das pressões de gás atuam nas discontinuidades existentes em maciços rochosos fraturados (Figura 2.27). Estas estruturas funcionam como faces livres, refletindo as ondas de compressão e tração decorrentes das detonações, as quais podem causar danos na região situada atrás da bancada detonada (*backbreak*), e ainda a sobrecavação (*overbreak*).

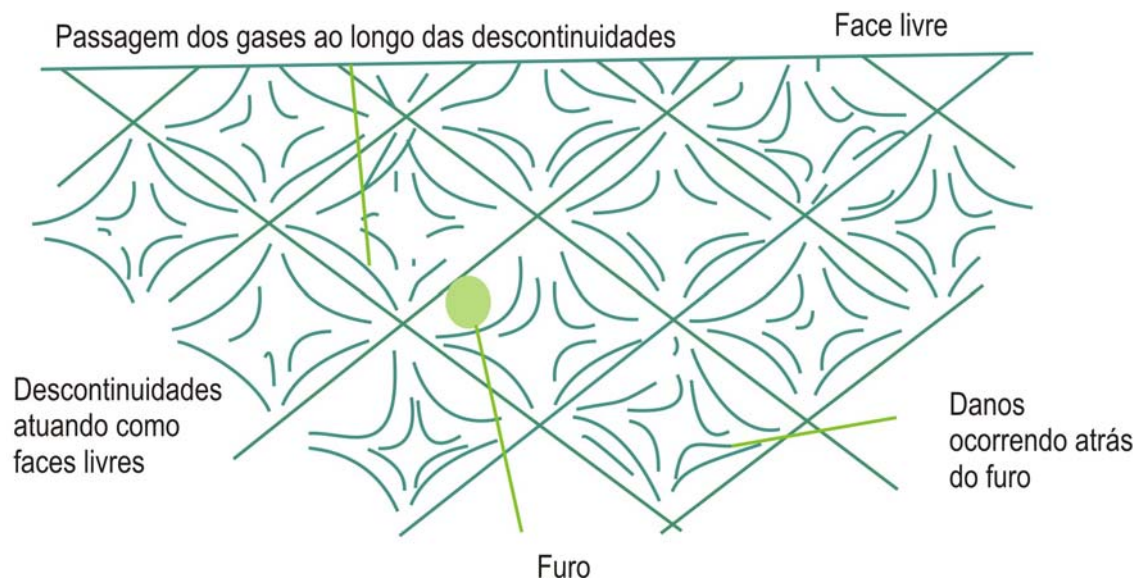


Figura 2.27 - Efeitos dos gases da detonação no maciço fraturado (Hudson & Harrison, 1997).

### 2.14.3 Influência do Estado de Tensões da Rocha

Todo maciço rochoso está submetido a um estado de tensões inicial, também conhecido por estado de tensões *in situ* (Hudson & Harrison, 1997). Com a execução de escavações, a céu aberto ou subterrâneas, formam-se novas superfícies, gerando planos de tensões principais diferentes daqueles existentes anteriormente às escavações. Em função do alívio de tensões causado pelas escavações, as tensões principais em taludes tendem a ser verticalizadas.

De acordo com Hudson (1993), as aberturas de fraturas decorrentes de detonações em rocha tendem a ser maiores na direção da tensão principal maior. Bhandari (1997) afirma que na abertura de escavações subterrâneas altas tensões estáticas são frequentemente presentes. Sob a ação destas condições dois efeitos ocorrem. Primeiramente as fissuras pré-existentes cruzam o furo e isto altera o crescimento e o desenvolvimento das fraturas sob a ação do explosivo. E o outro efeito decorre da concentração de tensões em torno do próprio furo, sendo o padrão de fraturamento influenciado pela presença de um campo de tensões não uniforme. Desta forma, a diferença entre as duas tensões principais no plano normal ao eixo do furo gera fraturas radiais não padronizadas, uma vez que as fraturas começam a se propagar radialmente, mas tendem a se desenvolver paralelamente à direção da tensão principal maior (Figura 2.28).

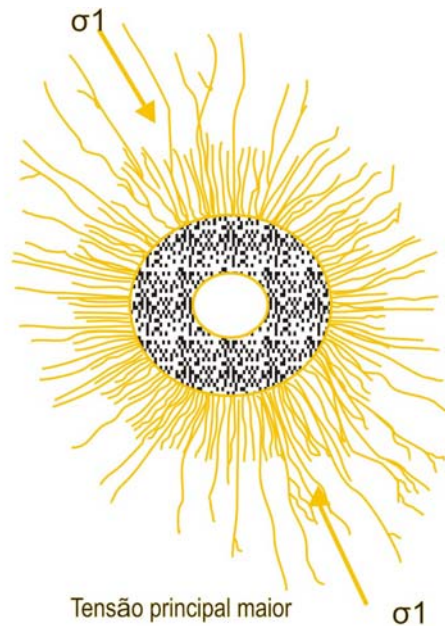


Figura 2.28 - Influência do estado de tensões na propagação das fraturas produzidas pela detonação do furo (Bhandari, 1997).

## 2.15 MECANISMOS CAUSADORES DE DANO POR DETONAÇÃO

Segundo Forsyth (1993), os mecanismos responsáveis pelos danos induzidos pela detonação no maciço rochoso que conforma os taludes remanescentes são:

- Fraturamento da rocha intacta, o maciço rochoso em torno de uma carga explosiva é submetido à intensa compressão radial e deformações de tração tangenciais se desenvolvem durante a passagem da onda de deformação. Se estas deformações excedem a resistência à tração dinâmica da rocha, há o desenvolvimento de fraturas. Uma zona de intenso fraturamento radial se forma em torno da carga.

Este padrão de fraturas termina onde a deformação de tração tangencial se atenua até atingir níveis inferiores à resistência da rocha. Imediatamente em volta do furo e, potencialmente, a certa distância, a resistência à compressão da rocha também pode ser excedida. Este mecanismo é responsável pela quebra inicial da rocha, mas também afeta o maciço rochoso fora dos limites da área detonada.

- Vibração nas fraturas pré-existent, adjacente à zona de fraturamento existe uma região onde as fraturas pré-existent são estendidas pela onda de deformação que se atenua. As fraturas pré-existent podem também ser afetadas pelo deslizamento induzido pela

vibração ao longo das superfícies da fratura, reduzindo os seus parâmetros de resistência e, conseqüentemente, o intertravamento entre blocos, causando movimentações futuras, como o desprendimento de blocos e lascas.

- Presença de gases nas fraturas pré-existentes e nas induzidas pelo desmonte, durante e após a formação das fraturas radiais, os gases começam a se expandir e a penetrar tanto nas fraturas pré-existentes, quanto nas induzidas. Estas se estendem e se alargam sob a influência dos gases. Com a penetração e o deslocamento dos gases nas fraturas, completa-se o mecanismo de quebra da rocha, podendo este efeito se estender para áreas remanescentes do maciço, que poderão no futuro apresentar problemas decorrentes da redução da resistência mecânica, tanto da rocha, quanto das fraturas.

## **2.16 IDENTIFICAÇÃO DOS DANOS INDUZIDOS**

Verifica-se na literatura que grande parte dos estudos realizados com o objetivo de avaliar a extensão de zonas danificadas em maciços baseia-se na análise dos valores de vibração através da velocidade de pico da partícula (PPV). Além da PPV, são obtidas medidas de sobrepressão acústica causada pela detonação. Também são medidos os níveis de frequência de onda associados, obtidos através de sismógrafos. Estas são usualmente utilizadas na avaliação de danos ao maciço ou ainda na proteção da ação dos explosivos em estruturas.

Recentemente em mineração, outra ferramenta utilizada para identificação dos danos induzidos é a conciliação geotécnica topográfica para a avaliação da detonação realizada de projeto e a linha de talude real utilizando fatores de projeto e de fatores de condição respectivamente, esta ferramenta é revisada num apartado posterior.

Entretanto, a literatura já reporta trabalhos que buscam informações sobre danos no chamado campo próximo (*near field*). Pesquisadores como Holmberg (1993), Paventi et al. (1996), Mitaim e Detournay (2004) e Zhang e Chang (1999) têm realizado pesquisas para a quantificação dos danos na rocha remanescente.

Paventi et al. (1996) utilizaram métodos empíricos para avaliar as detonações controladas em diferentes tipos de rocha numa mina de níquel no Canadá. Os autores propuseram um Índice de Dano Induzido pela mineração (Dm), que leva em consideração a influência acumulativa de cinco diferentes critérios empíricos de avaliação, dentre eles a redução na tensão de ruptura da rocha em razão do microfissuramento, utilizando o martelo de Schmidt. Rathore & Bhandari (2003) realizaram estudos para avaliação e redução de danos provenientes da



utilização de explosivos na produção de blocos de mármore, uma vez que a ação da detonação pode influenciar na qualidade das chapas durante a etapa de corte e polimento.

Diversas técnicas vêm sendo desenvolvidas para substituir a utilização de explosivos na produção de mármore e granitos para uso ornamental, dentre elas o uso de equipamento de fio diamantado, ou o corte através de jatos de água a altas pressões. Estes tipos de técnica afetam menos a qualidade da rocha, minimizando os problemas das detonações. Entretanto, em função da geometria do maciço, por razões econômicas ou de infraestrutura, a utilização de explosivos se faz necessária, sendo importante a adoção de técnicas de controle dos danos.

Para a avaliação destes danos, Rathore & Bhandari (2003) realizaram uma análise microscópica comparativa entre amostras retiradas antes e posteriormente às detonações, e ainda entre detonações com e sem técnicas de controle para a redução destes danos. Os autores conseguiram verificar a existência de significativa variação das condições de microfissuramento, quando da comparação entre lâminas obtidas antes e depois das detonações, e também naquelas detonadas com e sem aplicação de técnicas de controle.

A Figura 2.29 (esquerda) mostra a lâmina petrográfica obtida de amostra em que não houve controle de detonação. A Figura 2.29 (direita) apresenta a lâmina de amostra em que foi aplicada técnica de controle. A comparação entre as duas lâminas indica a presença de microfissuras na rocha submetida ao desmonte sem controle.

O dano em um maciço rochoso perfurado e detonado com furo de diâmetro de 25 cm foi estudado por Persson et al. (1977) através da observação de testemunhos de sondagem rotativa com coroa diamantada. Estas sondagens foram realizadas antes e depois da detonação, através da execução de furos de sondagem paralelos.

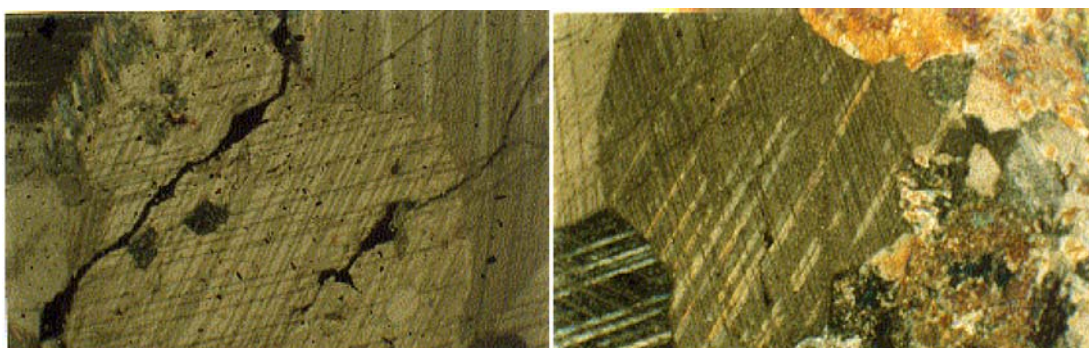


Figura 2.29 - Microfissuras formadas por detonação sem controle (esquerda) e lâmina após detonação sem presença de microfissuras (direita) (Rathore & Bhandari, 2003).

Verificou-se o aumento da frequência de microfissuras, sendo observada uma probabilidade de 50% de ocorrência de danos a 22,5m de distância do furo e de 5% para uma distância de 32,0 m (Persson et al., 1977). Mitaim & Detournay (2004) afirmam que as condições de instabilidade de túneis podem ser avaliadas pela densidade de fissuras laterais geradas pelo método de escavação, caracterizando o grau de dano no entorno destas escavações.

Diederichs (1999, 2003) realizou estudos para avaliar os danos causados pela redução do confinamento, ou relaxação de tensões, em escavações subterrâneas em rochas duras. O autor indica que as altas tensões induzidas encontradas nas extremidades de escavações e a elevada sensibilidade para baixos confinamentos têm um papel importante no fraturamento e extensão das fissuras e, nos danos causados pelo alívio de tensões. Pela ação do peso próprio, elevadas tensões verticais geram fissuras nas extremidades por tração.

A iniciação, a acumulação e a interação destes danos mostram ser processos controlados pelas propriedades da rocha. Os esforços de tração induzem aos mecanismos de cisalhamento, e este processo torna-se importante após a acumulação dos danos. Para obter uma evidência observacional e empírica, Diederichs (1999) empregou uma experimentação numérica baseada em analogia comportamental, de forma a se avaliar os aspectos principais de resistência à tração e da relaxação. Um modelo composto por discos com contatos interligados foi utilizado para explorar os aspectos de acumulação de danos por tração em escala granular sob tensões macroscópicas e condições de compressibilidade, de modo a reproduzir as condições de campo em ensaios triaxiais, através da variação na relação  $\sigma_1 / \sigma_3$ .

Diederichs (2003) desenvolveu um modelo semi-analítico, composto por vigas em rocha laminadas (voussoir model), associado à simulação por elementos discretos, foi utilizado para avaliar a resistência à tração interlaminar e a relaxação. Outras investigações foram realizadas de modo a complementar esta analogia, incluindo-se estudos de casos, evidências de ensaios de laboratório, relações analíticas baseadas nos mecanismos de fratura e, ainda, um modelo estatístico desenvolvido para a avaliação da acumulação dos danos.

As relaxações de tensões locais podem ocorrer nas direções normal ou tangencial aos contornos de escavações e reduzem significativamente a estabilidade inerente ao maciço, causando rupturas nas paredes da escavação. Microfissuras de tração, causadas por baixas condições de confinamento próximo a escavações, levam à ruptura por *slabbing* (slabbing), diferente de processos de cisalhamentos convencionais. Abaixo do limite de

iniciação dos danos, a rocha não está danificada e permanece não perturbada. Quando este limite é excedido, observa-se a emissão acústica e os danos são acumulados, conduzindo a uma intensa iniciação e coalescência do fissuramento. Isto resulta em ruptura por cisalhamento a macro-escala, se o nível de confinamento é suficientemente alto, como em ensaios triaxiais (Figura 2.30).

Observa-se que, quando um par de tensões move-se para a esquerda da zona de baixo confinamento (para a zona de fissura por lasqueamento), e excede o limite inicial de danos, as fissuras individuais podem se propagar além do contorno dos grãos, levando a lasqueamentos axiais macroscópicos paralelos à tensão principal maior.

Pode-se dizer que são diversos os mecanismos que geram danos nas paredes remanescentes da exploração de taludes de mineração a céu aberto com explosivos, desde a etapa de perfuração, durante as fases que compõem a detonação da carga explosiva, e pelas relaxações de tensões a que estas paredes são submetidas pela remoção do pacote rochoso.

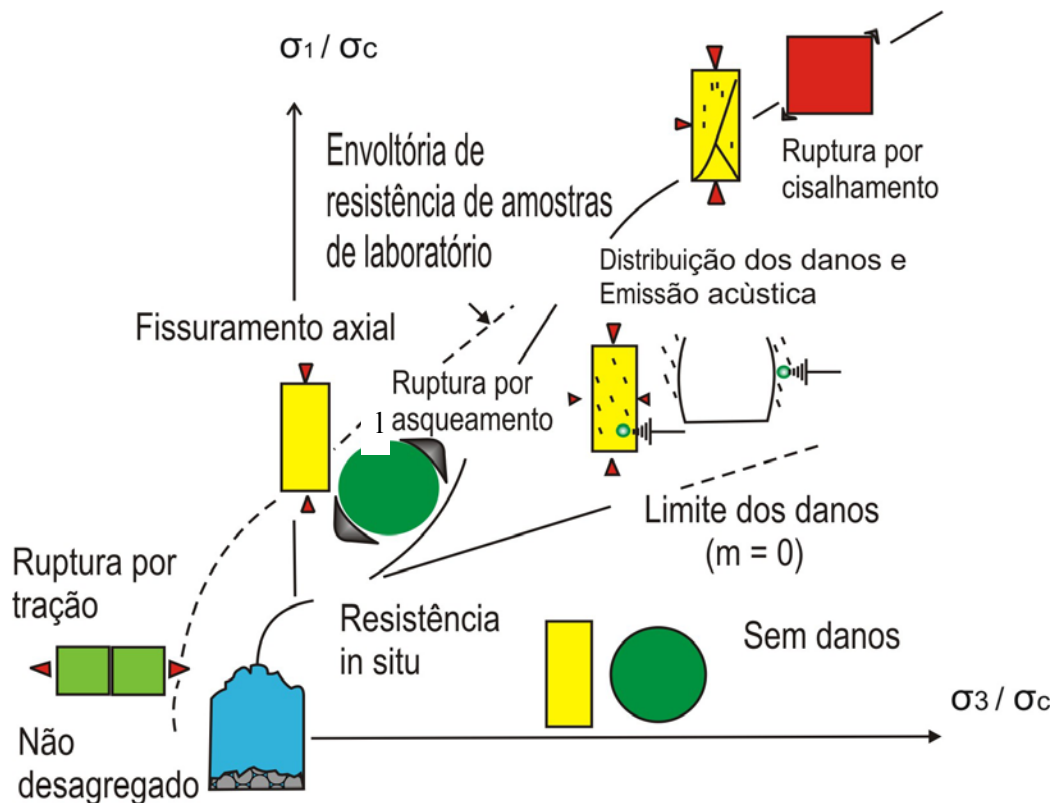


Figura 2.30 - Correlação entre o estado de tensões e os danos por tração (Diederichs, 2003).

Os processos de intemperismo encontram, nestes casos, ambientes propícios para a formação e individualização de lascas e blocos rochosos, aumentando-se os riscos de instabilização dos taludes remanescentes das cavas a céu aberto. Verifica-se na literatura que grande parte dos estudos sobre avaliações de danos, causados pelas detonações em rocha, restringe-se àqueles causados às edificações ou estruturas existentes próximas às mineradoras. Tais estudos são impulsionados pela possibilidade de danos materiais decorrentes das vibrações e sobrepressões atmosféricas geradas pelas detonações. Relativamente, um número muito reduzido de pesquisadores tem buscado entender e identificar os mecanismos causadores dos danos no *near field*. Alguns trabalhos já realizados conseguiram identificá-los, tanto a níveis de microestrutura como de macroestrutura.

## **2.17 DIRETRIZES DE PROJETO DE ESCAVAÇÃO A FOGO COM FINS DE PROTEÇÃO DE TALUDES ROCHOSOS DE MINERAÇÃO A CÉU ABERTO**

Provavelmente a escavação a fogo é menos influente nos casos de instabilidade de talude comparado com a geologia e a água subterrânea. A geologia não se pode mudar e os níveis de água são dificilmente domináveis a grandes profundidades, desta forma a detonação é o terceiro fator instabilizante porém é onde mais se pode trabalhar com especialistas em geomecânica da escavação a fogo para que este não seja um fator negativo.

Nos planos a fogo consideram três grupos de furos de detonação que incluem: (i) o grupo de furos com técnicas de diminuição do dano ao talude projetado; (ii) o grupo de furos com cargas explosivos mínimas com a função de só fragmentar a rocha a pouca profundidade, este grupo é denominado de amortecimento (*buffer*); e (iii) grupo de furos com cargas suficientes para fragmentar o maciço rochoso que contem o teor de minério, o qual é denominado de produção (*production*). Cada grupo pode conter varias fileiras dependendo da fase escavada.

A detonação de produção progressivamente tem como objetivo diminuir a sobre escavação e a emissão de vibrações que originem deflagração da resistência do maciço que no futuro constituiriam riscos na exploração. A detonação do pré corte (técnica utilizada para evitar o dano ao talude) se caracteriza por: (i) ser iniciado antes (Figura 2.31a) dos furos de amortecimento dentre um mesmo plano a fogo e incluso detonados em planos diferenciados (Figura 2.31d); (ii) conter diâmetros de perfuração de 5” (Figura 2.31b) que podem atingir ângulos subverticais ou inclinados (Figura 2.31c); e (iii) o tempo de detonação é menor comparado ao tempo dos demais grupos e podem ser perfurados até em bancadas duplas.



Figura 2.31 – Técnica do pré corte para evitar dano nas paredes pela detonação de furos de produção (a) detonação do pré corte em fases sem confinamento ou de face livre (b) perfuração dos furos verticais de pré corte com 5” de diâmetro (c) perfuração dos furos inclinados (65°) de pré corte com 5” (d) início de detonação do pré corte com retardamento.

Também existem outras técnicas que procuram os mesmos fins do pré corte (*presplit*) como são: (i) a modificação (diminuição) da carga para a fragmentação nos grupos de produção (*modified production blast*) e (ii) as detonações alisadas (*smoothwall blasts*).

Segundo Hagan & Bulow (2000), para o caso da diminuição da carga para a fragmentação do grupo de fileiras de produção, a técnica consiste em diminuir a concentração da energia do explosivo nos taludes circundantes, porém com uma pequena percentagem de perda na fragmentação e pelo tanto na produção. A principal restrição desta técnica é que deve ser detonada com retardamento e deve ser realizado com uma face livre na seguinte bancada para que as ondas de choque se dissipem por esta, assim não impactando no talude remanescente.

Esta técnica se caracteriza por ter poucas fileiras no amortecimento com tempos de retardamento amplos, o que permite que o fator de carga de explosivo nos furos seja o mesmo que o utilizado na produção. A distância entre a primeira fileira e o pé do talude projetado

deve ser uniforme e os furos de preferência devem ser subverticais (Figura 2.32a) para que, a escavação seja igual em toda a bancada. A principal desvantagem é que se precisa de uma sobre perfuração no caso de rocha dura o de sobre escavação para rocha fragmentada.

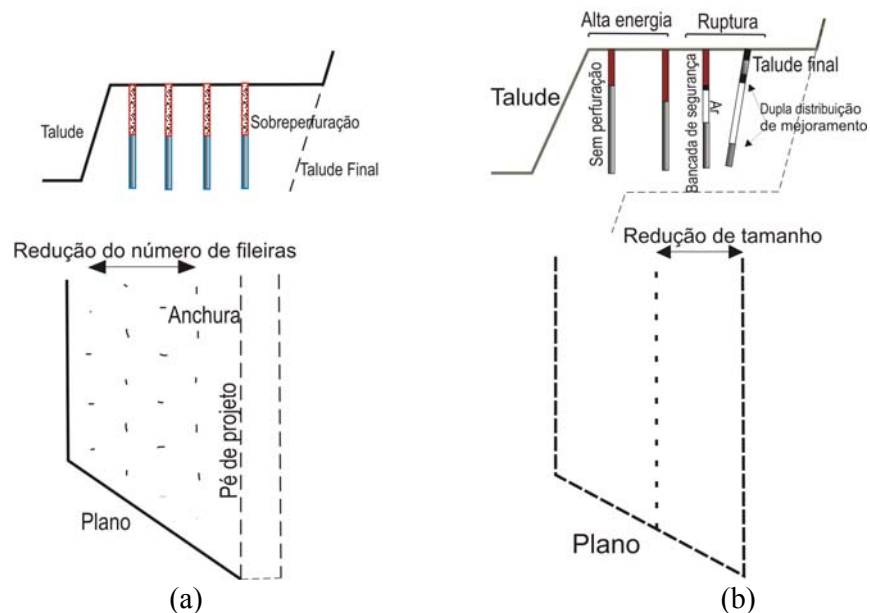


Figura 2.32 – (a) Modificação da detonação de produção (b) Detonação alisada com furos verticais e ângulo inclinado (modificado – Hagan & Bulow, 2000).

Segundo Hagan & Bulow (2000), a detonação alisada igualmente precisa de uma face livre na fase de escavação para assim evitar o confinamento dos gases e pelo tanto das tensões originadas. Estas se caracterizam por ter um mínimo numero de fileiras de amortecimento com o furo próximo à face do talude projetado perfurado paralelamente a este, altos fatores de carga de explosivos com espaçamentos mínimos, retardamentos só entre fileiras, sem sobre perfuração e os diâmetros de perfuração são os mesmos utilizados na produção.

Na Figura 2.32b, se pode observar a distribuição nas duas primeiras fileiras tampões que fecham o ar com o intuito de deixar uma plataforma de bancada mais estável, de forma que as tensões produzidas pelos gases viagem ao longo destes furos e que ocupem, num tempo muito curto, o espaço deixado pelo ar. Posterior à detonação superior o corte do material consiste principalmente em perfurar fileiras muito próximas ao longo da face total da bancada e de distribuir cargas iguais de explosivos em todos os furos assim a perturbação para a bancada inferior se faz mínima (Figura 2.33).

Segundo Hagan & Bulow (2000), a técnica de pré corte, a qual será a estudada na presente pesquisa, conta com as seguintes características: (i) perfuração simultânea com os furos de produção; (ii) detonação em tempos diferentes; (iii) perfuração ao longo de toda a bancada considerando o limite final da fase; (iv) perfuração inclinada paralela à face projetada; e em especial (v) cargas de explosivos muito ligeiras.

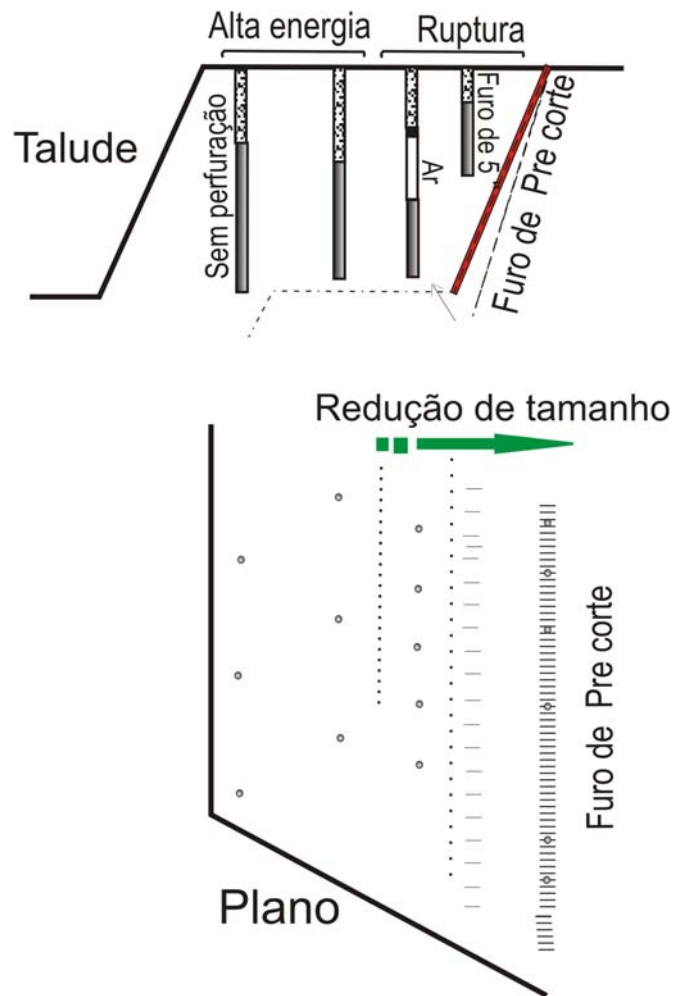


Figura 2.33 – Detonação alisada com furos verticais e pré corte com furos de 12,7 cm de diâmetro de ângulo inclinado (modificado – Hagan & Bulow, 2000).





Figura 2.34 – Técnica do pré corte para evitar dano nas paredes (a) fim da detonação do pré corte com retardamento (b) resultado da perfuração do pré corte, observasse a trinca que atua como um plano imaginário para fuga dos gases da detonação da produção (c) parede rochosa sem irregularidades, sem blocos na crista e com a metade de canhas do pré corte.

Pelo mencionado no parágrafo anterior, o fogo produzido pela detonação (Figura 2.34a) ao longo da face do talude projetado origina uma superfície interna (Figura 2.34b) que vai limitar a fragmentação influenciada pelos furos das fileiras de produção funcionando como uma face livre de escape dos gases, dando como resultado uma face final mais uniforme (Figura 2.34c). Na Figura 2.35a, pode-se observar o plano a fogo com o respectivo retardamento nos diferentes setores, com o fim de que a superfície de fissuramento induzida só seja estendida dentre uma mesma litologia, já que a desarmonia geológica pode atuar em contra da técnica ocasionando dano no talude.

A principal vantagem do pré corte é que pode ser detonado em planos diferentes fazendo que numa detonação posterior as tensões de trituração ou ondas de choque viagem livremente pela superfície interna e que as remanentes tensões de tração (zeta azul) escapem pela face livre num tempo menor (Figura 2.35b) danificando o menos possível ao talude.



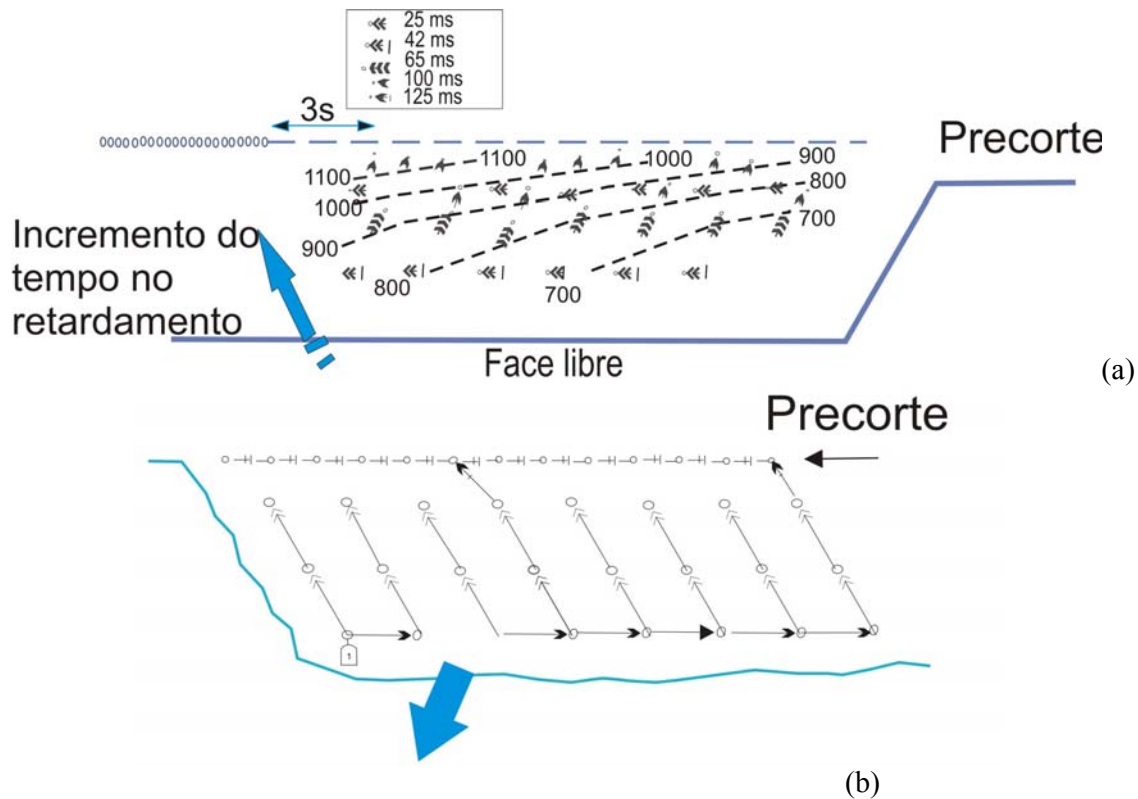


Figura 2.35– (a) Típico retardamento no tempo de detonação para paredes da cava com fogo na face do talude e pré corte (b) armação combinado do pré corte com minimização da vibração por ar no talude (modificado – Hagan & Bulow, 2000).

## 2.18 ANÁLISE DE ONDAS SÍSMICAS EM MINERAÇÃO

A geofísica através da técnica sísmica estuda o comportamento das ondas vibracionais que são transmitidas no maciço rochoso provocadas por qualquer fonte emissora (abalos sísmicos e detonações). As vibrações que são produzidas no maciço rochoso produzem diferentes ondas geradas pelas detonações e são abordadas através do estudo do movimento num ponto do maciço. Estas ondas sísmicas, que podem ser de volume (P e S) e de superfície (R e L), transmitem à rocha movimentações das partículas em distintas direções (de compressão - P, de tracção - S, radial-transversal-vertical - R e L), tomando como referencia um ponto de equilíbrio com intensidades que dependerão da energia do explosivo e a geometria envolta.

Na Figura 2.36 pode-se observar a propagação das ondas, a ação das discontinuidades, o possível dano às instalações e os tipos de ondas as quais o maciço rochoso pode ser o meio de transmissão que origine a perturbação da estrutura e pelo tanto do dano exercido.

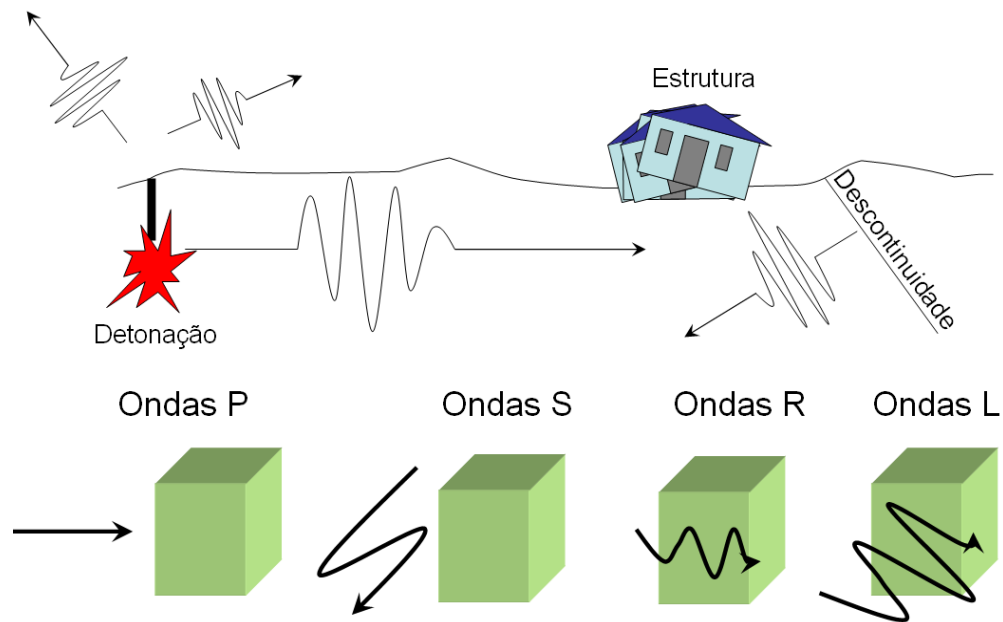


Figura 2.36 – Propagação e tipos de ondas a partir de um carregamento dinâmico e seu efeito numa estrutura e a influência da descontinuidade.

Segundo Sheriff (1972) e ASP Blastronics (1997) as ondas sísmicas classificam-se de acordo à trajetória da forma que atravessam o maciço rochoso. De esta maneira existem dois grupos: (i) as ondas internas e (ii) as ondas externas (Figura 2.37). Assim, as ondas internas e externas diferenciam-se de acordo ao efeito de deformação que provocam ao maciço rochoso.

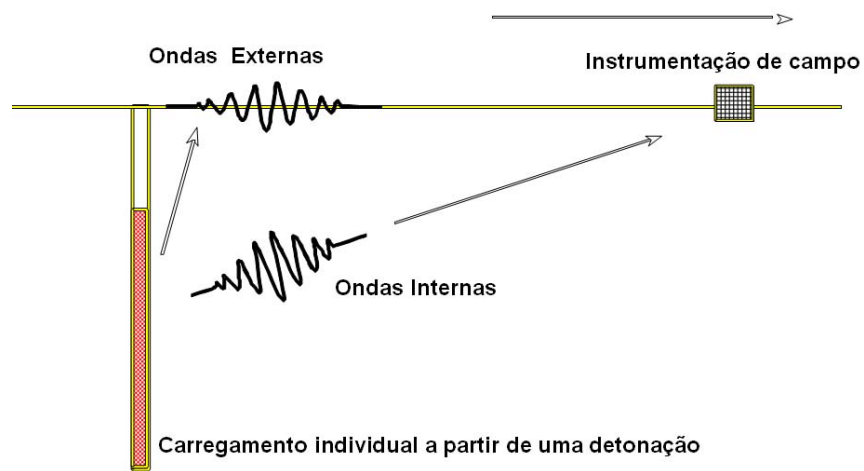


Figura 2.37 – Classificação de ondas sísmicas a partir da trajetória, ondas externas (R e L) e ondas internas (P e S) (modificado – Sheriff, 1972).

Os diferentes tipos de ondas sísmicas, ao mesmo tempo, ocasionam deformações diferenciadas quando a massa rochosa é afetada dinamicamente por estas (Figura 2.38). No caso da onda S a deformação produzida no maciço tem a direção transversal na geometria solicitada, a onda P produz uma tensão de compressão e as ondas L e R ocasionam tensões em todas as direções produzindo severos danos no maciço rochoso.

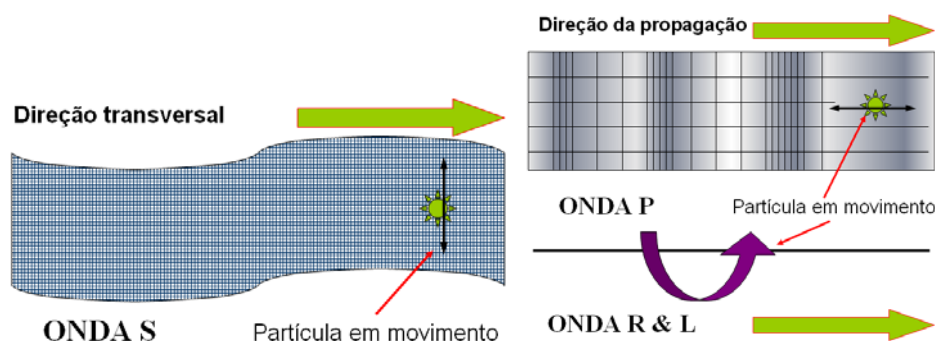


Figura 2.38 – Efeito das ondas no maciço rochoso (modificado - ASP Blastronics, 1997).

O estudo das vibrações produzidas pelos diferentes tipos de ondas sísmicas é justificado pelos problemas de instabilidade originados nas diferentes estruturas existentes na exploração mineral produzindo britagem ou esmagamento, formação de novas fissuras e o lasqueamento nos taludes de mineração (Figura 2.39a), deve-se de considerar as normativas internacionais de dinâmica de estruturas para não gerar dano a instalações industriais (Figura 2.39b), de beneficiamento metalúrgico (Figura 2.39c), de dano a estruturas civis de drenagem (Figura 2.39d) já que na maioria de vezes estas estruturas se encontram próximas a cava.

No plano de escavação a fogo com fins de não danificar o maciço rochoso deve de considerar a trajetória de ondas (Figuras 2.36, 2.37 e 2.38) através das marcadas mudanças litológicas, estruturas geológicas e setores de fraturamento (Figura 2.39e) devendo assim assumir o efeito das discontinuidades sobre as cavas recentes (Figura 2.39f), as fundações rochosas das pilhas de estéreis (Figura 2.39g) e sobre tudo a estabilidade global da cava a céu aberto (Figura 2.39h). Pelo mencionado, é preciso conhecer as propriedades elásticas do maciço rochoso para assim correlacionar os níveis de vibrações, instrumentadas com ferramentas geofísicas, originadas pelas detonações que são produto da escavação a fogo com as obtidas em laboratório.





Figura 2.39 – Diferentes estruturas afetadas pelas detonações.

Os estudos sobre o dano induzido por carregamentos dinâmicos em mineração são escassos na literatura técnica. Para a medição de ondas e a deformação é utilizada derivação da Lei de Hooke. Para relacionar a deformação induzida com certo risco de dano em estruturas rochosas são utilizadas as equações mostradas a continuação as quais são deduzidas da proposta de Langefors (1970) citada por ASP Blastronics (1997):

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (2.73)$$

$$\varepsilon = \frac{PPV}{V_p} \quad (2.74)$$

$$\sigma = \frac{E(PPV)}{V_p} \quad (2.75)$$

Onde:

$\varepsilon$  : deformação induzida (mm/m) (%)

$\sigma$  : tensão aplicada (MPa)

E : módulo de elasticidade (MPa)

PPV : velocidade crítica de partícula (mm/s)

$V_p$  : velocidade de propagação de onda (m/s)

Segundo Persson et al. (1977), existe uma relação direta do PPV com o dano induzido no maciço rochoso. Quando o PPV obtido é 4 vezes maior ao PPV máximo da rocha existe um intenso fraturamento, quando é igual da como resultado a criação de novas fissuras e quando é quarta parte (1/4) do PPV máximo de rocha ocasiona a extensão das fissuras pré existentes.

Assim, os parâmetros associados ao maciço rochoso que são obtidos em laboratório (E,  $\sigma$  e  $V_p$ ) podem-se correlacionar com os parâmetros de ondas sísmicas e as vibrações se são obtidas das medições no campo (PPV e  $V_p$ ). A medição das vibrações em campo tem por objetivo: (a) determinar o tempo real de detonação de uma carga; (b) determinar a velocidade das partículas de todas as seqüências de ondas em mm/s; (c) determinar a efetividade de fragmentação de rochas; (d) estabelecimento de detonação instantânea por simpatia; (e) análises das frequências por vibração; (f) cálculo do registro de aceleração de partículas; (g) cálculo do deslocamento de partículas rochosas; e (h) tempo de atenuação de ondas.

Assim, podem-se determinar diferentes características dinâmicas do maciço rochoso como são: (i) velocidade de onda (Figura 2.40) e (ii) os modelos preditivos de comportamento sísmico, para poder estabelecer os critérios de dano do maciço rochoso.

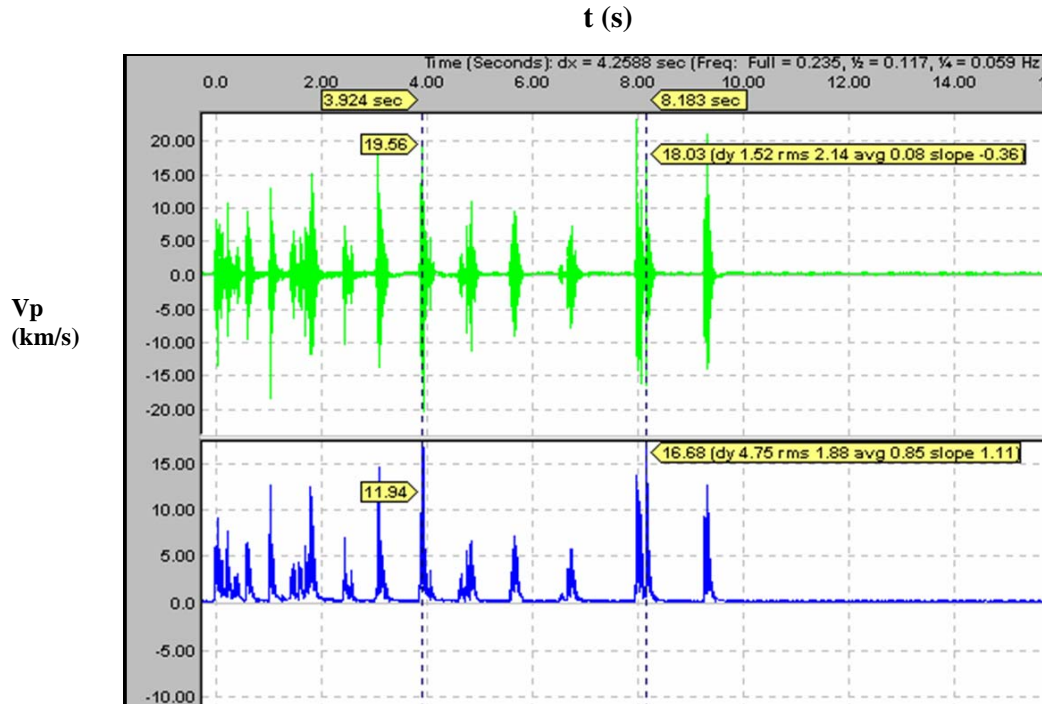


Figura 2.40 – Velocidade de onda (Tejada & Assis, 2008).

## CAPÍTULO 3

### METODOLOGIA PROPOSTA

---

Neste capítulo são apresentadas as metodologias relacionadas aos maciços rochosos e a seu comportamento como taludes de mineração quando estes sofrem danos introduzidos nos maciços pela ação dos equipamentos de perfuração, dos explosivos e pelo alívio de tensões nas extremidades das paredes escavadas utilizando o processo da técnica de detonação, corte, escavação e carregamento de material definido num plano a fogo (carregamentos dinâmicos).

Ao mesmo tempo, pelo fato que não existe na literatura uma ferramenta de quantificação do dano do maciço rochoso (redução de parâmetros de resistência) pela escavação a fogo em mineração são aqui apresentados diferentes metodologias geomecânicas, geofísicas sísmicas e de conciliação geotécnica de construção de bancadas como ferramentas para realizar medições dos registros do dano ao talude remanescente com fins de achar a estimativa de parâmetros geotécnicos mais aproximados com o propósito de projeto de taludes rochosos.

É importante mencionar que estas ferramentas supramencionadas originalmente têm objetivos diferentes, porém unificando estes têm o propósito comum de estimar a redução da resistência num determinado volume dentro do maciço rochoso e assim atingir o objetivo principal deste trabalho de tese em duas seções escolhidas com este fim. Na Figura 3.1 é apresentada a metodologia a seguir neste trabalho tendo três ferramentas principais a adotar obtendo hipoteticamente uma parte da metodologia unificada com um objetivo em particular associado assim a cada um dos resultados para cada estágio, sendo:

(i) A classificação geomecânica com o objetivo de obter as envoltórias de resistência (parâmetros) do maciço rochoso através da caracterização geomecânica da rocha intacta e das discontinuidades em conjunto ao longo da escavação a fogo em 3 condições: (i) inicial: antes da detonação; (ii) depois da detonação; e (iii) final: após da escavação. Este estágio da metodologia é realizado em janelas de amostragem no talude dividindo ao maciço em comprimentos de 15m em número de 527 amostras;

(ii) O modelo de vibrações tendo em conta um critério de dano aplicável pela propagação de ondas geradas pela detonação e assim achar a distância perpendicular a face do talude até onde a vibração tem influencia. Este estágio da metodologia é feito com variadas tentativas de medições de ondas sísmicas nos planos de fogo para cada bancada das aproximadamente 20 avaliadas com dez testes de qualidade, de diferentes dimensões, procurando um modelo



representativo de vibrações de campo próximo eliminando dados não lógicos de diferentes detonações com acoplamento de ondas, e finalmente;

(iii) a conciliação geotécnica que ajudará a distinguir as partes dos taludes já construídos com o maior dano induzido pela escavação a fogo, identificando as variações geométricas em superfície associadas a feições geomecânicas importantes como, por exemplo, blocos instáveis e medias canhas. Este estágio da metodologia é feito em 52 secções perpendiculares traçadas a face do talude cada 10m.

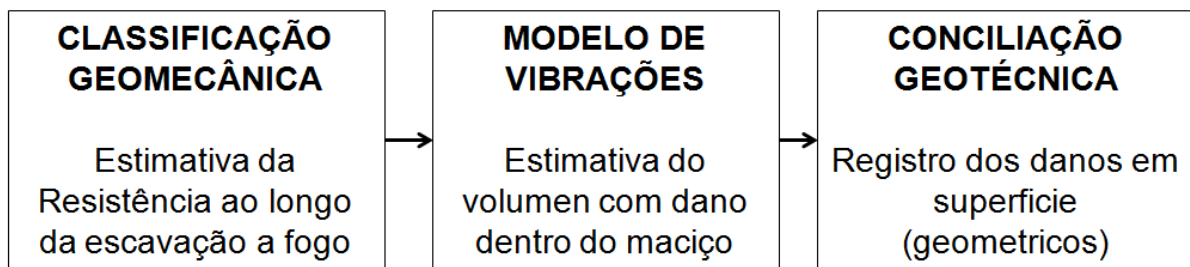


Figura 3.1 – Metodologia proposta produto da unificação de ferramentas geomecânicas, geofísicas e de construção de bancadas em mineração.

### 3.1 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA

Nos taludes selecionados é feito um mapeamento geomecânico detalhado, segundo a teoria do capítulo anterior, através de 527 janelas de amostragem distribuído em forma de bancadas. Isto em duas diferentes condições da detonação com o principal objetivo de observar as possíveis mudanças do RQD (Deere, 1969), do espaçamento, das características das discontinuidades (persistência, abertura, rugosidade, preenchimento e alteração) e a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta para assim calcular o RMR e consequentemente o GSI em ambos estados e estabelecer o grau de deflagração do maciço. Assim, é realizado para atingir e complementar isto as seguintes análises e ensaios:

- análises cinemáticas das discontinuidades,
- ensaios de resistência à compressão uniaxial em rocha intacta,
- ensaios de resistência à compressão triaxial em rocha intacta,
- estimativa de módulos de deformabilidade em rocha intacta
- ensaios de velocidade de propagação de ondas P em rocha intacta, e



- microscopia óptica.

### 3.2 CRITÉRIOS DE DANO A MACIÇOS ROCHOSOS A PARTIR DE VIBRAÇÕES INSTRUMENTADAS

Na Figura 3.2 são apresentadas as imagens pertinentes da metodologia realizada dos 20 ensaios de registro de vibrações desenvolvidos neste trabalho. O perfil do arranjo (Figura 3.2a) do furo de perfuração ensaiado tem a profundidade da metade dos furos de perfuração onde se carregará o explosivo (H). Internamente é colocado um tubo de PVC de 76 mm de diâmetro para que o geofone não fique perdido dentro do furo logo da detonação por instabilidades internas. O diâmetro total do furo de pré-corte realizado (Figura 3.3), que serve na pesquisa, é de 127 mm.

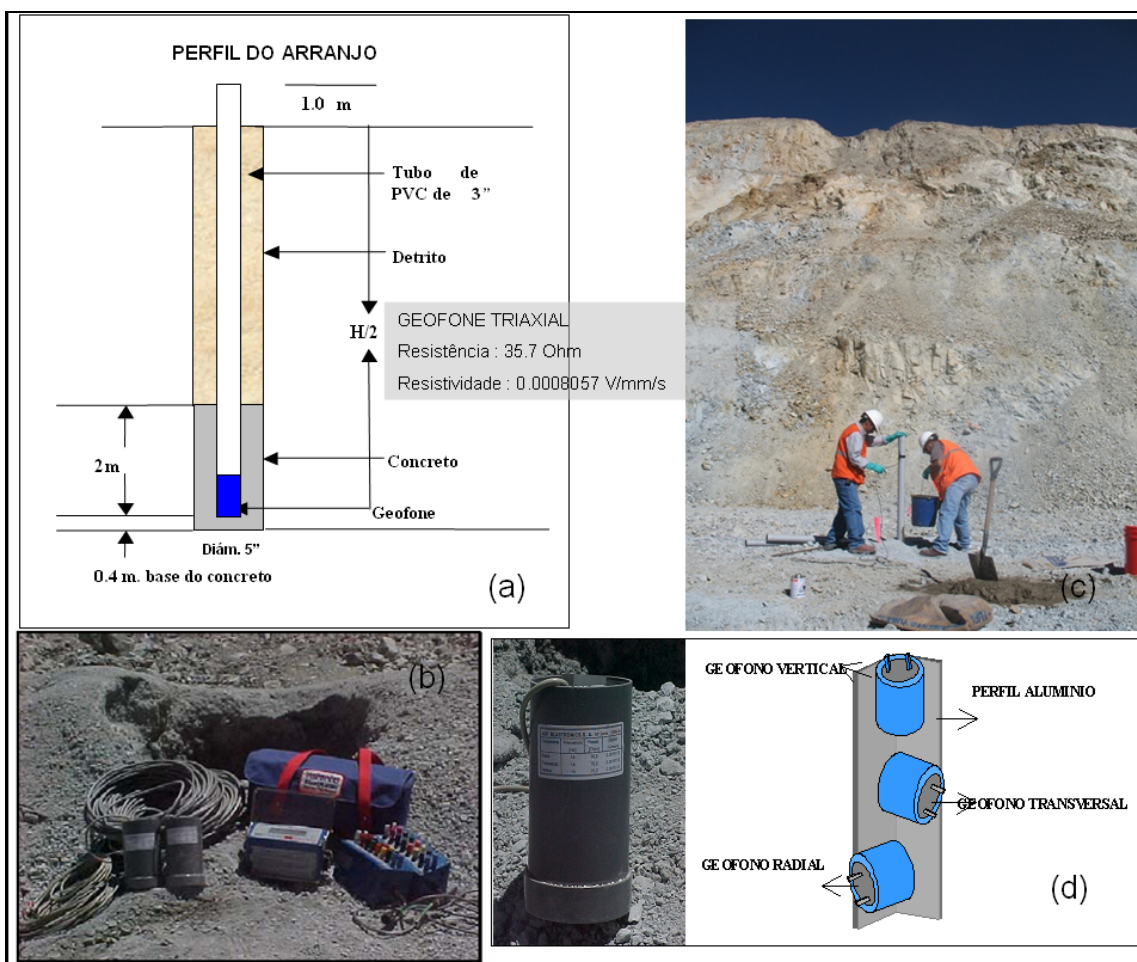


Figura 3.2 – (a) Perfil do arranjo do ensaio (b) preparação e manipulação (c) equipes utilizados e (d) arranjo do geofone triaxial.



Figura 3.3 – Máquina perfuradora de pré-corte de 12,7 cm (5”) para colocação do geofone.

Na base deste furo é colocada uma base de concreto de 40 cm de espessura e depois é preenchido com concreto também o espaço entre o furo e o tubo de PVC com uma altura de 2 m, isto para que as ondas cheguem limpas até o geofone sem ser acopladas a outro sensor ou que se desviem fora deste pelas juntas vizinhas. O resto da perfuração é preenchido com detrito da própria perfuração. Na base deste é colocado o geofone triaxial (Figura 3.2d).

Os equipamentos e materiais são (Figura 3.2b):

- (a) o geofone triaxial de campo próximo de capacidade mínima de 2000 mm/s de recepção;
- (b) um coletor de dados do tipo Instantell de 8 canais;
- (c) o programa de análise Blastware para o tratamento de ondas;
- (d) a caixa de conexão entre o coletor e os geofones;
- (e) um tubo de PVC de 7,6 cm (3 polegadas) e cola sintética;
- (f) concreto, e
- (g) a carga explosiva (fonte sísmica) composta por dinamita e ANFO.

A equipe é formada por três pessoas para a manipulação correta dos equipamentos (Figura 3.2c).

Assim, o controle do dano é definido como a alteração dos parâmetros de resistência do maciço rochoso, já seja pela forma das descontinuidades ou no volume da massa, que produz um agente externo originado pelas escavações mesmas e/ou pela atividade sísmica derivada.

### **3.2.1 Critérios do Dano do Maciço Rochoso**

A velocidade sísmica do maciço rochoso consiste em determinar a velocidade da onda conhecido como  $V_p$ . Para maciços rochosos com valores de GSI altos e com um litotipo primário os valores de  $V_p$  são altos (2500-7000m/s), pelo contrario em maciços estruturalmente complexos com litológica variável o  $V_p$  vem sendo baixos (1000-2500m/s).

Segundo ASP Blastronics (1997), a medição das velocidades de ondas para determinar o dano induzido deve-se de efetuar nos maciços rochosos que formam os taludes mais representativos da cava a céu aberto. A medida que a cava ganha profundidade na exploração é necessário realizar uma zonificação geotécnica com fins dinâmicos com relação a sua altura, sendo assim uns dos fatores mais influentes no comportamento das ondas, estabelecendo assim uma quantidade razoável de medições para ter um melhor ajuste nos valores obtidos utilizando os diferentes critérios de dano no maciço rochoso existentes na literatura.

Os modelos preditivos do comportamento sísmico de maciços rochosos têm como objetivo estabelecer a interação entre o maciço e os eventos sísmicos induzidos, que facilite determinar a quantidade de explosivo que se requer num tempo determinado para não provocar dano sobre a estrutura rochosa. Com este fim existem dois modelos: campo próximo e campo afastado, os quais são úteis também para estabelecer o grau de deflagração da resistência.

No campo próximo (*near field*) se estuda a detonação desde o ponto de vista da dinâmica e da energia utilizada diretamente sobre o maciço próximo, assim é importante localizar o geofone o mais perto da última fileira da detonação dentro dos 30 m de afastamento do talude e de preferência a certa profundidade para atuar dentre o meio rochoso. Segundo SME (1992), o modelo de Holmberg & Persson é o mais apropriado, o qual propõe a expressão seguinte, a qual está de acordo ao arranjo indicado na Figura 3.4.

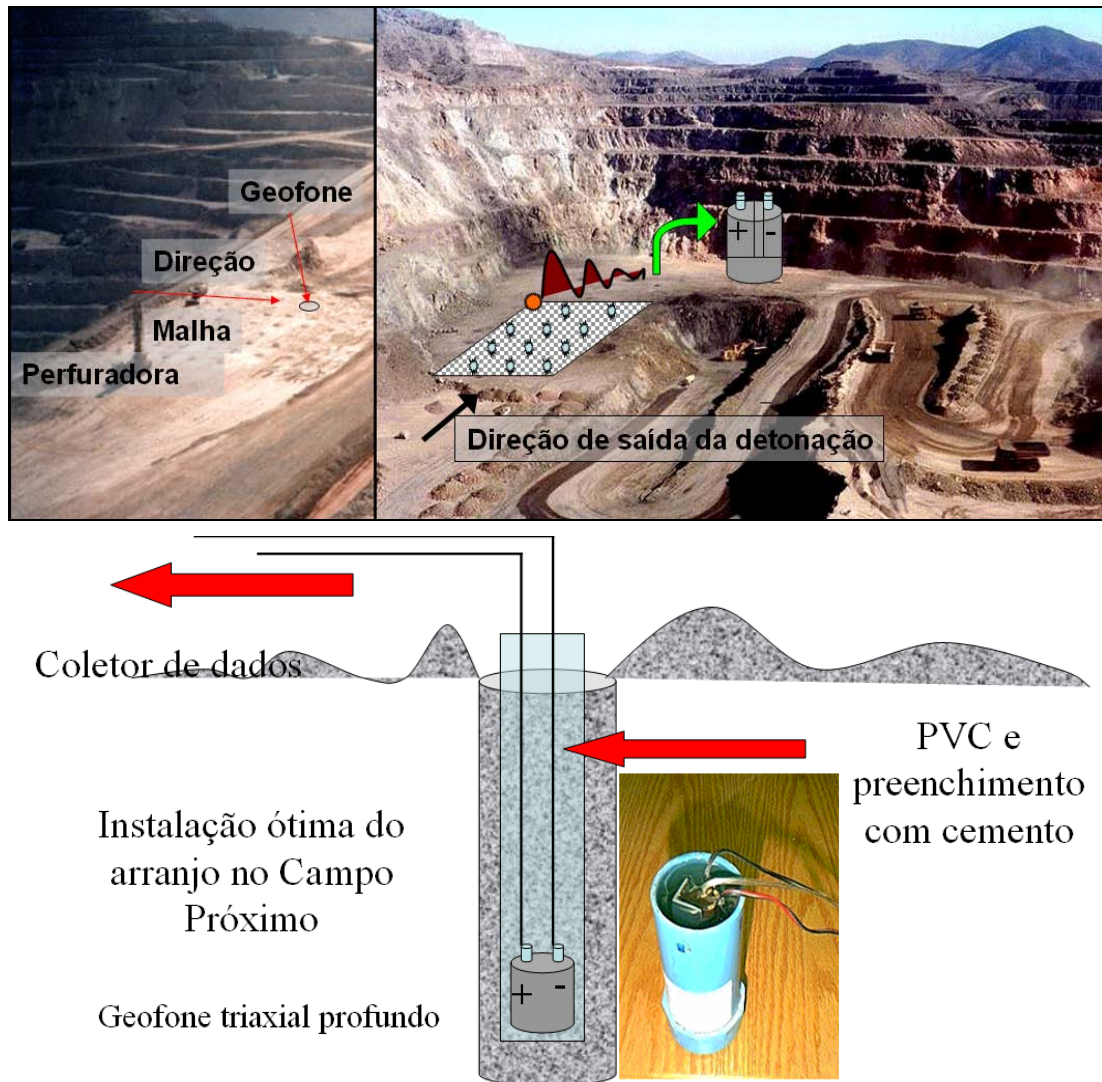


Figura 3.4 – Localização dos geofones e arranjo no Campo Próximo.

$$PPV = K(D\alpha)(W\beta) \quad (3.1)$$

Onde:

PPV : velocidade crítica de partícula (mm/s)

K : constante de propagação do meio (-)

$\alpha$  &  $\beta$  : constante de atenuação do meio (-)

D : distância do foco do transdutor (m)

W : massa do explosivo por retardo no tempo (kg)



É importante mencionar que o principal objetivo do modelo de vibrações é a previsão e a procuração do melhor projeto geométrico de perfuração (largura, espaçamento e profundidade das sondagens de fogo) combinada a busca da quantidade de explosivo ótima em cada um das sondagens de fogo, da fragmentação sustentável para a planta de beneficiamento mineral onde não se atinja a maiores custos pelo fato de um processo de britagem e molienda prolongado ou modificado na metalurgia. Praticamente o cuidado pelas paredes rochosas fica num plano secundário relacionado numa análise de custos que não considera riscos geotécnicos.

O campo afastado (*far field*) consiste em estudar a detonação desde o ponto de vista da escavação a fogo mesma a longa distância. Deve-se de localizar o geofone a uma distância determinada apropriada, já que se esta muito longe perde acurácia influenciando outros fatores na medição, os geofones se localizam a distâncias superiores a 30 m da zona de monitoreo (Figura 3.5). Na maioria das vezes os valores da PPV obtida neste campo são superiores ao campo próximo (Figura 3.6).



Figura 3.5 - Arranjo no Campo Distante.

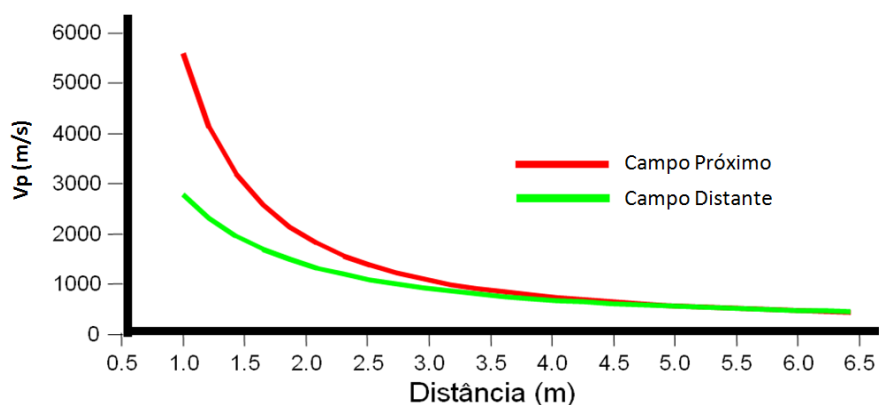


Figura 3.6 - Comparação do campo próximo - distante (modificado – ASP Blastronics, 1992).

Segundo SME (1992), o modelo de Devine e o modelo de Langefors são os mais úteis na indústria de mineração para o caso do campo distante e são expressas respectivamente por:

$$PPV = K \left( \frac{D}{W^{1/2}} \right) \quad (3.2)$$

$$PPV = K \left( \frac{D}{W^{3/2}} \right)^{-\alpha} \quad (3.3)$$

Onde:

- PPV : velocidade crítica de partícula (mm/s)  
 K : constante de propagação do meio (-)  
 $\alpha$  : constante de atenuação do meio (-)  
 D : distância do foco do transdutor (m)  
 W : massa do explosivo por retardo no tempo (kg)

ASP Blastronics (1997), utilizando ferramentas geofísicas, reporta que o dano a taludes formados por maciços rochosos com não mais de três sistemas de juntas e quase homogêneos litologicamente ocorrem valores de deformação ao redor de  $\epsilon > 0.01 \text{ mm/m}$ .

Assim, ao conhecer a velocidade de propagação ( $V_p$ ) pode-se definir a velocidade crítica de partícula (PPV) que associa a certo grau de deflagração no maciço rochoso (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 - Correlação entre a  $V_p$  e a quantificação do perigo no maciço rochoso (modificado – ASP Blastronics, 1997).

<b>Dano</b>	<b><math>V_p</math> (mm/s)</b>
Sem perigo na rocha	< 250
Lasqueamento por tração	250 - 650
Ruptura e fissuras	650 - 2500
Ruptura do talude	> 2500

Também existem as propostas de Hoek & Bray (1981) (Tabela 3.2) e SME (1992) (Tabela 3.3) as quais se mostram mais conservadoras e poucas práticas pela ambigüidade da descrição do dano vinculada a menores valores, comparados aos dados de ASP Blastronics (1997).

Tabela 3.2 - Correlação entre a  $V_p$  e o dano no maciço (modificado – Hoek & Bray, 1981).

<b>Dano</b>	<b><math>V_p</math> (mm/s)</b>
Fissura na rocha	2500
Início da fissura	650
Queda de blocos	300
Dano menor	130

Tabela 3.3 - Correlação entre a  $V_p$  e o estado final no maciço (modificado – SME, 1992).

<b>Dano</b>	<b><math>V_p</math> (mm/s)</b>
Queda de blocos	5 - 100
Queda de blocos persistentes	130 - 380
Dano em rochas pouco resistentes	> 600
Dano em rochas resistentes	> 2500

SME (1992) propõe os níveis de danos que ocasionam a deflagração da resistência do maciço rochoso associada às condições geométricas do talude (Tabela 3.4).

Identificam-se uma quantidade de mecanismos de ruptura de talude, os quais podem ser influenciados pela escavação a fogo típico em mineração (ASP Blastronics, 1992):

- Ruptura completa do maciço ( $V_p > 2500$  mm/s), os blocos são rotados e a massa remanescente não é o suficientemente resistente para suportar ângulos otimizados.
- Desenvolvimento de novas trincas ( $V_p = 600-1000$  mm/s), o maior dano é feito nas discontinuidades, sendo estas poucas porem ocasionaram juntas sem preenchimento e persistentes e não aportaram na estabilidade do talude, reduzindo os pontes rochosos.
- Extensão e abertura de trincas pré existentes ( $V_p < 600$  mm/s), as trincas são abertas pelos gases do explosivo principalmente no maciço rochoso próximo à última fileira do plano a fogo, reduzindo assim a resistência ao cisalhamento das discontinuidades fazendo deslocar aos blocos de rocha intacta.

Tabela 3.4 – Condições observadas no talude pelo dano no maciço (modificado – SME, 1992).

Nível do dano	Condições observadas no talude		
	Fraturas e blocos	Ângulo de talude e condições da face da bancada	Condições da escavação da face da bancada
Leve	Fraturas fechadas pelo preenchimento	>75° - Canhas do sondagem no contorno	Não praticável
Moderado	Pequenas trincas abertas, blocos isolados e fraturas deslocadas	>65° - Frente de minado mole	Escavação difícil
Forte	Algumas trincas são abertas e deslocadas	>65° - Lasqueamentos, trincas radiais	Escavação fácil <1.5m
Severo	Frente de minado fraturado, alguns blocos deslocados	>55° - Crista irregular, trincas de tração	Escavação fácil <3.0m
Extremo	Blocos deslocados, a fragmentação tem uma granulometria muito fina	>37° - Sobre escavação, lasqueamento e queda de blocos de rochas	Escavação fácil >3.0m

### 3.2.2 Análise de ondas de vibração

O sinal de vibrações produzido por uma detonação consiste num numero discreto de ondas originadas por grupos de cargas de explosivos num determinado tempo, assim a determinação de carga vinculada a cada tempo é o primeiro passo da análise. A mediação da forma e da amplitude de vibração é a principal ferramenta de efetividade do plano a fogo, sendo esta a medida da energia transferida pelo explosivo ao macio rochoso.

Numa detonação, o deslocamento indica a distância das partículas vinculadas a certa velocidade máxima (PPV) que é útil para determinar a probabilidade de deflagração da resistência, medindo assim, a frequência e a oscilação ou ciclo que a mesma partícula se desloca, o número de ciclos que sofre uma partícula é medido por segundo ou por Hertz (Hz).

A interpretação de registros sísmicos de ondas está baseada em certas relações básicas das grandezas típicas da natureza do campo físico das ondas que são expressas nas equações seguintes e são ilustradas na Figura 3.7, onde é apresentada uma onda ideal.

$$v = v_0 \cdot \text{sen}(\omega t) \quad (3.4)$$

$$D = \frac{v_0}{2\pi f} \cos(\omega t) \quad (3.5)$$

$$A = v_0 (2\pi f) \cos(\omega t) \quad (3.6)$$

Com:



$$\omega = 2\pi f \quad (3.7)$$

$$f = 1/T \quad (3.8)$$

Onde:

- v : velocidade de onda (m/s)
- v<sub>o</sub> : amplitude da onda (mm/s)
- ω : oscilação ou ciclo (Hz)
- t : tempo medido (ms)
- T : período da onda (ms)
- f : frequência da onda
- D : deslocamento (mm)
- A : aceleração (m/s<sup>2</sup>)

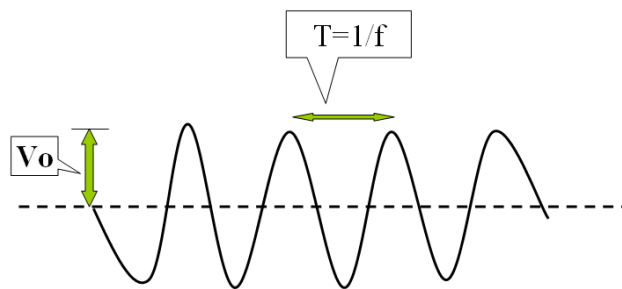


Figura 3.7 – Onda ideal.

Para o caso da interpretação das sinais é utilizado o esquema apresentado na Figura 3.8a onde é indicada a recepção do geofone triaxial com referência ao talude em estudo. O resultado das ondas registradas com o geofone triaxial (vertical  $V_V$ , transversal  $V_{TR}$  e radial  $V_R$ ) é expresso pelo vetor somatória ( $V_T$ ) (Figura 3.8b).

$$V_T = \sqrt{V_V^2 + V_{TR}^2 + V_R^2} \quad (3.9)$$

Onde:

- $V_T$  : velocidade total de onda ou vetor somatoria (m/s)
- $V_V$  : componente vertical de onda (m/s)

$V_{TR}$  : componente transversal de onda (m/s)

$V_R$  : componente radial de onda (m/s)

Na atualidade, os estudos de vibrações são a técnica mais avançada na análise de detonações e na determinação do efeito de deflagração da resistência no maciço rochoso na escavação a fogo em mineração. As medições de vibrações devem estar complementadas com a caracterização geológica e estrutural, a classificação geomecânica apropriada, ensaios de laboratório de mecânica das rochas e a observação no campo (conciliação geotécnica topográfica) para conseguir boas correlações na estimativa da perda de resistência do maciço.

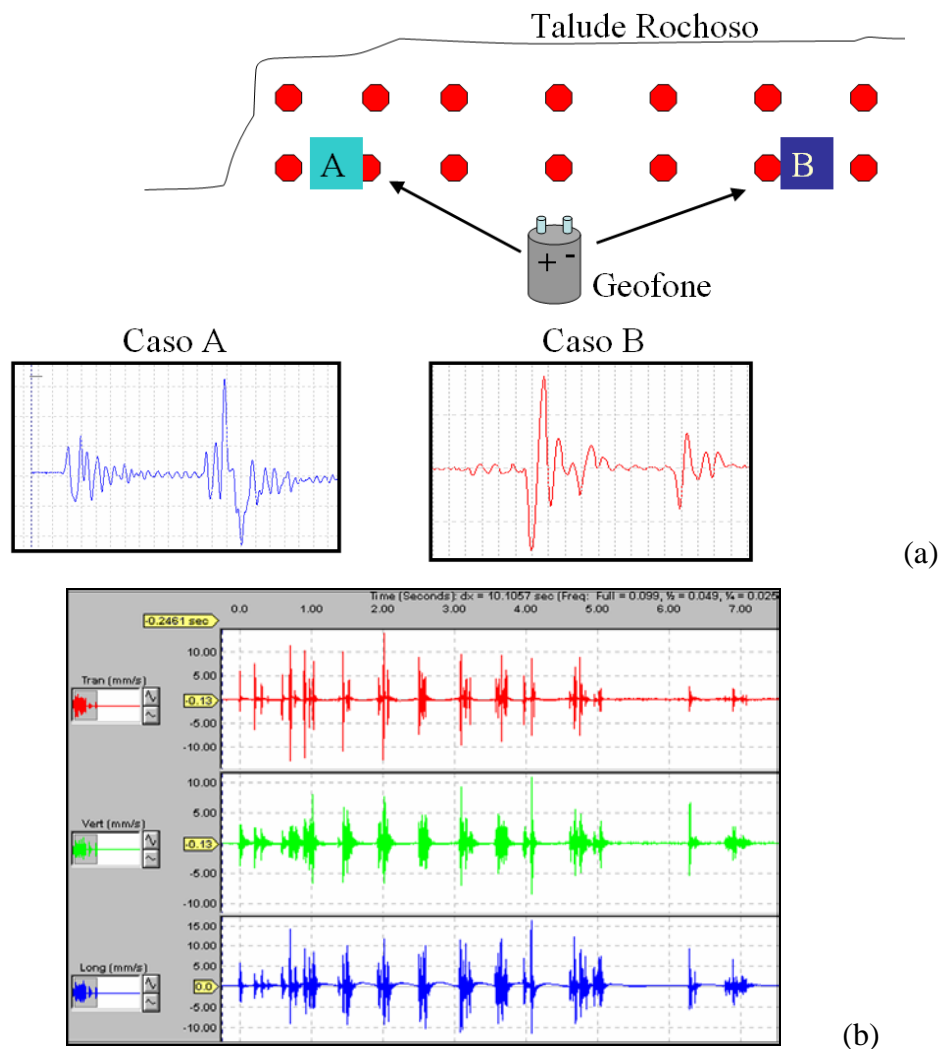


Figura 3.8 – (a) Convenção de signos dos sinais com referência do talude e a posição do geofone e (b) registro de sinais em três direções com o geofone triaxial.

### 3.3 METODOLOGIA ADOTADA DE INSTRUMENTAÇÃO DE VIBRAÇÕES

O objetivo da instrumentação da escavação a fogo em cavas a céu aberto é pesquisar as vibrações produzidas pelas detonações de produção diária. Neste item se proporcionará a metodologia utilizada na presente tese para o caso de Tintaya.

#### 3.3.1 Colocação de Equipamentos de Instrumentação

As ondas sísmicas a instrumentar saem refletidas do ponto de detonação ao longo das discontinuidades e refratam no maciço rochoso como ondas num reservatório de água, dessa forma é preciso localizar os equipamentos em posições onde seja minimizado este fenômeno (Figura 3.9).

A melhor localização é a crista e o pé da bancada a detonar, porem quase sempre é muito difícil conseguir este arranjo pelas questões de operação e segurança. Neste problema, a solução é colocar os equipamentos nas bancadas acima ou abaixo do nível a escavar, porem longe das cristas das bancadas para evitar a refração das ondas.

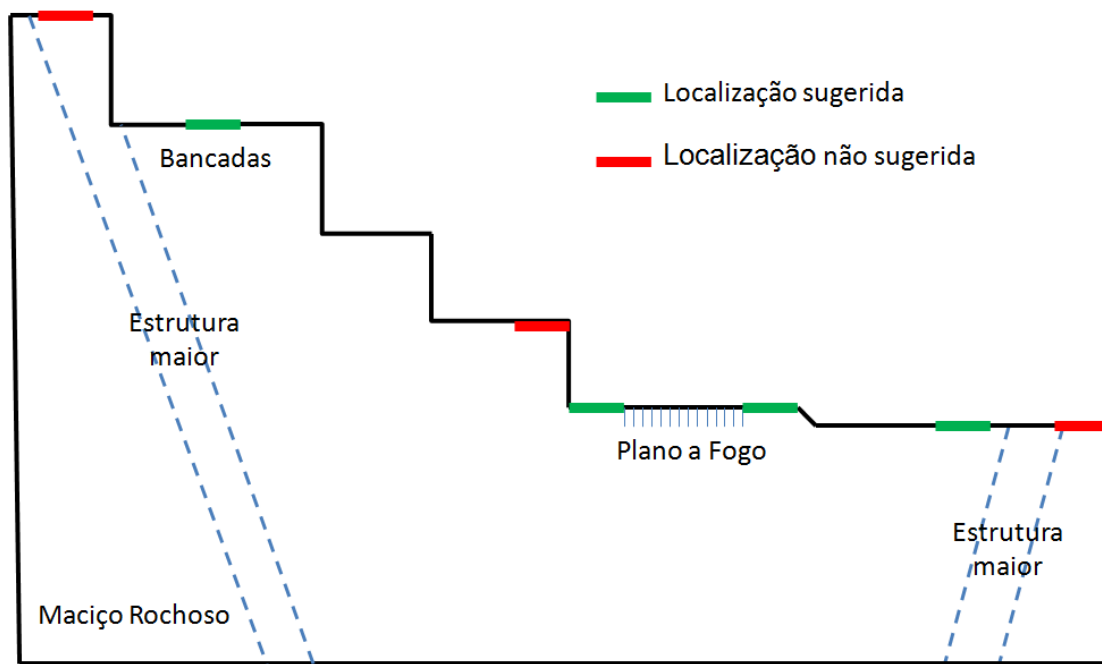


Figura 3.9 – Localização sugerida para a instrumentação.

É importante, tratar de fazer um arranjo onde os equipamentos dos pontos de saída das ondas se encontrem num só tipo de maciço rochoso com a mesma litologia com fraturamento semelhante e evitando falhas geológicas maiores. Para assim poder analisar diferentes valores de ondas para cada litologia. Cada um de estes ensaios deve ser feito por separado já que se fosse com diferentes pontos de saída de detonação, é possível que num mesmo registro se observem ondas acopladas para cada ponto de recepção.

No possível devesse utilizar mais de um equipamento de recepção de ondas ao mesmo tempo, assim se obtém mais dados para a interpretação dos gráficos de velocidade com a distância escalada. Foram utilizados três equipamentos de instrumentação com incrementos de 1, 2 e 4 vezes (1x, 2x, 4x) a distancia da malha de perfuração para otimizar os ensaios (Figura 3.10).

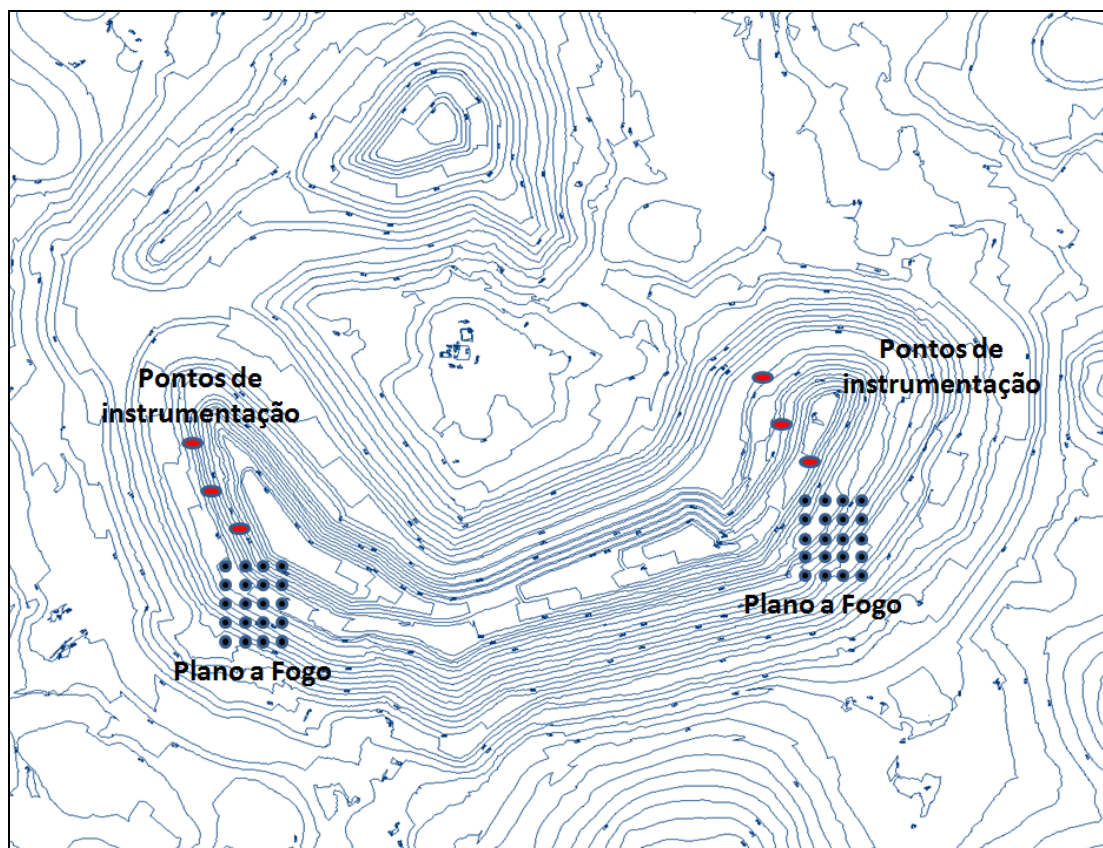


Figura 3.10 – Localização relativa dos instrumentos segundo a saída da detonação.

### 3.3.2 Análise da Rede da Detonação

Os dados registrados em todos os ensaios foram: (i) coordenadas da malha de perfuração; (ii) data do ensaio; (iii) tempo de retardo; (iv) geometria, (v) quantidade de explosivo; e (vi) seqüência de saída da detonação. No possível deve-se de posicionar todos os dados anteriormente mencionados num plano a fogo (Figura 3.11) para que posteriormente todos os tempos de retardo de saída dos pontos de detonação possam ser contorneados de acordo com os valores em mili segundos (Figura 3.12). Observando principalmente se alguns dos pontos tenderão a detonar ao mesmo tempo, já que se assumira que os conjuntos de pontos iguais fornecerão a maior concentração de energia de propagação de onda (Figura 3.13).

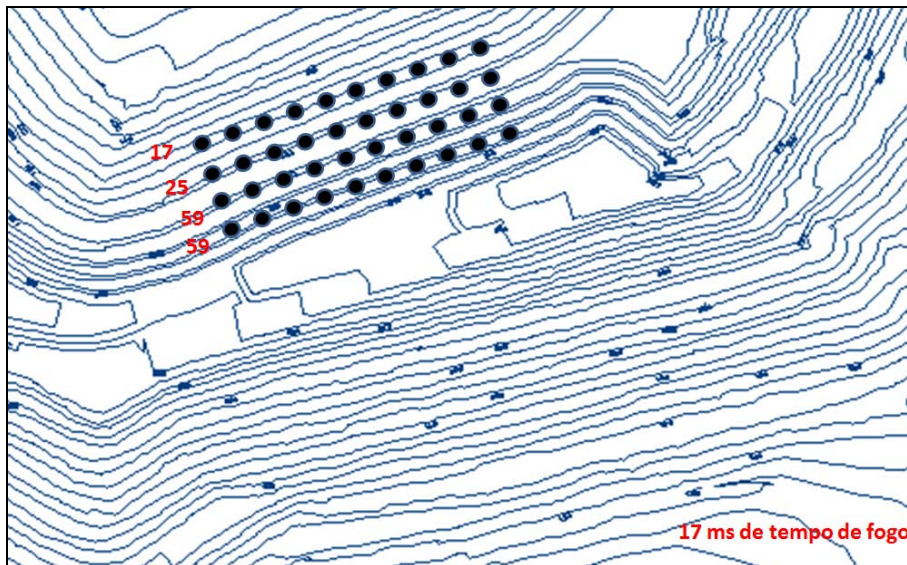


Figura 3.11 – Plano de início da detonação em mili segundos por fileira de perfuração.



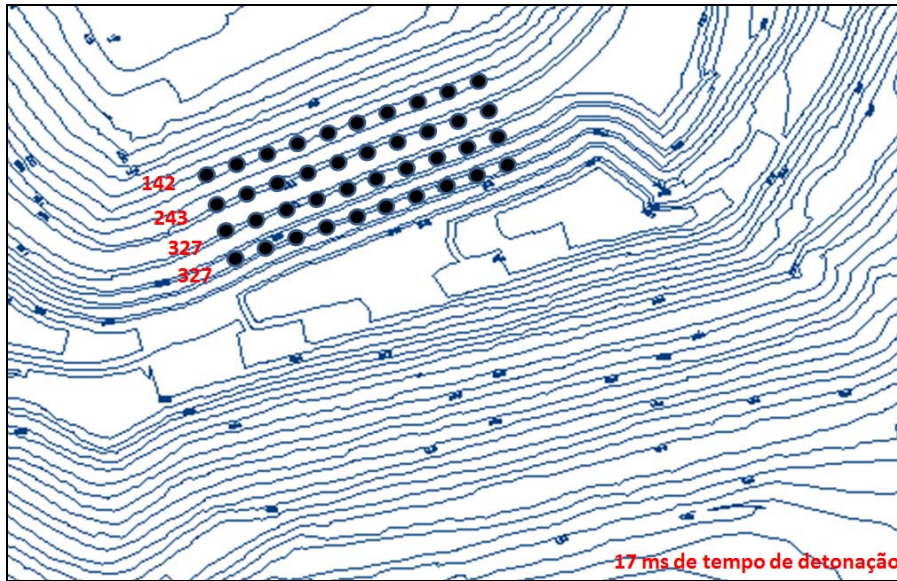


Figura 3.12 – Plano da saída da detonação em mili segundos por fileira de perfuração.

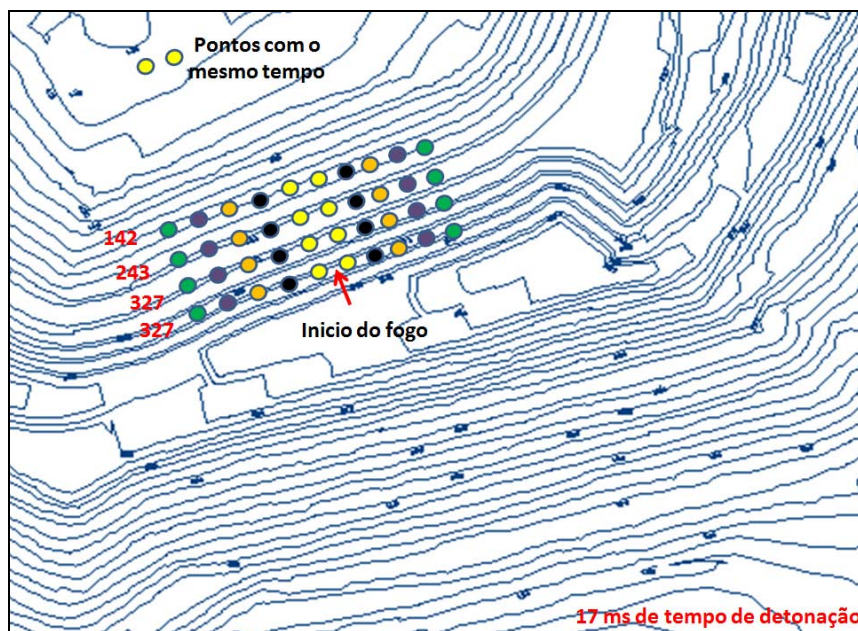


Figura 3.13 – Plano de tempos de detonação em mili segundos por fileira de perfuração.

### 3.3.3 Cálculo de Distancias de Estações de Instrumentação

Para fazer os gráficos dos registros de velocidade com relação à distância a escala, deve-se de calcular a distância dos equipamentos de instrumentação com relação ao sector de maior energia de propagação de onda de choque, agrupando assim os pontos de saída de ondas

semelhantes com relação aos geofones (Figura 3.14) destacando-se os tempos para assim programar os equipamentos de recepção de ondas com o mesmo valor.

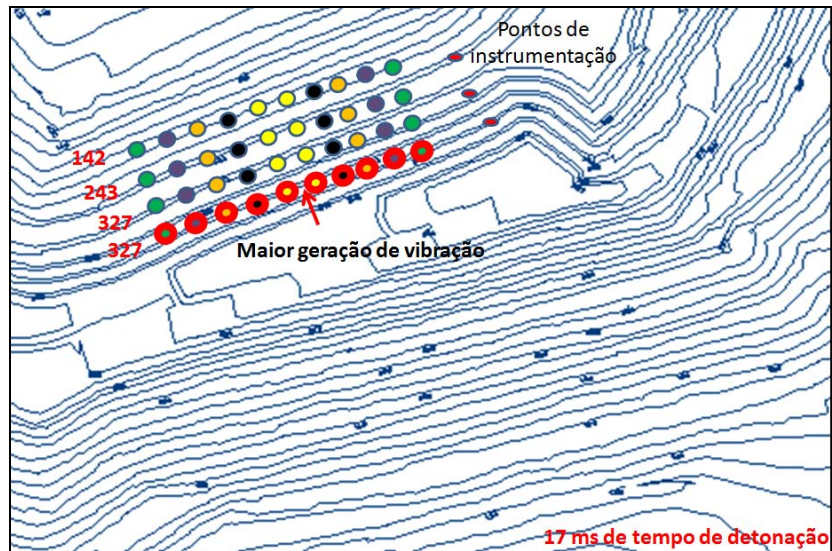


Figura 3.14 – Fileira com maior carregamento e pontos de instrumentação.

### 3.3.4 Instalação do Geofone

Os geofones devem ser instalados como se observa na Figura 3.15 acima de um maciço rochoso não detonado e competente, no possível fazendo uma escavação de 30 cm no maciço, posteriormente deve-se de cobrir o geofone com bolsas de areia e o equipamento coletor de dados com uma placa de aço suportada com blocos de madeira para evitar o impacto de rochas volantes induzidas pela detonação (Figura 3.16). Caso seja possível, devesse de fazer uma perfuração para ancorar o geofone com uma barra de aço e concreto dentro do maciço rochoso (Figura 3.17). Este procedimento é fundamental em quanto à qualidade de dados.

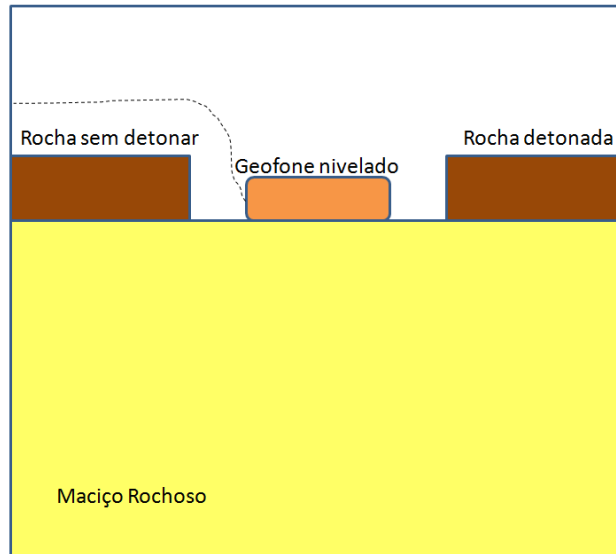


Figura 3.15 – Colocação do geofone acima de um maciço rochoso.

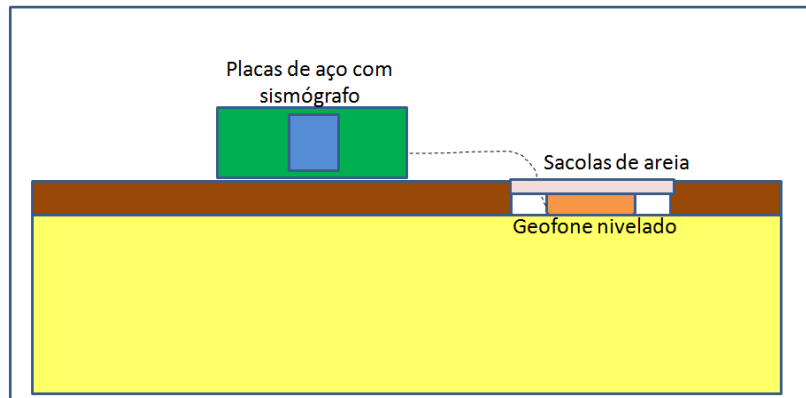


Figura 3.16 – Proteção do geofone acima de um maciço rochoso.

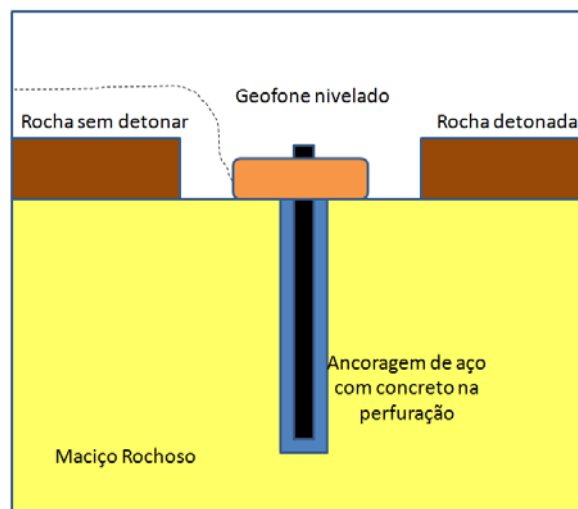


Figura 3.17 – Proteção do geofone com perfuração no maciço rochoso.



### 3.3.5 Interpretação de Resultados

Os dados de saída do equipamento de instrumentação é um sismógrafo para cada uma das três direções ortogonais: longitudinal, transversal e vertical (Figura 3.18). A direção longitudinal indica a movimentação horizontal na direção da detonação com respeito ao sismógrafo e normalmente é a resultante das ondas de compressão P. A direção transversal indica a movimentação lateral perpendicular à direção longitudinal e a resultante das ondas S. A direção vertical é a normal com respeito ao terreno a avaliar. O geofone utiliza transdutores orientados nas três direções, é por isso que é importante que seja instalado sem desvio no eixo da perfuração feita preliminarmente.

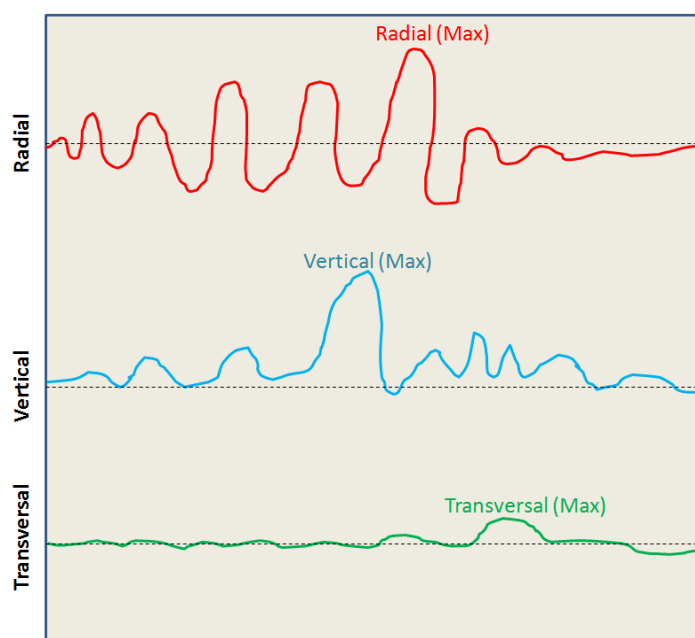


Figura 3.18 – Dados do sismógrafo em três direções ortogonais.

Os dados de saída do sismógrafo indicam as velocidades no deslocamento das ondas supramencionadas sendo estas as de partícula máxima para cada uma das direções e da resultante ( $V_T$ ) (Equação 3.12), podendo ser semelhante ao máximo valor individual registrado pelo geofone (Figura 3.19). As relações descritas são as mostradas na Figura 3.20.

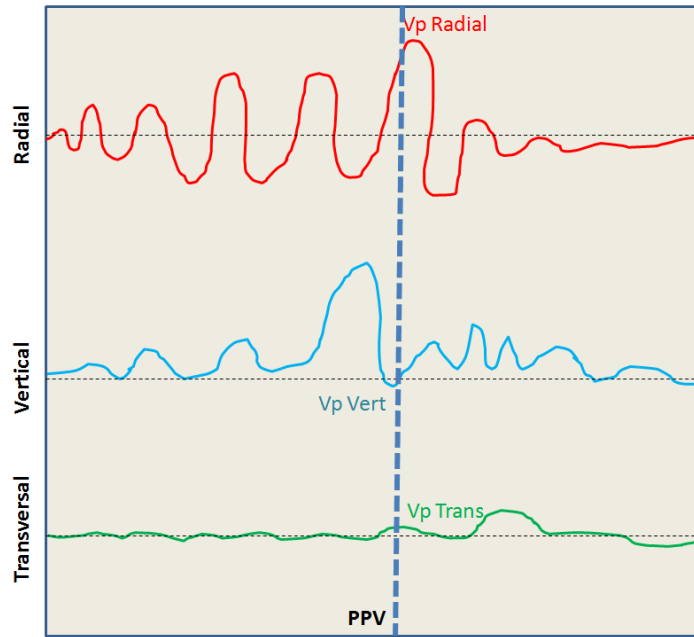


Figura 3.19 – Determinação do PPV no registro do sismógrafo.

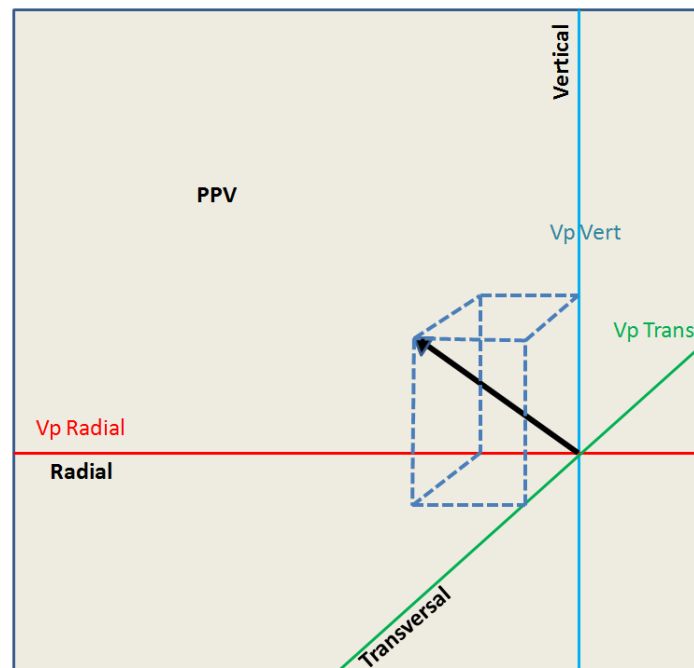


Figura 3.20 – Vetor do PPV.

### 3.3.6 Análise do Registro

Inicialmente o gráfico  $V_T$  com respeito a distância escalada (DE) é analisada segundo a Equação 3.13. Com as seguintes expressões é estimada a velocidade de onda máxima (PPV).

$$DE = D / (W^{0.5}) \quad (3.10)$$

$$PPV = V_i (DE)^a \quad (3.11)$$

Onde:

D : distância in situ da detonação máxima ao sismógrafo

W : massa do detonante

$V_i$  : variável da rocha obtida na Figura 3.21 quando  $DE=1$

$a$  : inclinação da linha de regressão (valor típico -1.6)

Infelizmente e pela variabilidade do maciço rochoso os dados obtidos (Figura 3.21) são muito dispersos. Sendo as causas principais: (i) o tempo de detonação é variável; (ii) as massas do ANFO pode ser variável em diferentes perfurações, assim variando o ponto de referência assumido; (iii) o vetor mergulho da orientação das famílias de juntas pode variar dentro do maciço de uma forma brusca; (iv) problemas na perfuração real a profundidade; e (v) outras fontes como disponibilidade de área de instrumentação e tempo para a medição.

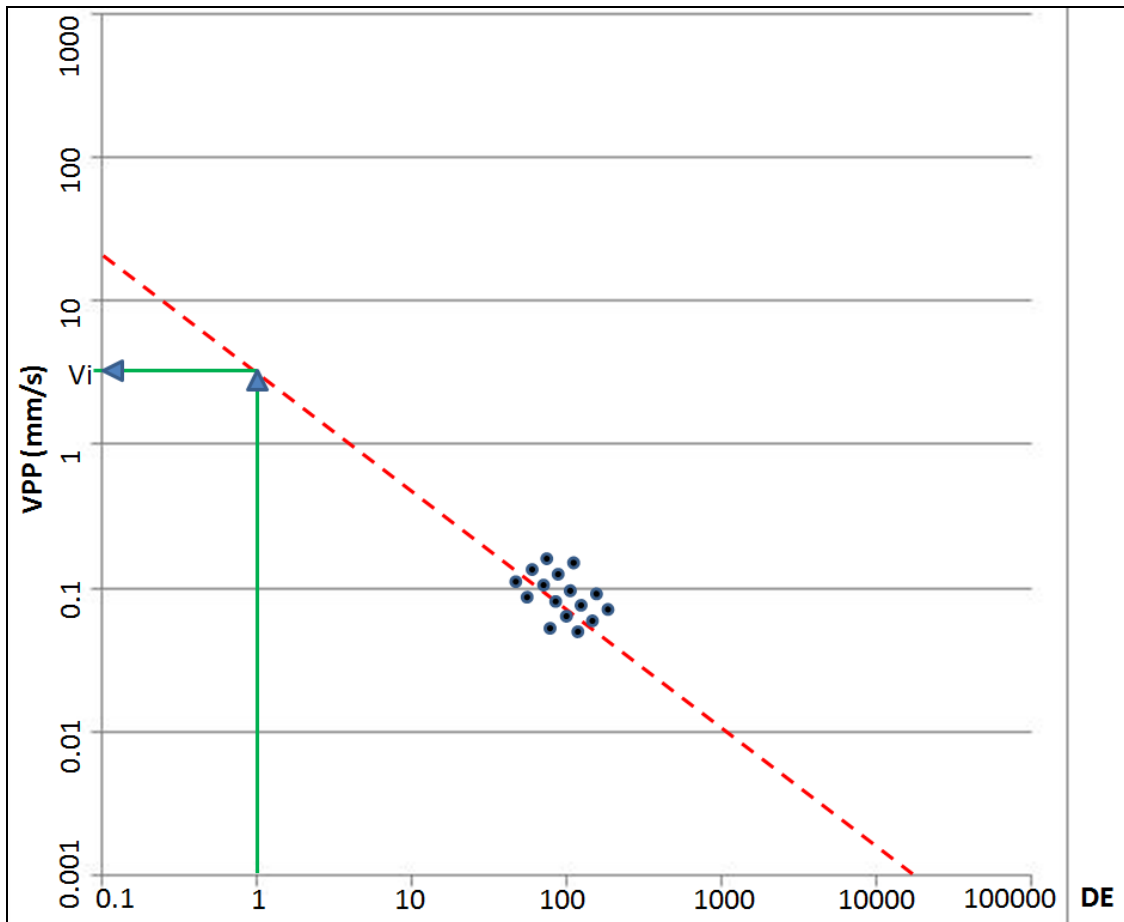


Figura 3.21 – Determinação da Vi.

Finalmente o processo se repete para cada bancada diferenciada pela geologia e estruturas presentes no plano a fogo podendo determinar os parâmetros supramencionados neste capítulo e assim poder estimar ondas para as banquetas inferiores obtendo provavelmente uma menor dispersão.

### 3.4 CONCILIAÇÃO GEOTÉCNICA TOPOGRÁFICA

Nos últimos anos, foram propostas diferentes metodologias para estimar o dano real ao talude produto da escavação a fogo em mineração a céu aberto com especial concentração à avaliação das especificações geotécnicas citadas no projeto das bancadas em rocha depois da detonação e posterior escavação com os equipamentos de carga, assumindo os limites da crista o do pé. Já que qualquer transgressão a estes significa que houve um excesso no plano a fogo e pelo tanto foi quebrado mais material rochoso dentro do talude do que foi considerado.

Williams et al. (2009) propõem um sistema de avaliação depois da escavação a fogo procurando estabelecer um vínculo entre a quantidade de explosivo dentro do plano a fogo e os limites do talude projetado e as possibilidades de melhora da localização dos pés dos taludes para a chegada ao corpo mineral relacionada à gestão de riscos de queda de blocos, envolvendo uma matriz que inclui: (i) um fator de projeto (*design achievement*) (Df) que provêm das grandezas de longitude das especificações geotécnicas e do planejamento, e (ii) um fator de condição (*face condition*) (Fc) que indica a condição real da cara do talude recém escavado, as ações corretivas e os riscos geotécnicos associados pelo dano ao maciço.

As componentes destes fatores de avaliação são mostradas na Tabela 3.7 descrevendo as condições de ambos e os valores aplicáveis. Depois de realizar a avaliação os resultados entre 0 e 1 se levam a uma matriz de 4 campos com fins de fazer uma retroanálise e definir os possíveis erros, no caso de bancada simples. Para bancadas duplas só são consideradas as alturas variáveis obtidas da detonação controlada e as normais para bancada simples.

Para a aplicação desta ferramenta devesse realizar uma análise da bancada (*bench*) e da largura da plataforma (*catch bench*) utilizando o critério de Ritchie (Hustrulid & Kuchta, 1995) incluindo os elementos observados na Figura 3.22, onde  $h$  é a altura da bancada;  $a$  é a largura de plataforma entre bancadas;  $q$  é a sobre quebradura;  $pp$  é a distância entre o pé do talude superior e o pé do talude inferior; e  $\beta$  o ângulo da face do talude.

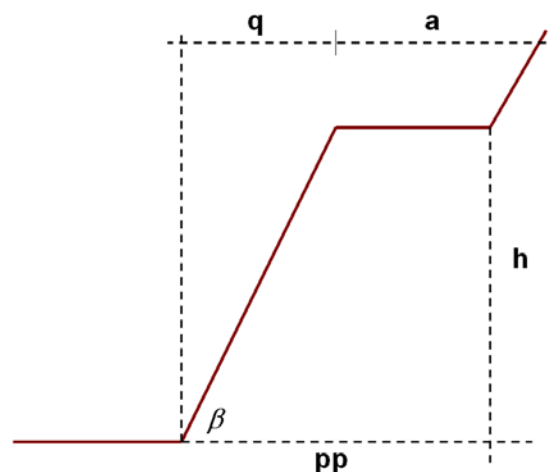


Figura 3.22 – Elementos da análise da bancada de talude (Hustrulid & Kuchta, 1995).

Estes parâmetros são definidos por critérios geomecânicos, parâmetros operativos e os equipamentos existentes na mineração e seguem a proposta do critério de Ritchie (Hustrulid

& Kuchta, 1995) com as seguintes formulações. Para o caso de estudar bancadas simples a altura utilizada é de 15m e para bancadas duplas é 30 m, com.

$$a = 4.5 + (0.2h) \quad (3.12)$$

$$q + a = pp \quad (3.13)$$

$$q = \frac{h}{\text{tg}\beta} \quad (3.14)$$

O fator de projeto (Df) se construí a partir da conciliação topográfica utilizando diferentes métodos geodésicos, definindo pesos e tolerâncias para cada um dos parâmetros avaliados. Estes são definidos considerando o tipo de detonação utilizada e os controles assumidos com fins de proteção da parede rochosa. Os parâmetros a determinar são a distancia pé a pé, altura da bancada, ângulo da face da bancada (BFA), limite do programa e a fase em execução. Os parâmetros se comparam com o projeto e estimam-se as diferenças (Tabela 3.5).

Tabela 3.5 – Parâmetros, pesos e tolerâncias do Fator de Projeto - Df (Williams et al., 2009).

<b>Parâmetro</b>	<b>Peso (W)</b>	<b>Tolerância</b>
Limite do programa (lp)	0.3	+ - 1m
Ângulo da face da bancada (BFA) ( $\alpha_b$ )	0.3	+ - 2°
Distancia pé a pé (pp)	0.2	+ - 2m
Altura da bancada (h)	0.2	+ - 2m

Então o fator de projeto (Df) é expresso pela quantificação dos parâmetros da avaliação.

$$Df = \frac{\sum [(Pi)(Wi)]}{100} \quad (3.15)$$

Onde:

Pi : percentagem de aceitabilidade do parâmetro (Tabela 3.5) calculado estadisticamente.

Wi : peso de cada parâmetro (Tabela 3.5).

O fator de condição (Fc) assume parâmetros (Ri) que são avaliados depois da escavação a fogo. Os parâmetros considerados assumem percentagens de metades de canhas de perfuração (Figura 3.23), número de trincas induzidas, condição das famílias de juntas, existência de

blocos instáveis, geometria do perfil do talude e a condição da crista. Para cada um destes se calculam valores da Tabela 3.6, e se estima o  $F_c$ , dado por:

$$F_c = \frac{\sum Ri}{100} \quad (3.16)$$

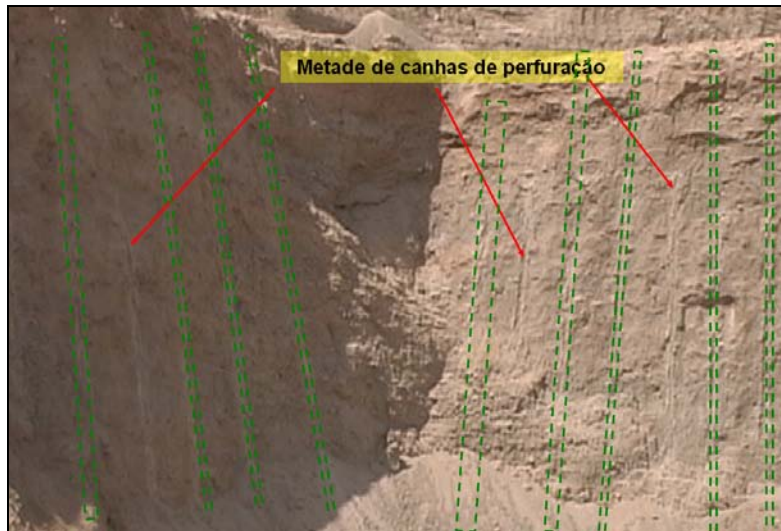


Figura 3.23 – Meias canhas de perfuração.

Tabela 3.6 – Parâmetros do Fator de Condição –  $R_i$  –  $F_c$  (modificado - Williams et al., 2009).

Parâmetro	Classificação do estado do talude				
	Muito bom	Bom	Moderado	Ruim	Muito Ruim
1 Metade das canhas	> 75%	50-75%	25-50%	0-25%	0%
2 Número de trincas induzidas (entre furos de detonação – espaçamento)	< 3	3 a 5	5 a 10	10 a 15	> 15
3 Condição das famílias de juntas	Todos os sistemas fechados	Algumas juntas preenchidas	Todos os sistemas abertos	Quase todos os sistemas abertos com alguns deslocados	Todos os sistemas abertos com alguns deslocados
4 Existência de blocos instáveis	Sem blocos instáveis	Blocos instáveis isolados (1 - 2)	Vários blocos instáveis (3 - 5)	Muitos blocos instáveis (> 5)	Todos os blocos instáveis e deslocados (> 5)
5 Geometria do perfil do talude	0 - 10% sobre escavação na base da bancada	10 - 20% escavação na base da bancada	20 - 40% escavação na base da bancada	40 - 80% escavação na base da bancada	80 100% escavação na base da bancada
6 Condição da crista	Sem material fraturado na parte superior do talude	0 a 1 m fraturado na parte superior do talude	1 a 2 m fraturado na parte superior do talude	2 a 3 m fraturado na parte superior do talude	> 3 m quebrado fraturado na parte superior do talude

Segundo Williams et al. (2009) o critério de avaliação de aceitabilidade que deve ter uma bancada dupla (30m de altura) deve de considerar um Fc maior a 0.6 e um Df maior a 0.7, pelo tanto para uma bancada simples devesse de considerar um Fc maior a 0.6 e um DF maior a 0.7. Na Figura 3.24 é detalhada a avaliação e as respectivas recomendações.

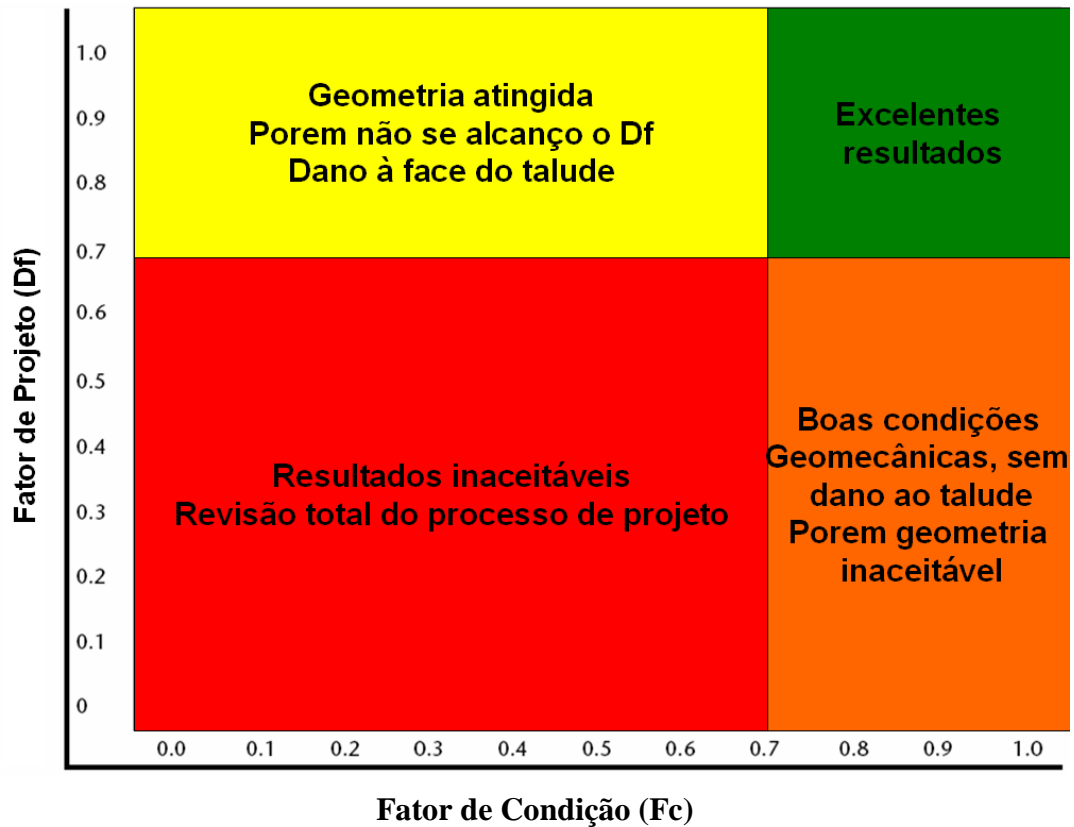


Figura 3.24– Matriz do resultado dos diferentes fatores (modificado – Williams et al., 2009).

Para considerar que um talude se encontra em condições aceitáveis deve de cumprir uma percentagem por acima dos 70% (Tabela 3.7) do resultado ótimo em base do comprimento avaliado (Williams et al., 2009).

Tabela 3.7 – Critério de aceitabilidade de escavação (modificado - Williams et al., 2009).

<b>% Cumprimento</b>	<b>Qualificação</b>
80-100	Excelente
70-80	Bom
50-70	Regular
25-50	Ruim
0-25	Inaceitável



## CAPÍTULO 4

### CASO – ESTUDO: MACIÇO NORTE CAVA TINTAYA

A área de estudo está localizada no distrito de Espinar, departamento de Cusco, no extremo sudeste do cinturão Andahuaylas – Yauri na cordilheira dos Andes no sul do Peru. Esta pesquisa tem como foco a mina Tintaya, localizada entre o cinturão ocidental e o oriental, controlada pela corporação mundial Xstrata Copper, Tintaya produz concentrado e catodos de cobre desde 1975. A área da mineração é demarcada pelas coordenadas UTM (Pasad 56) N8357000 E259000 e N8341000 E240000 (Figura 4.1 e 4.2).



Figura 4.1 – Localização da mina Tintaya.

O relevo do território peruano é o fruto de sucessivos ciclos orogênicos que compreendem várias etapas de sedimentação, deformação, soergimento e finalmente de erosão e peneplanização. Assim, o território está formado por uma ampla sequência de rochas sedimentares, vulcânicas e metamórficas, cortadas por importantes corpos plutônicos. As idades das rochas abrangem o período Pré-cambriano até o Quaternário recente, sendo que as rochas pré-cambrianas constituem o embasamento. Então, a jazida Tintaya é formada pelo tectonismo ocorrente na intrusão de diferentes estagios através dos corpos de calcáreo.

O Peru está subdividido em oito unidades geomorfológicas, partindo da Cordilheira da Costa até a Planície Amazônica, destacando entre elas as Cordilheiras Ocidentais e Orientais, por serem os traços orográficos mais proeminentes do Peru (Chacón, 1995 *apud* Maldonado, 2006). Os ciclos orogênicos das rochas pré-cambrianas são pouco conhecidos, uma vez que as deformações das rochas paleozóicas são atribuídas a uma Orogenia Caledoniana no norte do Peru e a uma Orogenia Herciniana na Cordilheira Oriental do centro e sul do Peru. Esta última orogenia inclui as fases Eo-herciniana (350 Ma), Tardi-herciniana (290 – 265 Ma) e Fini-herciniana (250 Ma). O Ciclo Andino é reconhecido nas rochas mesozóicas e cenozóicas incluindo estagios de sedimentação e de deformação: Peruana (80 Ma), Incaica (35 – 30 Ma), Aymara (28 – 26 Ma) de três fases Quéchua (17 – 5 Ma).

As deformações andinas atuais são evidenciadas pela atividade sísmica, resultante da subducção da Placa de Nazca sob a Placa Sul-Americana iniciada entre o Triássico Médio e Jurássico Inferior, sendo, por sua vez, precursora do desenvolvimento dos principais elementos estruturais dos Andes peruanos, como: dobras, falhas, alinhamento de corpos ígneos e cones vulcânicos com uma orientação geral NW – SE. No entanto, há duas mudanças de orientação na cordilheira andina conhecidas no Peru como deflexões, que seriam resultados da tectônica Herciniana (340-230 Ma): a Deflexão de Huancabamba aos 6° latitude sul, onde os Andes mudam para orientação N, e a Deflexão de Abancay a 14° latitude sul, onde a cordilheira arqueia na direção E – W para logo voltar à direção NW – SE

#### **4.1 ASPECTOS DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA**

A mineração Tintaya está localizada entre a Cordilheira Ocidental e Oriental dos Andes do Peru, numa altitude que varia de 3850 até 4700 m, constituindo uma zona mista conformada de altiplano, montanhas e colinas, conhecida como Peneplanície de Yauri. A zona de montanhas se estende ao SE e constitui localmente a Cordilheira de Laramani com uma superfície ondulada e quebras de relevo moderadas. A zona montanhosa envolve a peneplanície que apresenta áreas planas e algumas colinas e morros remanescentes, configurando uma topografia ondulada e de suaves declividades de encostas, com quebras de relevo suaves por onde escoam as águas dos rios, sendo comum a formação de cursos d'água principais. A drenagem é controlada pelas estruturas geológicas rúpteis, seguindo padrões de drenagem retangular entre o Rio Salado de direção NW e seus afluentes de direção NE. Existe também um padrão subparalelo entre os tributários de direção NS. Entre o Rio Salado e seu tributário, o Rio Tintaya, e outros menos importantes há um padrão sub-dendrítico. A

drenagem presente na Peneplanície de Yauri é atribuída à Bacia Hidrográfica do Rio Apurímac. Os taludes encontram-se secos pelo sistema de drenagem com poços profundos e horizontais da operação de escavação da mineração.

As feições estruturais são agrupadas em duas unidades. A primeira é a Bacia de Yura que se estende até Arequipa com sequências sedimentares do Jurássico–Cretáceo cobertas por rochas vulcânicas terciárias que são perturbadas por intrusões ígneas, como em Tintaya. Nessa unidade são reconhecidos dois sistemas de falhas com orientação NW-SE e NE-SW e mergulhos  $>70^\circ$ . A segunda corresponde a uma faixa de rochas do Paleógeno, denominada como Yauri, onde se reconhecem dois sistemas de falhas com orientação NW–SE e E–NE.

Na localidade Langui Layo, existe uma faixa dobrada de rochas com idades paleozóicas e cretáceas, com uma orientação NW – SE e vergência SW. Os dobramentos das sequências paleozóicas são vinculados à tectônica Tardi-herciniana. No entanto os dobramentos das rochas cretáceas são relacionados à Tectônica Peruana. A 40 km ao norte da área de estudo, localiza-se o sistema de falhas Vilcanota entre  $14^\circ 30'$  latitude Sul e  $71^\circ$  e  $71^\circ 30'$  longitude Leste, atingindo uma extensão de 90 km até Urcos (Cusco) com uma orientação média NNW – SSW e mergulho variável entre  $60^\circ$  –  $70^\circ$  SW. O movimento reativo do sistema é normal sinistral e evidencia um estado de distensão NS no Quaternário. A faixa falhada separa os sedimentos Mesozóicos – Cenozóicos ao sudeste das formações Paleozóicas da Cordilheira Oriental ao nordeste, notando-se um forte e complexo comportamento tectônico estrutural em todos os maciços rochosos presentes na região circundante à mina Tintaya.

Segundo Maldonado (2006), a estratigrafia se caracteriza por apresentar rochas cretáceas no substrato, divididas tradicionalmente nas Formações Hualhuani, Murco e Arcurquina. As rochas cretáceas foram deformadas regionalmente durante as deformações Andinas, formando dobras e falhas. As intrusões do Eoceno-Oligoceno atribuídas ao Batólito de Abancay cortam as rochas cretáceas em diferentes pulsos magmáticos formando os depósitos de escarnito em Tintaya. A mineração é coberta pela Formação Yauri e os depósitos quaternários (Figura 4.2).

Em quanto às alterações das rochas, o escarnito é uma aureola de alteração formada por metassomatismo de contacto. Apresenta-se dentro do corpo intrusivo de quartzo monzonito e ao longo do contacto entre o corpo intrusivo e as rochas encaixantes calcárias da Formação Ferrobamba (Myers, 2001). As rochas ígneas formam escarnitos estéreis de granada e piroxênio, onde a intensidade da alteração muda desde tênue até total modificação da composição da rocha ígnea com uma alteração dominada por epidoto e clorita (Myers, 2001).

O escarnito tem mineralização associada de Cu +/- (Au - Ag ), que ocorre formando corpos sub-verticais irregulares. O zoneamento é típico de escarnito: Intrusivo–granada–piroxênio–magnetita e sulfeto–mármore–calcário, com veios, disseminações e principalmente no escarnito, sendo que a calcopirita ocorre mais freqüentemente que a bornita.

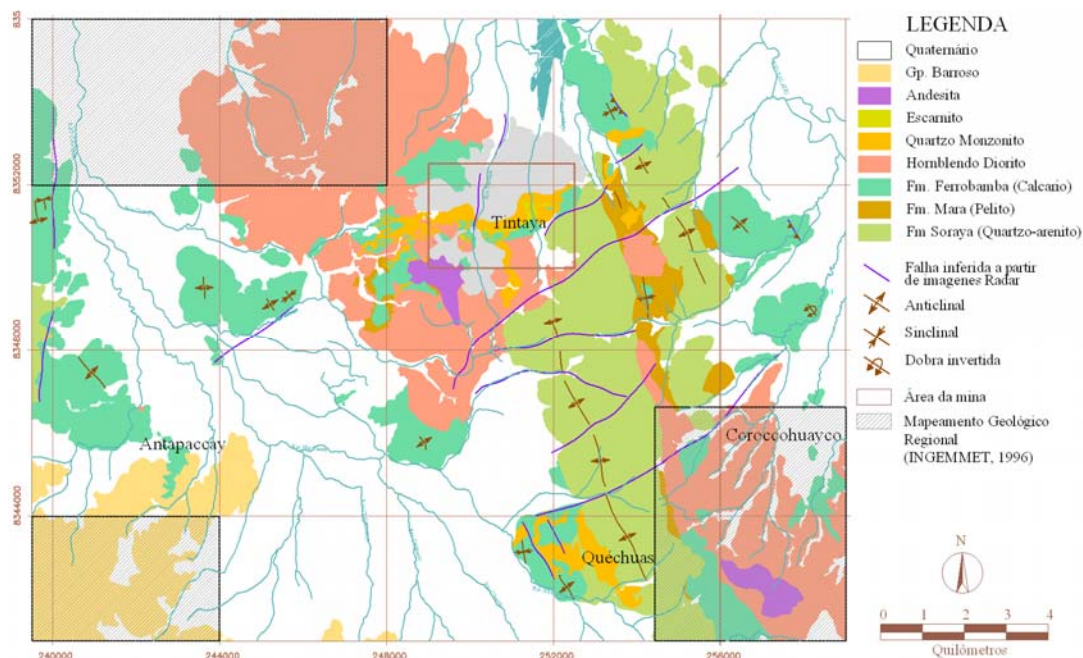


Figura 4.2 – Mapa geológico simplificado da mina Tintaya (modificado - Maldonado, 2006).

Assim, a jazida mineral de Tintaya é deduzida como de comportamento estruturalmente complexo pelo mencionado nos parágrafos deste apartado. Jeanne (1997), com base em um mapeamento detalhado, concluiu que as principais estruturas da mina Tintaya são dobras de orientação NNW, e falhas locais de direção leste de movimento inverso. Todavia, na interpretação não se detalhou a geometria, a cinemática, nem a sequência deformacional.

Segundo Maldonado (2006), após uma análise estrutural regional de Tintaya, com base na interpretação de lineamentos Landsat, informação geofísica e mapeamento regional anterior, concluiu que as intrusões e os minérios foram dominados pela intersecção de falhas transcorrentes NS e NW – SE, atribuídas ao encurtamento andino ocorrido entre o Terciário Inicial e Médio. Adicionalmente, o lineamento estrutural NE - SW é interpretado como próprio de falhas normais que possivelmente estão relacionadas a complexos plutônicos.

No trabalho de Loring (2000), as estruturas da mina Tintaya foram modeladas como um sistema de falhas normais de orientação NS, relacionadas ao alívio provocado por um sistema de falhas transcorrentes dextral de orientação WNW, o que favorece a intrusão ígnea e à formação do minério do depósito de Tintaya. Nesta interpretação, a evolução das estruturas foi simplificada a um único evento de deformação coincidente com a atividade intrusiva.

Stryhas (2000) realizou uma análise estrutural do depósito vizinho de Antapaccay e teve como base um mapeamento superficial limitado e no estudo de furos utilizando um radar óptico. Nesta análise, há definição de dois sistemas de falhas principais, um de orientação NE a ENE e mergulho NW sub-vertical, e outro de orientação NW – NNW e mergulho NE sub-vertical. Mas, o sentido de movimento das falhas foi incerto, embora a natureza conjugada das falhas e a relação com as fraturas de extensão sugeriram deslocamentos predominantemente normais.

Gans (2005) através de trabalhos de mapeamento definiu um modelo estrutural preliminar, contemplando uma história estrutural formada de múltiplas fases deformativas, incluindo uma fase inicial compressiva ~EW, deduzida das dobras de orientação NS a NW, uma segunda fase de extensão NS, deduzida de veios, diques e falhas normais de orientação EW a ENE, uma terceira fase associada à ativação das falhas de orientação NE e uma quarta fase à ativação de falhas inversas NNW.

## **4.2 FEIÇÕES ESTRUTURAIS DOS MACIÇOS ROCHOSOS ESTUDADOS**

A mina Tintaya segue o contacto entre o monzonito e o calcário, onde ocorrem os corpos de escarnito, e envolve uma área próxima de 3km<sup>2</sup> que localmente é subdividida nas cavas Tintaya e Chabuca (Figura 4.3). Estruturalmente, nos calcários ocorrem algumas dobras menores decamétricas de orientação EW e dobras maiores de centenas de metros de orientação NW (Figura 4.4). As estruturas rúpteis ocorrem em todos os litotipos, expressando falhas com padrões dominantes NE e NW e dispersas NS, e juntas com padrões similares às falhas tendo um padrão adicional disperso com direção EW. Os diques de intrusões posteriores ocorrem segundo a distribuição de falhas e juntas.

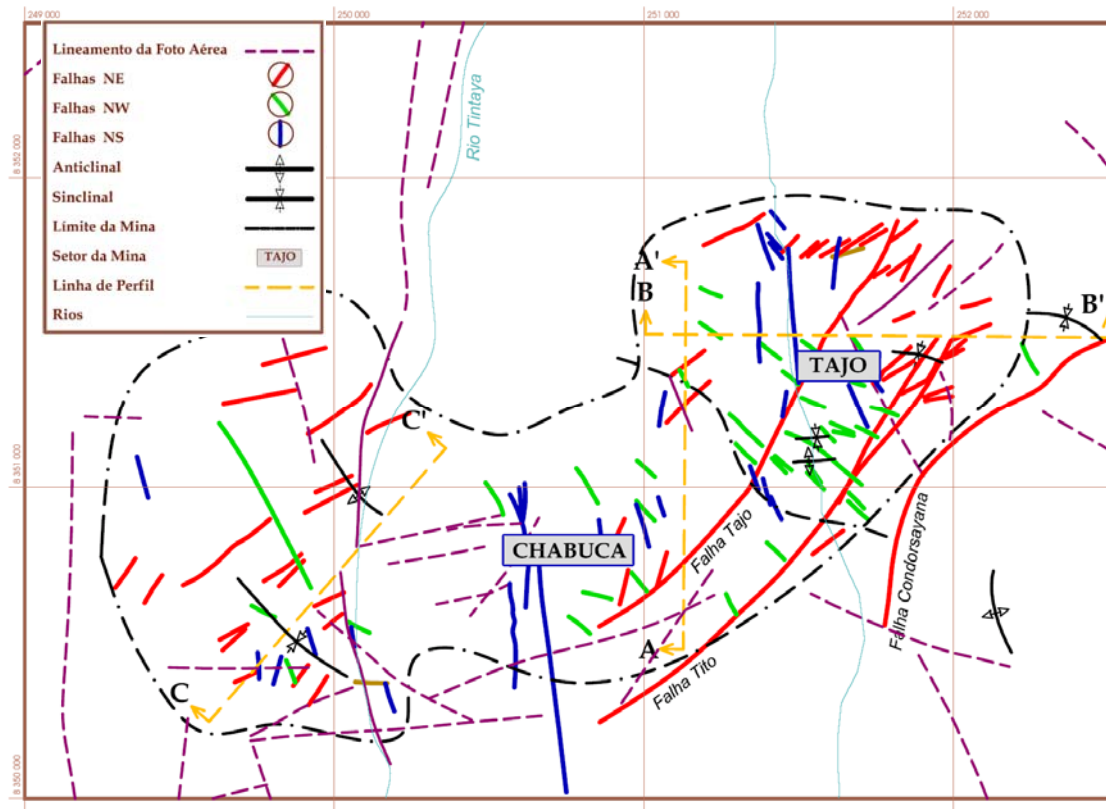


Figura 4.3 – Mapa estrutural simplificado ilustrando a disposição das dobras e falhas (modificado – Maldonado, 2006).

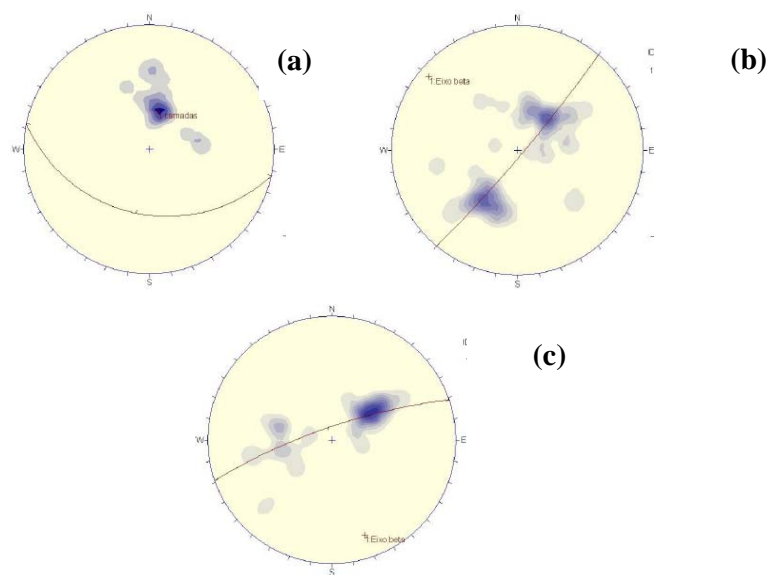


Figura 4.4 - (a) Camadas na área sudeste de Chabuca com atitude média (35/192); (b) sinclinal com eixo 05/310 localizado no extremo sudoeste de Chabuca; e (c) anticlinal pouco definido de eixo 12/161, localizado a noroeste de Chabuca (Maldonado, 2006).

Na mineração Tintaya, as falhas ocorrem em diversas orientações cortando quase todas as unidades e controlando as intrusões de diques posteriores à colocação do corpo principal de monzonito. Contudo, as falhas podem ser agrupadas em dois sistemas dominantes (NE e NW – NNW) e um sistema disperso (~NS). O sistema de falhas NE (~N60E) é dominante nas áreas norte e leste da cava, corta o monzonito, e também alguns corpos de escarnito, que controla as intrusões de latito e andesito, e desloca os calcários.

O sistema de falhas NW – NNW ocorre tanto no leste de Chabuca como no sudeste da cava, cortando principalmente o monzonito, os diques posteriores, calcário e diorito. As falhas mergulham entre 50° e 70°, nas direções NE ou SE, formando às vezes um par conjugado. O sistema de falhas NS ocorre tanto no leste de Chabuca como no norte da cava cortando o monzonito, o diorito, os diques posteriores, e os sistemas de falhas NE e NW – NNW. Seus mergulhos entre 55° e 90° nas direções leste ou oeste.

Na Figura 4.5 pode-se notar que o sistema NE destaca-se em todos os litotipos, seguido pela família de falhas NW, enquanto as falhas NS parecem definir-se melhor no diorito. Todos os sistemas de falhas expõem características similares, com superficiais planas suaves ou ligeiramente onduladas, e estrias pouco evidentes, preenchimentos medianamente densos compostos por fragmentos angulosos de rocha triturada, areia fina, alguma quantidade de argila, e às vezes quartzo arredondado no monzonito ou carbonatos no calcário. As espessuras dos preenchimentos são em geral ~50 cm, no entanto, existem algumas falhas com preenchimento >1m de espessura.

As juntas ocorrem em sistemas subverticais similares às falhas e em geral são de difícil distinção, devido à ocorrência de dispersão. As juntas podem ser simplificadas aos sistemas NE, NW – NNW, ~NS e ~EW (Figura 4.6), caracterizados por espaçamentos variáveis e persistências que podem obedecer a uma distribuição exponencial ou log normal. No entanto, a descrição das características das famílias de juntas, é feita pelos seus valores médios.

O sistema NE é o mais definido e presente em todas as unidades litológicas, e ocorre com persistências médias ~15m e espaçamentos no calcário entre 0,2 e 0,3m. No monzonito ocorre entre 0,1 e 0,2m. As superfícies são planas e ligeiramente rugosas no monzonito, e suaves planas no calcário. O sistema NW é mais definido no calcário que no monzonito e quase ausente no horblenda diorito, com persistências médias ~15m e espaçamentos variáveis no monzonito, entre 0,18 e 0,4m e no calcário entre 0,13 e 0,23m. As superfícies das juntas em ambos os litotipos são suaves e planas. O sistema NS, ocorre mais frequentemente no



monzonito e no horblenda diorito, sendo quase ausentes no calcário, as superfícies são em geral planas a ligeiramente rugosas.

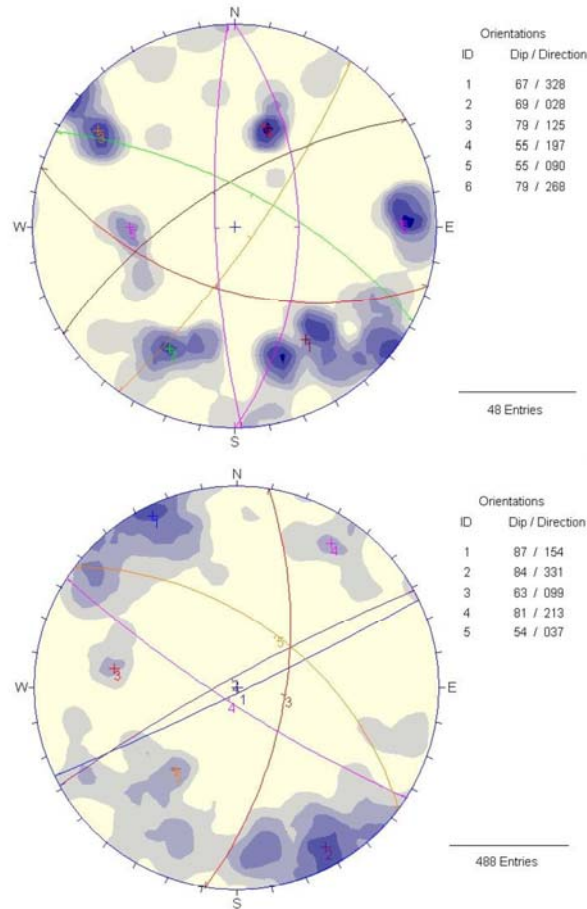


Figura 4.5 - Estereogramas ilustrando a ocorrência dos sistemas de falhas nos litotipos (a) calcário e (c) monzonito (Maldonado, 2006).



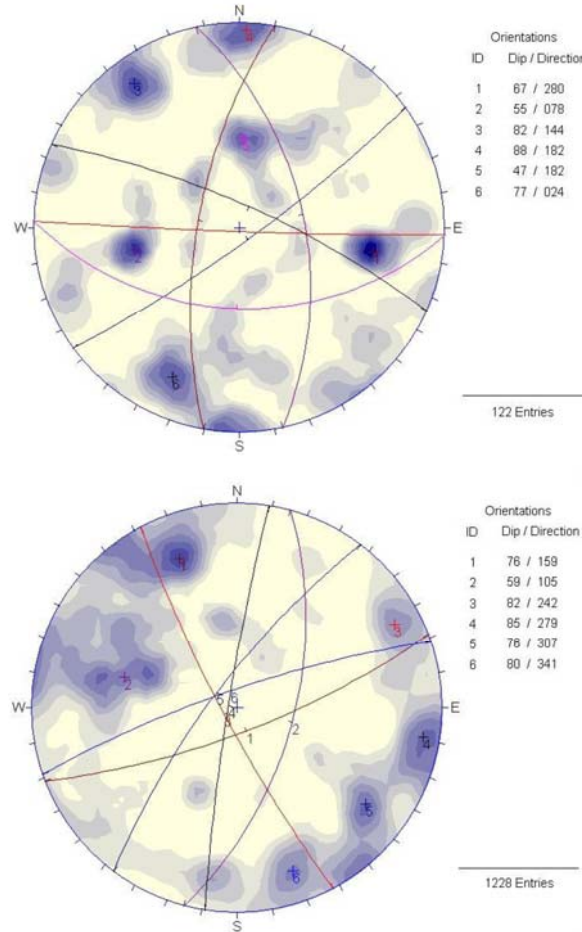


Figura 4.6 - Estereogramas das famílias de juntas nos litotipos (a) monzonito; e (b) andesito (Maldonado, 2006).

O sistema EW é variável mudando às vezes para WNW ou ENE e ocorre em todos os litotipos, com persistências médias entre 14 e 17 m e espaçamentos no calcário entre 0,16 e 0,2 m, no monzonito entre 0,25 e 0,3 m e no diorito entre 0,25 e 0,4 m. As superfícies são planas suaves nos calcários e ligeiramente rugosas no monzonito. Os diques ocorrem preenchendo zonas de fraturas com rochas ígneas de composição similar ao corpo de quartzo monzonito ou do diorito, constituindo estruturas tabulares subverticais de espessuras >20 m e comprimentos próximos a 500 m. Sendo os diques de quartzo monzonito relativamente mais antigos e subdivididos cronologicamente de mais antigo o mais novo em três famílias. Em geral os diques se alinham com direção NE, ~EW e NW.

### 4.3 CONFIGURAÇÃO DOS TALUDES ESTUDADOS

A mineração de cobre Tintaya tem principalmente duas cavas de exploração, as quais são Tintaya (Figura 4.7a) e Chabuca (Figura 4.8a). Precisamente nestas cavas a céu aberto estão localizados os taludes estudados na presente pesquisa de doutorado, os quais são denominados como talude e secção Tintaya (Figura 4.7b) e como talude e secção CHE (Figura 4.8b). Estes taludes na atualidade encontram-se em fase de exploração mineral. Estes maciços diariamente são afetados por detonações em base de dinamite e ANFO com diferentes configurações nas malhas a distintas distâncias dependendo da profundização em forma de bancadas, com logicamente, diferentes graus na redução da resistência ao cisalhamento.

Na Figura 4.9 apresentam-se os esquemas simplificados da litología e da geologia estrutural que se encontram nos taludes estudados, onde se destaca a presença de falhas ou estruturas geológicas maiores e dos diques intrusivos de andesito ou de latito que atravessam os corpos de monzonito tectonicamente perturbado, assim resultando em maciços rochosos estruturalmente complexos desde a ótica geológica e da gênese da jazida mineral.

A Figura 4.10 mostra com mais detalhe os taludes estudados e a extensão onde se levará a cabo os ensaios geofísicos de campo, caracterização estrutural e levantamentos geomecânicos. Na cava Tintaya destaque-se a secção Tintaya com uma altura de 255 m e o talude Tintaya com uma largura de 80 m (Figura 4.10a), e na cava Chabuca a secção CHE com uma altura de 340 m e o talude CHE com uma largura de 80 m (Figura 4.10b).

Como podem observar-se os taludes selecionados é circundantes porem com orientações distintas com respeito às paredes rochosas, de esse modo estudam-se maciços rochosos semelhantes porém com planos de fogo para escavações diferentes. O talude Tintaya tem uma direção aproximada de N25E e um mergulho de 65SW e o talude CHE uma direção N120E com um mergulho de 65NW. As configurações geométricas dos taludes apresentam ângulos diversos nas bancadas, nas rampas de acesso, globais considerando plataformas diversas as quais seguem diretrizes geomecânicas e geológicas e de extração do minério.

As paredes rochosas em ambas as seções têm como ângulos de cara de bancada (BFA) 65°, com ângulos interrampa (IRA) de 42° com diferenciação nos ângulos globais, no caso do talude Tintaya apresenta 38° e em Chabuca com 40°.



(a)



(b)

Figura 4.7 – (a) Vista da cava Tintaya e (b) Vista do talude estudado onde se localiza a secção Tintaya.





(a)



(b)

Figura 4.8 - (a) Vista da cava Chabuca e (b) Vista do talude estudado onde se localiza a secção Chabuca CHE.

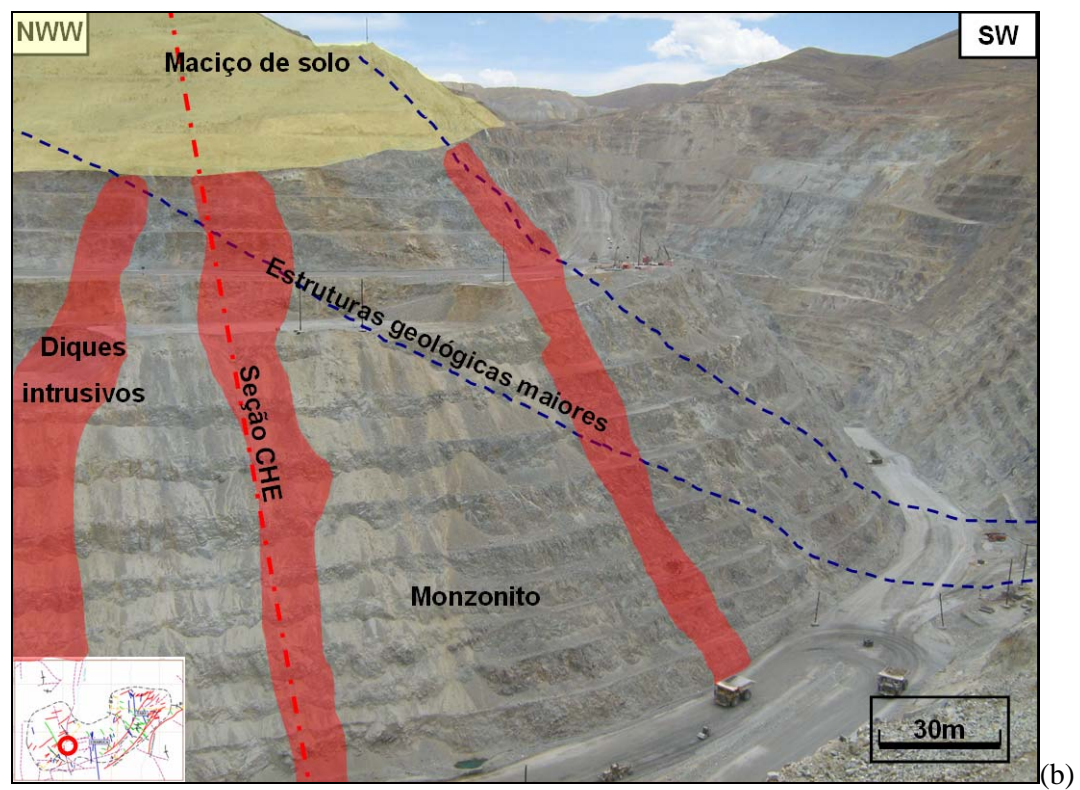
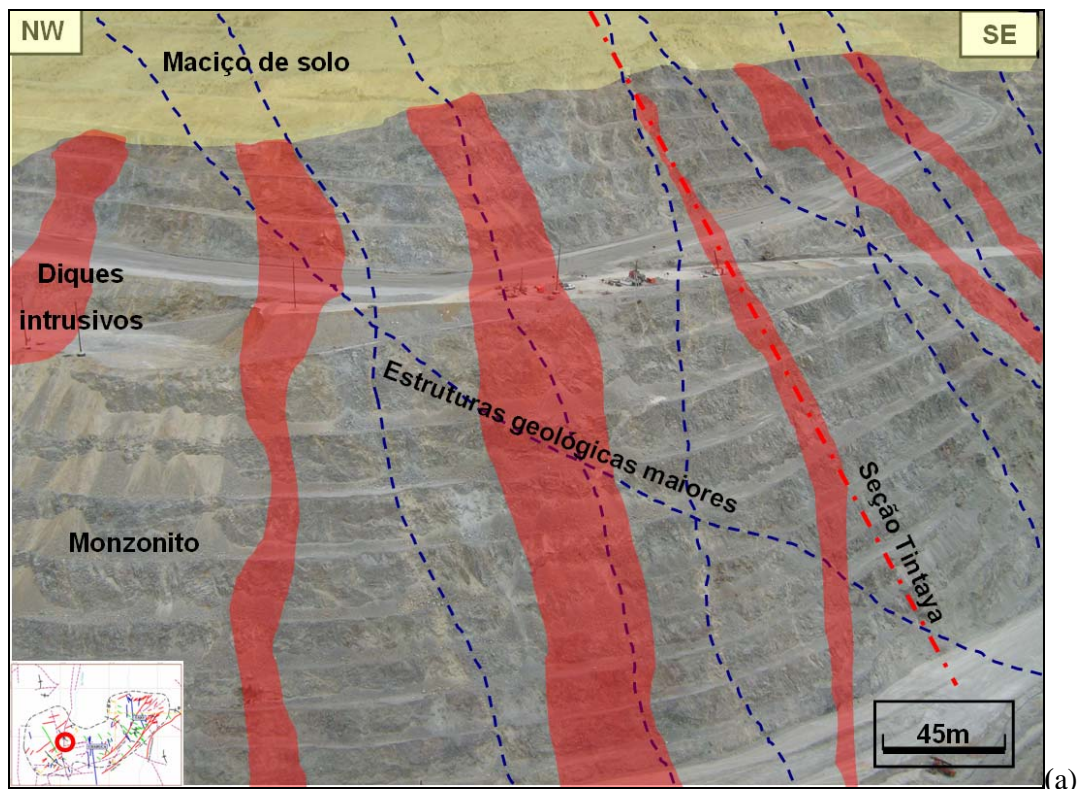


Figura 4.9 – Esquema simplificado da litologia e da geologia estrutural do (a) talude estudado na cava Tintaya da secção Tintaya e do (b) talude estudado na cava Chabuca da secção Chabuca CHE.



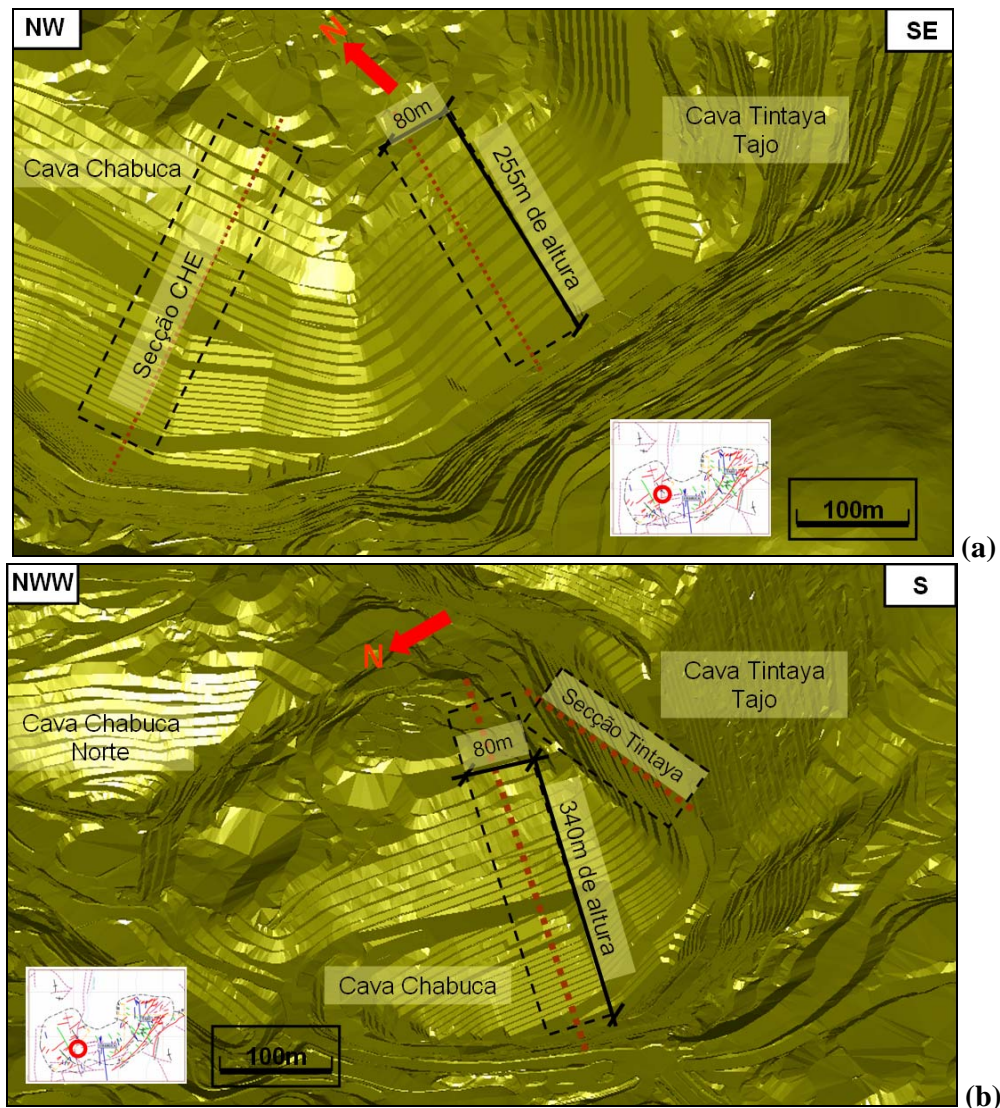


Figura 4.10 – Geometria das cavas estudadas, notar no quadro preto a largura da avaliação geomecânica nos taludes e da linha vermelha a seção da análise com respeito (a) Tintaya com 255 m de altura e 80 m de amplitude localizada na cava Tintaya e (b) CHE com 340 m de altura e 80 m de amplitude localizada na cava Chabuca.

Como foi supramencionado, os ensaios de campo e os levantamentos geomecânicos são realizados numa extensão de 80 m nos taludes selecionados (Figura 4.10). Diversos pesquisadores estudaram a geotecnia de Tintaya, na Figura 4.11 apresentam-se as localizações das janelas de amostragem de autores como Vargas & Hitchcock (2000), Maldonado (2003) *apud* Maldonado (2006) e Maldonado (2006) e as janelas geradas pela presente pesquisa. Considera-se que a informação estrutural e os dados geomecânicos gerados por os autores anteriormente mencionados são incluídos nas análises cinemáticas dos maciços rochosos.

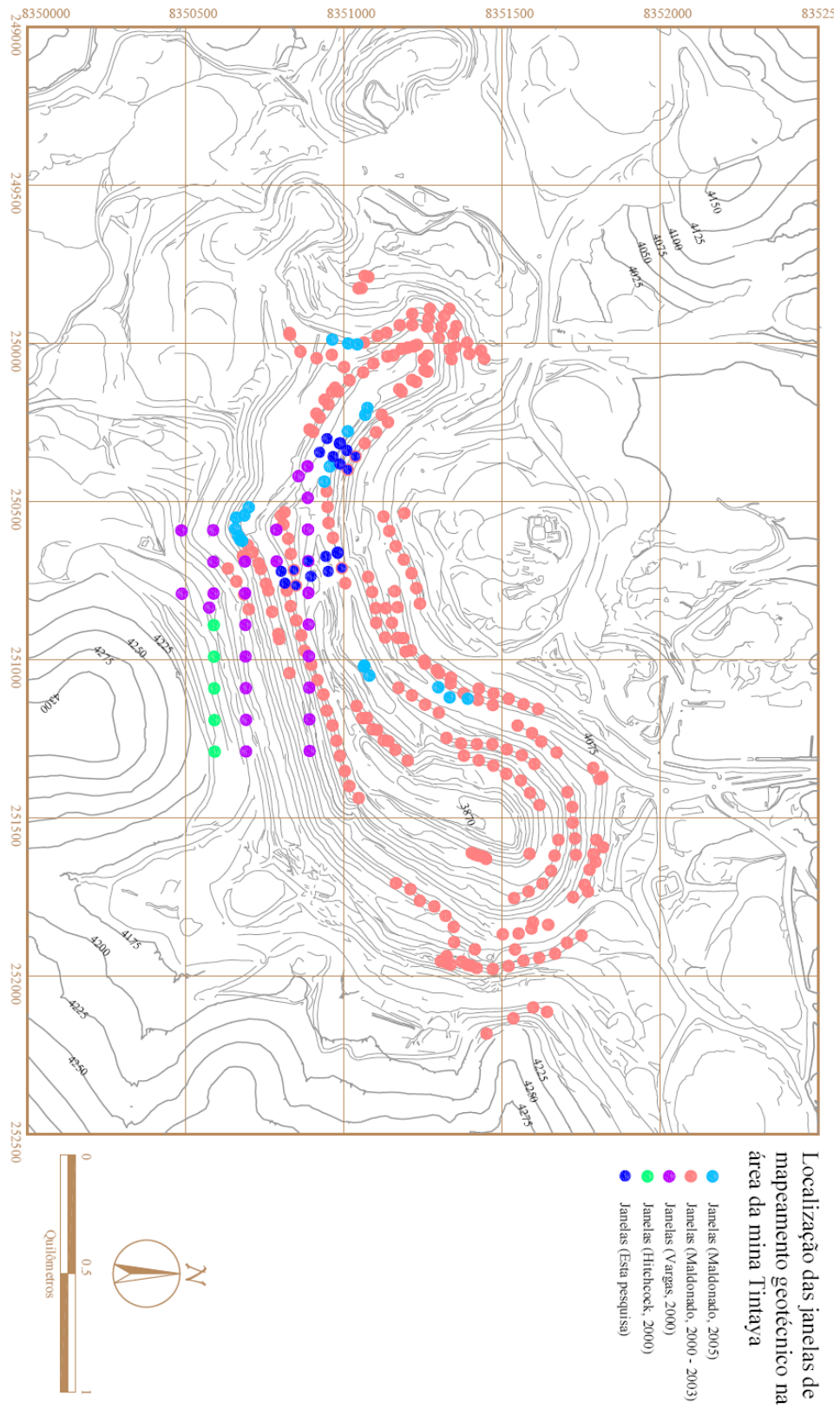


Figura 4.11 – Localização das janelas de mapeamento geotécnico existentes, nesta pesquisa somente foi utilizada as indicadas em azul.

#### 4.4 ENTORNO GEOLÓGICO COMPLEXO DE TINTAYA

O indicado neste item é procedente do estudo feito por Maldonado (2006) onde pudesse evidenciar a complexidade litológica e estrutural dos maciços rochosos presentes na mineração Tintaya que geraram a formação e a gênese de jazidas regionais como Tintaya, Antapaccay, Coroccohuayco, Quéchuas, Los Chancas e Las Bambas entre as mais reconhecidas e estudadas.

O Batólito forma o cinturão de Andahuaylas – Yauri com depósitos minerais de escarnito (Santa Cruz et al., 1979) e está localizado na parte central do Departamento de Apurímac, com uma orientação geral E-W, prolongando-se até a parte sul do departamento de Cusco com uma direção NS. Geralmente é composto por granodioritos leucocráticos de grão grosso até médio de composição cálcio-alcálico (Sanchez & León, 1995 *apud* Maldonado, 2006).

As intrusões cortam as estruturas andinas e atravessam as camadas vermelhas do Oligoceno (Grupo Puno). Entretanto, a datação pelo método K/Ar de outras intrusões análogas localizadas entre os quadrângulos de Sicuani e Ayaviri, atingem uma idade de Oligoceno Superior. Os plutões localizados na área de estudo são atribuídos ao Batólito de Abancay e foram subdivididos contemplando a sua composição e a possível cronologia dos pulsos de magma em diorito, monzonito, latito e diorito porfírico (Zweng, 1996 & Myers, 2001).

As feições estruturais com influência regional (Figura 4.12), no entorno da área do Distrito Mineiro Tintaya são pouco conhecidas, e descritas como se mostra a seguir: (i) as feições estruturais são agrupadas em duas unidades. A primeira é a Bacia de Yura que se estende até Arequipa com sequências sedimentares do Jurássico – Cretáceo cobertas por rochas vulcânicas terciárias que são perturbadas por intrusões ígneas, como em Tintaya. Nessa unidade são reconhecidos dois sistemas de falhas com orientação NW - SE e NE - SW e mergulhos  $> 70^\circ$ . A segunda unidade corresponde a uma faixa de rochas do Paleógeno, denominada como Alto de Yauri, onde se reconhecem dois sistemas de falhas com orientação NW – SE e ENE; (ii) na localidade Langui Layo, existe uma faixa dobrada de rochas com idades paleozóicas e cretáceas, com uma orientação NW – SE e vergência SW (Adebaud, 1973). Os dobramentos das sequências paleozóicas são vinculados à tectônica Tardiherciniana. No entanto os dobramentos das rochas cretáceas são relacionadas à Tectônica Peruana. (Lopez, 1996); (iii) a 40 km ao norte da área de estudo, localiza-se o sistema de falhas Vilcanota entre  $14^\circ 30'$  latitude Sul e  $71^\circ$  e  $71^\circ 30'$  longitude Leste, atingindo uma extensão de 90 km até Urcos (Cusco) com uma orientação média NNW – SSW e mergulho variável entre  $60^\circ - 70^\circ$  SW. O movimento reativo do sistema é normal sinistral e evidencia



um estado de distensão NS no Quaternário. A faixa falhada separa os sedimentos Mesozóicos – Cenozóicos ao sudeste das formações Paleozóicas da Cordilheira Oriental ao nordeste.

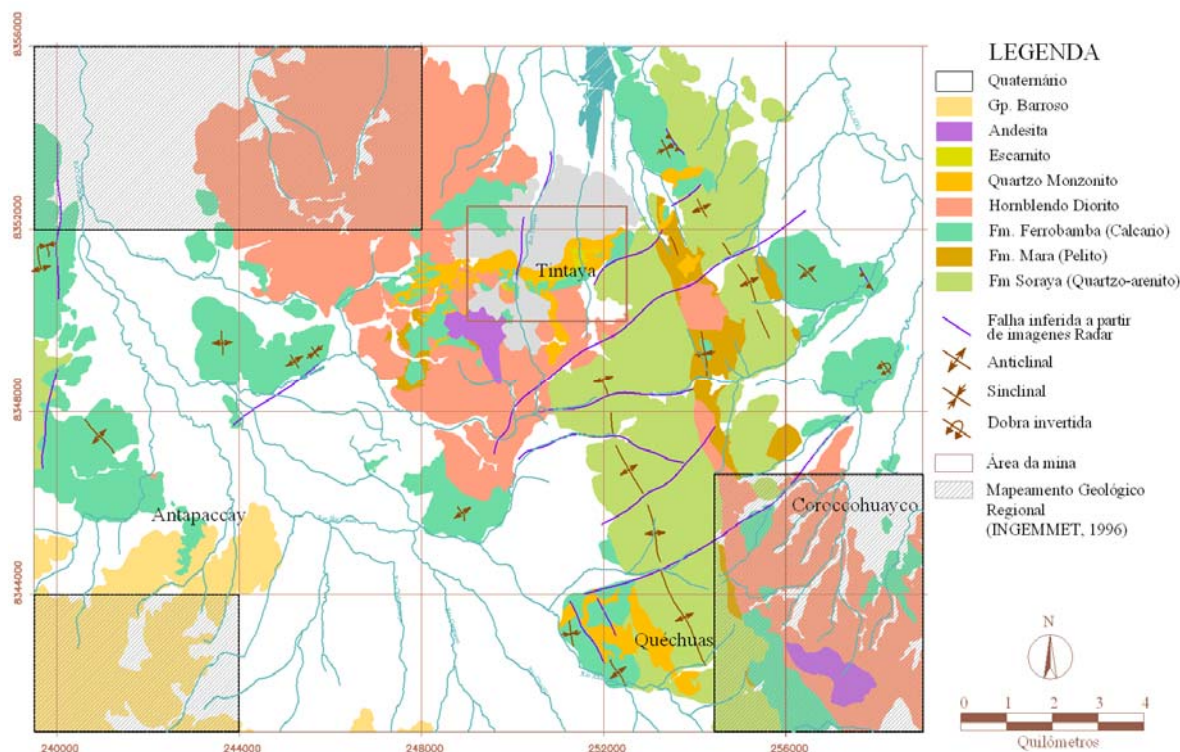


Figura 4.12 - Mapa geológico simplificado da área do distrito mineiro mostrando os depósitos de Antapaccay, Quéchuas, Coroccohuayco e Tintaya (Maldonado, 2006).

As rochas intrusivas estão constituídas por hornblenda diorito, quartzo monzodiorito, latito e diorito porfirítico. Estas rochas foram estudadas e classificadas com base na descrição petrográfica e a sua composição mineralógica, durante os trabalhos prospectivos entre 1997-2001, realizados principalmente na mina Tintaya, e em menor proporção nos prospectos de Antapaccay e Corcohuayco. (Sweng 1997; Brooks, 1999; Loring, 2000; Myers, 2001). A classificação atualmente utilizada baseia-se no conhecimento acumulado da mineração de Tintaya (Figura 4.13).

A Hornblenda diorito é a rocha ígnea mais antiga reconhecida em Tintaya e forma soleiras e alguns diques ou apófises. As soleiras atingem centenas de metros de espessura e são compostas de diorito com textura fanerítica fina, rica em hornblenda, enquanto que os diques apresentam uma textura de fluxo, com fenocristais alinhados de plagioclásios (Myers, 2001). O Quartzo Monzodiorito (Pm1) forma um stock que corta o hornblenda diorito e está

associada à geração do minério. Tem uma textura porfírica média e se caracteriza por apresentar quartzo (>7%), cristais de biotita entre 3 – 6 mm de tamanho (5%), hornblenda tabular (5%), titanita como mineral acessório e ~10 – 15% de matriz (Zweng, 1996).

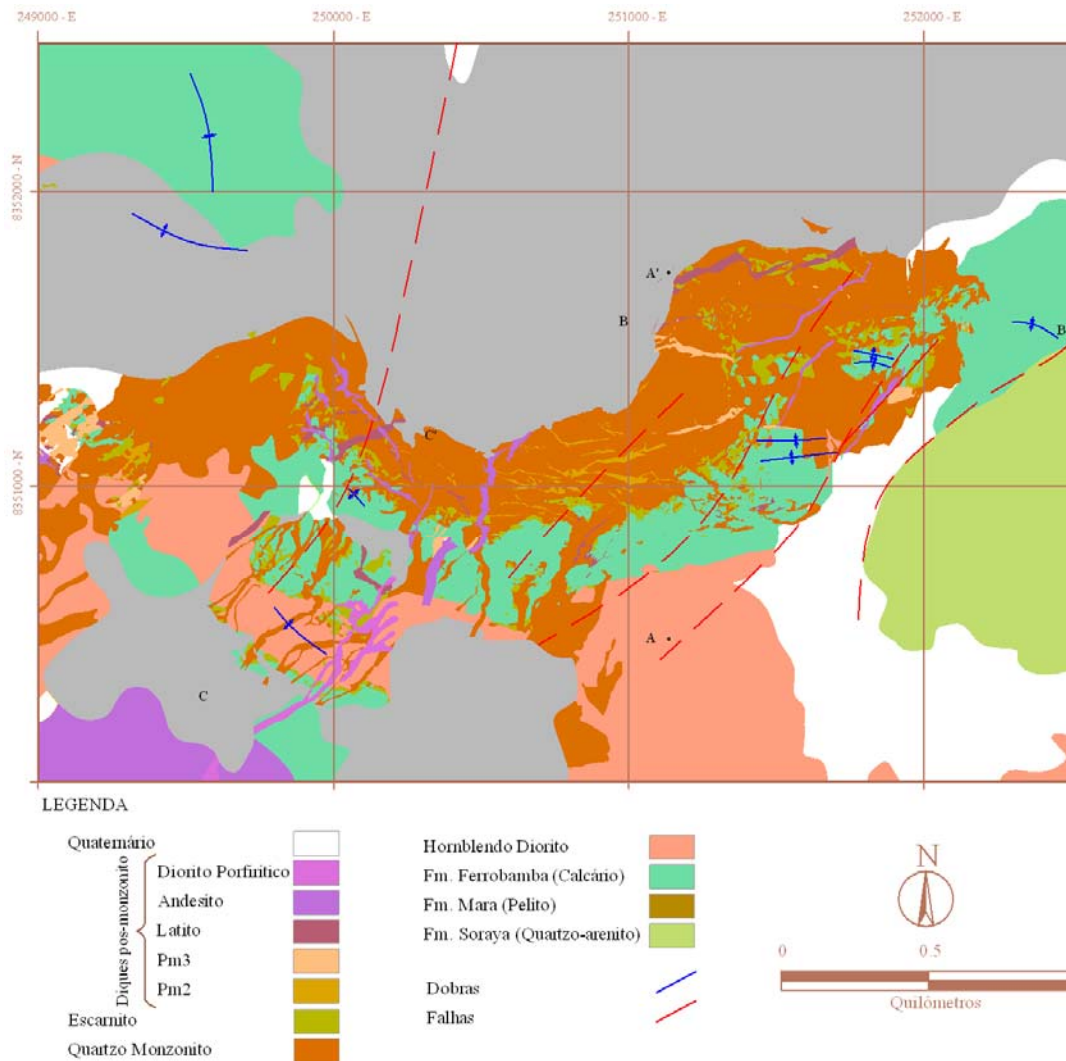


Figura 4.13 - Mapa geológico da mina Tintaya, mostrando a localização das sequências sedimentares cretáceas, os escarnitos e as intrusões ígneas (Maldonado, 2006).

O stock quartzo monzodiorito é cortado por diques de orientação NW, NE e EW. Eles são denotados localmente por Pm2, Pm3, latito e diorito porfírico, com base nas pequenas variações de textura e composição mineralógica, sendo as suas principais diferenças a porcentagem de fenocristais de quartzo e a razão de hornblenda com biotita.

O Pm2 tem poucos fenocristais de quartzo (<5%), uma quantidade significativa de hornblenda (10%), pequenos cristais de biotita (>4%) e tem de 15 -25% de matriz. O Pm3 é fracamente porfirítica com textura seriada, com quartzo (2%), fenocristais de hornblenda (5%) e biotita (1 - 3%) e contem veios sem conteúdo de cobre.

O latito têm textura bimodal, com conteúdo de plagioclásio (80%), pouco quartzo (1%), hornblenda (6%), biotita (4%) e matriz de composição cálcioalcalina. O Diorito porfirítico tem textura porfirítica com plagioclásio (40%), hornblenda tabular (8%), biotita (1%) e matriz afanítica. Caracteriza-se pela ampla faixa de tamanhos dos fenocristais de plagioclásios (0.05 – 1 cm). O dique de diorito porfirítico corta todas as rochas.

A evolução do sistema magmático - hidrotermal começa com a intrusão e cristalização dos corpos ígneos de hornblenda diorito. Durante esse período de cristalização uma fração enriquecida com água magmática migra formando corpos de escarnitos de magnetita adjacentes às soleiras de hornblenda diorito. Os escarnitos contêm traços de cobre sem importância econômica (Myers, 2001).

A evolução do sistema magmático prosseguiu com a cristalização dos corpos intrusivos de quartzo monzonito (Pm1), devido à restituição do conteúdo de água dentro da cristalização do magma e o incremento da relação biotita – hornblenda. Esse momento de diferenciação magmática constitui o ponto crítico da evolução do sistema metassomático, marcando a maior migração das soluções que formaram os escarnitos com minério de cobre importante. Durante a cristalização de Pm1, a migração de soluções foi saturada de ferro, cobre, ouro, prata e molibdênio, que foram mobilizados em fluidos ácidos de alta temperatura formando corpos de escarnito e veios.

Com menor volume de água, houve geração de uma maior quantidade de hornblenda, desenvolvendo-se os diques de Pm2 que cortam o stock de monzonito principal. Um maior incremento de água, devido a cristalização de hornblenda e silicatos, gerou um segundo período com cristalização de biotita – hornblenda em proporção similar, manifestada nos diques Pm3. A migração de soluções em Pm3 é muito irregular com insignificante formação de escarnitos e minérios. Os diques posteriores revelam eventos de menor importância metassomática em condições relativamente secas. Após intrusão de Pm3, se distinguem os diques de latito e diorito porfirítico, por suas altas proporções de biotita – hornblenda e ausência de escarnitos associados (Zweng, 1996; Myers, 2001).

## **4.5 ESTRATIGRAFIA**

A estratigrafia (Figura 4.14 e Figura 4.15) se caracteriza por apresentar rochas cretáceas no substrato, divididas tradicionalmente em Formação Hualhuani, Formação Murco e Formação Arcurquina. As rochas cretáceas foram deformadas regionalmente durante as deformações Andinas, formando dobras e falhas. As intrusões do Eoceno - Oligoceno atribuídas ao Batólito de Abancay cortam as rochas cretáceas em diferentes pulsos magmáticos formando os depósitos de escarnito do distrito de Tintaya.

Na localidade de Antapaccay aflora o Grupo Barroso em contacto com rochas cretáceas e intrusivas. Finalmente, a maior parte da área é coberta pela Formação Yauri e os depósitos quaternários.

### **4.5.1 Formação Hualhuani (Soraya)**

Tem uma espessura que varia de 800 a 1000 m, constituída por bancos de quartzo-arenito branco amarelado de granulação média a fina, intercalado com arenito cinza e lilito vermelho a cinza. A Formação Hualhuani, do topo do Grupo Yura que aflora em Arequipa, localmente é denominada como Formação Soraya. A correlação estratigráfica indica uma idade Neocomiano, do Cretáceo Inferior (Jenks, 1948). Esta formação, por ter comportamento rúptil, mostra uma tendência superficial a uma alta frequência de fraturamento e, consequentemente, a uma alta permeabilidade secundária.

### **4.5.2 Formação Murco (Mara)**

Tem uma espessura de 480 m, constituída por três membros, sendo que o primeiro membro está constituído por pelito marrom e verde intercalado com arenito branco; o segundo membro constituído por quartzo-arenito; o terceiro membro formado de pelito vermelho com intercalação de lamito e arenito cinza de grão fino. A formação Murco que se estende desde Apurimac em direção sudeste, é reconhecida em Tintaya onde é denominada localmente como Formação Mara.

Atribui-se uma idade de Cretáceo Médio – Inferior por correlação estratigráfica e localmente está sotoposta por desconformidade com a Formação Arcurquina. As rochas da Formação Murco são metamorfoseadas localmente a hornfels, sem nenhuma mineralização importante, embora apresente veios de quartzo, calcopirita e pirita.

#### **4.5.3 Formação Arcurquina (Ferrobamba)**

Tem uma espessura que varia de 300 até 800 m, constituída de camadas maciças de calcários na parte superior, no meio formada de calcários com nódulos de silixtito separados por horizontes argilosos e na parte inferior uma fina estratificação de calcários cinza intercalados com arenitos. Uma das características distintivas da Formação Arcurquina é a presença de veios de calcita entrecruzados. Esta Formação constitui a principal sequência de rochas hospedeiras da mineralização de escarnitos no Cinturão Andahuaylas – Yauri e localmente forma o escarnito de granada em contato com o monzonito porfírico. A Formação Arcurquina, que se estende desde Arequipa, é denominada como Formação Ferrobamba em Apurimac, atribuindo uma idade do Cretáceo Superior (Benavides, 1962).

#### **4.5.4 Grupo Barroso**

O Grupo aflora ao sudoeste com uma espessura de 310 m, está constituído de uma fase explosiva composta por tufos de dacitos e riolitos e uma fase eruptiva constituída por fluxos e brechas vulcânicas de composição andesítica. O Grupo está sobreposto em discordância angular ao Grupo Tacaza e foi datado com K/Ar por Kaneoka e Guevara (1984) em Mioceno Superior – Pleistoceno (Sanchez & Leon, 1995).

#### **4.5.5 Formação Yauri e Depósitos Quaternários**

A Formação Yauri tem uma espessura de 230 m, constituída de sedimentos lacustres não consolidados composta de seixo, areia, argila, lama, tufo e localmente por diatomáceas de água doce. Estes sedimentos cobrem a maior parte da Peneplanície de Yauri. (Plioceno Superior - início do Pleistoceno). No entanto, os depósitos quaternários estão constituídos por conglomerados, clastos, grânulos, areias e argilas; correspondentes a sedimentos fluviais, glaciais e aluviais. Tem uma espessura que varia de 30 m a 80 m.



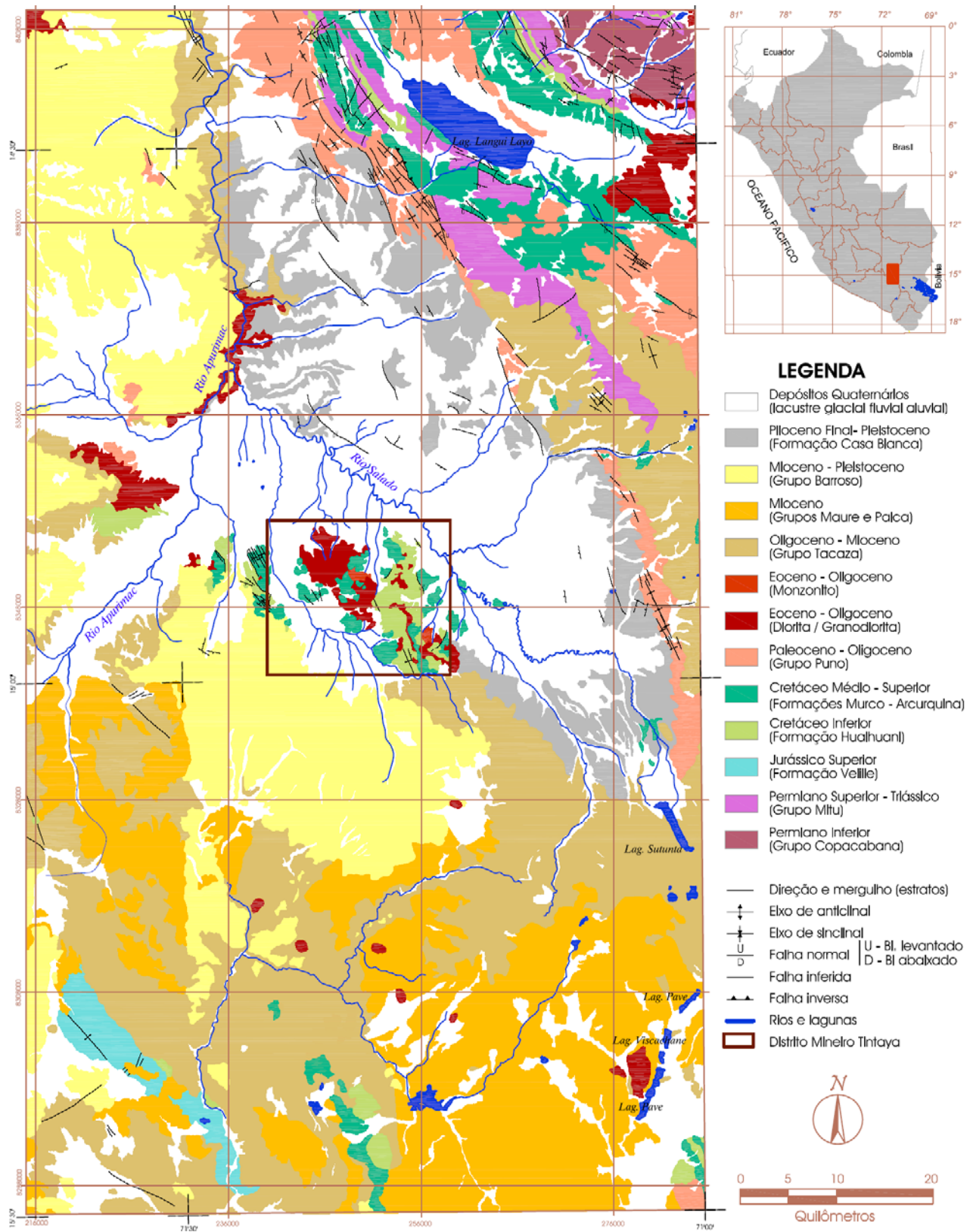


Figura 4.14 - Estratigrafia baseada nos quadrângulos geológicos (Maldonado, 2006).

Ma	ERA	PERIODO	UNIDADES	ESPESS. (m)	COLUNA	DESCRIÇÃO DE LITOLITOS			
1.6	CENOZOICO	QUATERNARIO	Holoc.	Depósitos recentes	30 - 80		Conglomerados, clastos, grânulos, areias e argilas		
			Pleistoceno	Fm. Yauri	230		Sedimentos lacustres não consolidados compostos por conglomerados, areias, argilas, lamas, tufo e localmente por diatomáceas de água doce.		
				Fm. Casa Blanca	170		Conglomerados com siltes e argilas vermelhas com alguns tufo.		
		NEOGENO	Plioceno	Grupo Barroso	310		Fase explosiva (Formação Huaycha) composta por tufo dacíticos e riolíticos, e fase eruptiva (Formação Casanuma) constituída por lavas de andesitos. Datadas com K-Ar, Kaneoka e Guevara, 1984.		
			Mioceno	Grupo Palca	100		Tufo, arenitos arcossianos e piroclastos branco-amarelo		
		PALEOGENO	Oligoceno	Grupo Tacaza	700		Fluxos vulcânicos de andesitos e dacitos, tufo de composição riolítica e alguns sedimentos tufáceos lacustres. Aflora no quadrângulo de Condorama Datadas com K-Ar Noble 1974.		
								Eoceno	Grupo Puno
			Paleoceno						
		65	MESOZOICO	CRETACEO	Superior	Fm. Arcurquina (Fm. Ferrobamba)	300 - 800		<ul style="list-style-type: none"> <li>Camadas de calcários maciço e abundante, nódulos de siltextito</li> <li>Marga brechada e calcários maciço com nódulos de siltextito</li> <li>Camadas macias de calcários micríticos</li> <li>Discordância angular de baixo ângulo com a Formação Mara</li> </ul>
					Medio	Fm. Murco Fm. (Mara)	480		Pelitos marrons intercalados com lamito e quartzo arenito.
Inferior	Fm. Hualhuani (Fm. Soraya)				800 - 1000		Bancos de quartzo, arenitos amarelos de granulação fina arredondados. Intercalações locais de pelitos pretos e arenitos cinzas.		
JURASSICO	Fm. Velille (Fm. Cachios)			600		Arenitos cinzas, intercalados com lutitos pretos. É correlacionado com a Formação Cachios (Jurássico Superior). Aflora nos quadrângulos de Coylloma e Condorama.			
TRIASSICO	Grupo Mitu			710		Seqüência vulcano - sedimentar, composta de lavas andesíticas e camadas grossas de arenitos arcossianos de grão fino a medio. A unidade apresenta uma cor vermelha. Tem discordância erosional com o Grupo Copacabana. Datadas com K-Ar, Kontak, 1985.			
PERMIANO	Inferior			Grupo Copacabana	425		Calcários micríticosossilíferos em camadas grossas. Datados por paleontologia, Newell 1953		
260	PALEOZOICO								

Figura 4.15 - Coluna estratigráfica regional correspondente à área mostrada no mapa da Figura 4.14 (Maldonado, 2006).

#### 5.1 CARACTERIZAÇÃO GEOMECÂNICA

A coleta de informação foi baseada na descrição geomecânica de testemunhos (Figura 5.1) de sondagens rotativas utilizando a máquina perfuradora tipo Diamec CS-3000 (Figura 5.2) em duas campanhas de perfuração vertical de 250 m de profundidade com fins geotécnicos (Figura 5.2b), com barrilete duplo do tipo HQ (63mm de diâmetro) (Figura 5.2c), realizadas na parte alta dos taludes estudados. Posteriormente, estas amostras foram armazenadas (Figura 5.2d) e transportadas ao Laboratório de Mecânica das Rochas da Universidade Nacional de Engenharia (UNI) em Lima-Perú onde se realizaram os ensaios em rocha intacta.



Figura 5.1 – Testemunhos HQ de sondagem geotécnica: a) monzonito; b) andesito.

Por outro lado, foram realizados mapeamentos geotécnicos de bancadas, 527 janelas identificadas (com topografia) por três vezes mapeadas em diferentes tempos obtendo assim aproximadamente 1581 levantamentos geomecânicos em aproximadamente dois anos de pesquisa exclusiva a esta parte do estudo; ensaios de campo e ensaios de laboratório com a finalidade de caracterizar ao maciço rochoso. A coleta de informações e a classificação geomecânica  $RMR_{1989}$  foram utilizadas para definir a resistência do maciço rochoso onde os taludes são escavados, permitindo estimar os parâmetros de resistência antes da detonação, depois de cada detonação e ao início da bancada seguinte que é aproximadamente em um mês após. O tratamento estatístico foi realizado para a definição e apresentação dos parâmetros



geomecânicos nas tabelas seguintes identificando sistemas de descontinuidades nas três condições mencionadas (inicial: antes, depois, final: bancada seguinte).

O mapeamento geotécnico foi realizado na área da mina nos taludes mencionados no Capítulo 4, utilizando janelas de amostragem na face dos taludes (secção geológica geotécnica típica utilizada nesta pesquisa) com dimensões de 15x15m (Figura 5.3). A filosofia de amostragem utilizada foi seletiva, registrando as descontinuidades representativas e sistemáticas, e descrevendo as descontinuidades segundo as recomendações de Bienaswki (1989). Durante a coleta de dados para esta pesquisa foi necessário realizar um mapeamento individual das falhas com comprimento de traço maior que 30 m, utilizando todas as descrições do RMR<sub>1989</sub>, excetuando o espaçamento, por serem estruturas singulares. Adicionalmente foi mapeado, na Figura 5.3 a ocorrência de mecanismos de tombamento (*toppling*) numa face da bancada.



Figura 5.2 – Campanha de perfuração geotécnica nos maciços rochosos estudados: a) máquina perfuradora Diamec CS3000; b) procedimento de sondagem; c) barrilete duplo tipo HQ; d) armazenamento.

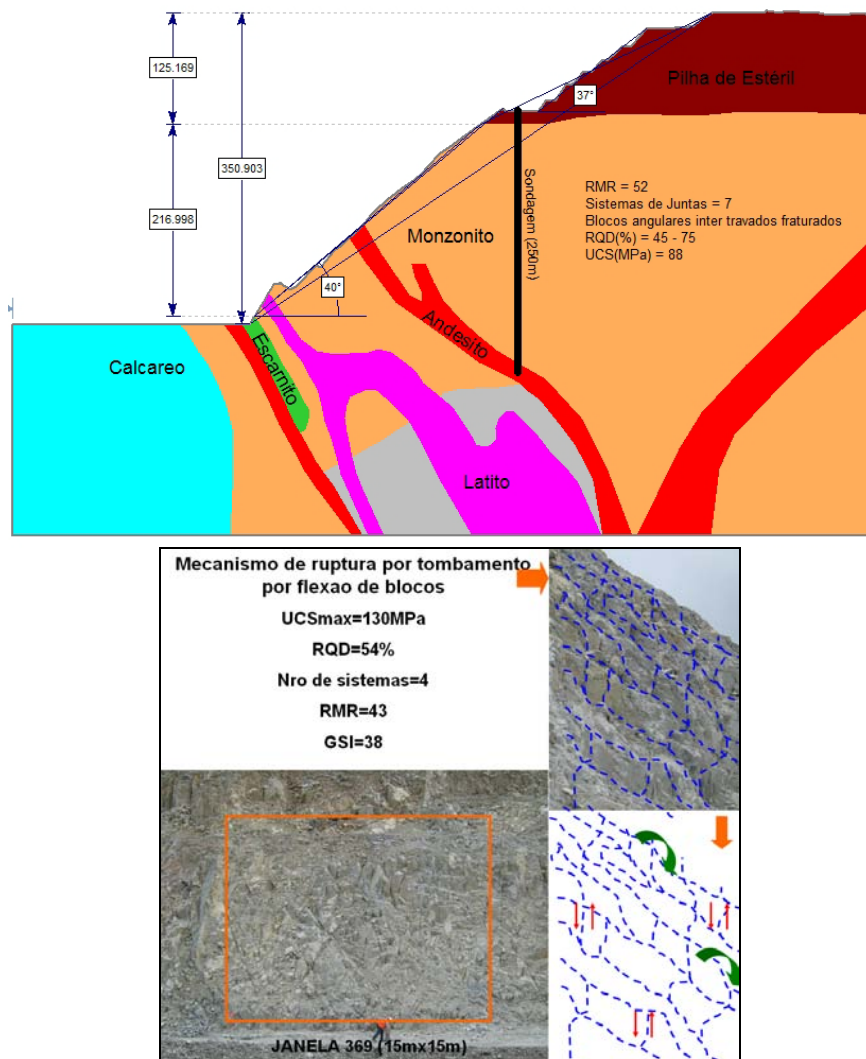


Figura 5.3 – Secção geológica geotécnica típica e mapeamento por janelas de amostragem.

### 5.1.1 Descrição das Descontinuidades

O talude Chabuca litologicamente é dominado por monzonito com ocorrência de alguns diques sub-verticais de latito e veios centimétricos de quartzo de orientação ~EW, e falhas seguindo os padrões ~NS e NW. Delimitado no extremo oeste por um dique de andesito de orientação ~NS e no extremo Nordeste por um dique de andesito. O talude Tintaya dominado por monzonito com alguns diques de andesito e latito, estruturalmente com falhas de orientação NE e ~NS. As juntas são subverticais com persistência maior que 15 m, com espaçamentos próximos de 0.2 m em quase todas as unidades litológicas, porém podem cortar mais de uma bancada na lavra da mina e formar blocos de tamanho pequeno. No entanto, existem espaçamentos menores no andesito, indicando que esse maciço é altamente frágil e fraturado (Tabela 5.1).

Tabela 5.1 – Valores estatísticos das características dos sistemas de descontinuidades.

Antes da detonação													
Talude	Rocha	Sistema	Mergulho (°)	Direção do Mergulho (°)	L (m)	S (m)	Rugosidade ISRM (1981)	Abertura (mm)	Peso	F	Schmidt	We	Se
Tintaya	Monzonito	1	59	113	29	0.18	8	5.8	0	0	48.0	3	1
		2	80	312	60	0.20	7	2.7	1	0	50.6	3	2
		3	45	178	34	0.17	7	3.7	1	0	52.4	3	2
		4	81	12	21	0.25	8	2.8	6	0	50.0	3	1
		5	75	333	44	0.25	7	-	6	1	49.0	3	2
		6	81	47	18	0.28	8	2.3	1	0	54.4	3	1
		7	76	160	57	0.13	8	3.0	1	0	54.7	2	-
Chabuca	Monzonito	1	77	155	13	0.14	8	-	6	1	21.2	3	-
		2	64	126	22	0.16	7	-	6	1	-	3	-
		3	72	93	18	0.21	8	3.0	1	0	15.2	4	-
		4	72	206	44	0.14	8	-	6	1	-	3	-
		5	34	199	45	0.13	6	1.0	1	0	13.5	3	2
Após da detonação													
Talude	Rocha	Sistema	Mergulho (°)	Direção do Mergulho (°)	L (m)	S (m)	Rugosidade ISRM (1981)	Abertura (mm)	Peso	F	Schmidt	We	Se
Tintaya	Monzonito	1	59	113	29	0.25	7	2.5	1	0	50.0	2	1
		2	80	312	60	0.20	7	1.7	1	0	60.0	2	2
		3	45	178	34	0.17	7	3.5	1	0	60.0	3	2
		4	81	12	21	0.25	7	1.8	1	0	60.0	3	1
		5	75	333	44	0.30	7	-	6	1	60.0	2	2
		6	81	47	18	0.28	7	-	6	0	50.2	2	1
		7	76	160	57	0.20	7	-	6	0	52.4	2	-
Chabuca	Monzonito	1	77	155	13	0.14	7	-	6	1	25.0	3	-
		2	64	126	22	0.16	7	-	6	1	-	3	-
		3	72	93	18	0.25	8	-	6	0	23.3	3	-
		4	72	206	44	0.14	8	-	6	1	-	3	-
		5	34	199	45	0.50	6	0.1	5	0	14.0	3	2
Na seguinte bancada													
Talude	Rocha	Sistema	Mergulho (°)	Direção do Mergulho (°)	L (m)	S (m)	Rugosidade ISRM (1981)	Abertura (mm)	Peso	F	Schmidt	We	Se
Tintaya	Monzonito	1	59	113	29	0.20	7	2.7	-	0	50.0	2	1
		2	80	312	60	0.20	7	2.0	-	0	60.0	2	2
		3	45	178	34	0.17	7	3.5	-	0	60.0	3	2
		4	81	12	21	0.25	7	1.9	-	0	60.0	3	1
		5	75	333	44	0.20	7	-	3	1	60.0	2	2
		6	81	47	18	0.20	7	1.0	-	0	50.2	2	1
		7	76	160	57	0.20	7	1.0	-	0	52.4	2	-
Chabuca	Monzonito	1	77	155	13	0.14	7	-	4	1	25.0	3	-
		2	64	126	22	0.16	7	-	3	1	-	3	-
		3	72	93	18	0.20	8	1.0	-	0	23.3	3	-
		4	72	206	44	0.14	8	-	3	1	-	3	-
		5	34	199	45	0.50	6	0.7	-	0	14.0	3	2

L = Persistência      F = Preenchimento  
S = Espaçamento      We = Intemperismo  
W = Espessura      Se = Percolação

A maioria das juntas ocorre com uma abertura que varia de 0 e 6 mm, entretanto, aquelas com preenchimento têm espessuras entre 2 e 27 mm, podendo dizer que as paredes variam de fechadas a muito fechadas (Bienaswki, 1989), o que sugere a ocorrência do contacto entre paredes (rocha - rocha). Por conveniência, a mineralogia do preenchimento é simplificada aos valores 0, 1 e 3 para indicar ausência de preenchimento (Bienaswki, 1976), ocorrência de preenchimentos suaves (argilas ou pátinas de oxidação) e ocorrência de preenchimentos duros

(quartzo, silicatos ou minerais metálicos), respectivamente. Contudo, os preenchimentos mais comuns são pátinas de óxido de ferro e às vezes calcita precipitada ou argila.

Os valores de rebote do martelo de Schmidt correspondem à média estatística das medidas realizadas nas faces artificiais provocadas por fogo (rocha fresca), encontrando que os valores variam de 13 a 55, próprios de rocha medianamente resistente a resistente (ISRM, 1981). Notar também que os valores mais baixos correspondem ao monzonito onde também ocorre, as vezes, um intemperismo alto (4). Os valores do martelo são úteis no cálculo da resistência à compressão não confinada da parede de juntas em campo.

Na Tabela 5.2 pode-se observar os valores dos sistemas de descontinuidades para o talude Tintaya e Chabuca para as três condições avaliadas, destacando-se os parâmetros úteis para a análise cinemática e para a classificação geomecânica como são o vetor mergulho ou atitude, as condições das descontinuidades e o valor do martelo de Schmidt na parede da descontinuidade, que junto aos valores de laboratório, são utilizados para estimar a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta.

Tabela 5.2 – Valores das características das falhas menores.

Talude	Rocha	Mergulho (°)	Direção do Mergulho (°)	Sistema	Persistência	Rugosidade	Espessura Preench. (cm)	Preenchimento	Orientação
Tintaya	Monzonito	59	113	1	28.7	plana lisa	0.3	ca - cl	~NS
		80	312	2	60	plana irregular	0.3	ca - cl	NE
		45	178	3	34	plana irregular	0.3		WNW - EW
		81	12	4	20.5	plana lisa	0.3	ca - cl	WNW - EW
		75	333	5	43.7	plana irregular	0.3	ca - cl	NE
		81	47	6	18.4	plana lisa	3	ca	NW
		76	160	7	57	plana lisa			NE
Chabuca	Monzonito	77	155	1	13.3	plana lisa	0.4	cl - q	NE
		64	126	2	21.5	plana irregular	0.3	cl - q	NE
		72	93	3	18.1	plana lisa	0.35	cl - q	~NS
		72	206	4	43.6	plana lisa	0.3	ca - cl - q	NW
		34	199	5	45	ondulada polida com estria	0.3	ca - cl	WNW - EW

ca = calcito  
cl = clorito  
q = quartzo

Pode-se observar que em quanto às condições das paredes das descontinuidades as características não afetadas pela detonação e escavação de bancadas são logicamente as de orientação da descontinuidade, a persistência, o preenchimento e a percolação de água. Por outro lado, os parâmetros geométricos levemente afetados são a resistência da parede, a

alteração e a rugosidade. Porém, o espaçamento e a abertura sofrem mudanças consideráveis nos valores; diminuindo o comprimento depois da detonação e incrementando-se depois de um tempo no caso da abertura. No caso do espaçamento, ocorrendo uma maior frequência das juntas quando é detonada a bancada inferior.

Na Tabela 5.2 apresentam-se os valores médios das características geomecânicas dos sistemas de falhas menores que tem uma influência em nível de várias bancadas pelo que não se fizeram as avaliações descritas anteriormente, fazendo isto só por bancada. A persistência está próxima de 40 m, a rugosidade das paredes varia de estriada ondulada a estriada plana, de 6 a 9 indicando que as superfícies das paredes de discontinuidades são ao menos planas, sejam lisas ou onduladas.

O material do preenchimento das falhas menores tem uma largura menor do que 1 m, podendo ser comparado com um solo granular medianamente denso. No entanto o tipo de preenchimento varia de acordo à unidade litológica deslocada. Nos corpos intrusivos é composto por rocha triturada, cujos fragmentos são angulosos e de baixa esfericidade, com tamanhos de partícula similares de um pedregulho médio a uma areia média (~90%), englobados em uma matriz fina composta principalmente por areia fina com alguma quantidade de argila (~10%). Também, algumas vezes ocorre quartzo arredondado e sulfetos disseminados, acompanhando os preenchimentos nas rochas intrusivas (Figura 5.4).

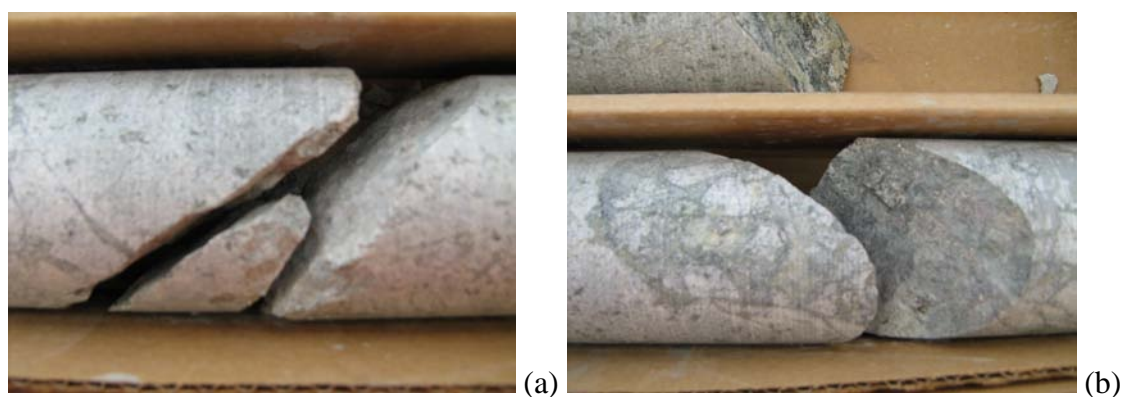


Figura 5.4 – Condições das discontinuidades: a) andesito; b) monzonito.

Nas falhas menores existem paredes com um intemperismo que varia de alto a total (de 4 a 5), com preenchimentos umedecidos, mas sem evidência de fluxo e em alguns casos secos. Por outra parte, a resistência do preenchimento varia de R0 a R3 (ISRM, 1981), dependendo do conteúdo de rocha triturada e dos materiais finos.

Para estruturas geológicas ou falhas maiores, definidas por uma extensão de traço maior que 30 m (Tabela 5.3), a rugosidade é dominada por superfícies planas sejam estriadas, escalonadas, onduladas -3, 6 e 9- (Bienawski, 1989). O intemperismo das discontinuidades varia de moderado a total (de 3 a 5) e a percolação do preenchimento varia de material completamente seco até material com sinais de desgaste por fluxo (1 a 4). A resistência do preenchimento também varia de R3 a R6 (ISRM, 1981).

Tabela 5.3 – Valores das características das falhas maiores.

Talude	Rocha	Mergulho (°)	Direção do Mergulho (°)	Família	Persistência	Rugosidade	Espessura Preench. (cm)	Preenchimento	Orientação
Tintaya	Monzonito	84	113	1	42	plana lisa	54.6	g - cl - q	~NS
		73	4	2	36.6	plana lisa	105	g - cl	NE
		74	50	3	34.2	plana lisa	59.9	g - cl - q	NW
		69	335	4	60	plana lisa	44	g - cl	NE
Chabuca	Monzonito	67	99	1	37.1	plana polida com estria	140	g - cl	~NS
		72	158	2	46.5	plana lisa	100	g - cl	NE
		78	202	3	24.7	plana polida com estria	90	g - cl	NW
		52	40	4	86.7	plana lisa	68.3	g - cl	NW

q = quartzo

cl = clorito

g = gypsum

### 5.1.2 Análise Cinemática

A análise cinemática simples tem a finalidade de avaliar a influência das discontinuidades na estabilidade dos taludes escavados. Nesta análise, os critérios cinemáticos simples indicam a forma semelhante a uma ruptura plana, em cunha e de tombamento (Figura 5.5 e Figura 5.6). Geometricamente, se considera a atitude média das famílias de discontinuidades quanto da face do talude em cada setor, e se utiliza o cone de variabilidade com um desvio padrão com respeito à atitude média de cada sistema (Figura 5.6). O conceito de envoltória do talude é importante na avaliação de ruptura plana (*Daylight envelope*), assim como a utilização de uma janela cinemática com 40° de abertura. Para avaliar a formação de cunhas, vale a observação de que as linhas de interseção das famílias de discontinuidades tenham um caimento menor que o mergulho do talude, dentro de uma janela cinemática de 90° de abertura. Na avaliação do tombamento é importante observar que o pólo da família de discontinuidades tenha um caimento menor que o ângulo de mergulho do talude, dentro de uma janela cinemática com 60° de abertura. Porém no campo, se observa uma ruptura pelo maciço até em duas bancadas.

Para quantificar a possibilidade da ruptura plana ou tombamento nos taludes, registra-se a porcentagem estimada do cone de variabilidade (%CV) que fica dentro da região instável, considerando um desvio padrão com respeito à orientação média da descontinuidade. Cumpre assinalar que a porcentagem das instabilidades assim quantificada pode diminuir se considerado o cone de atrito, como numa análise cinemática completa.

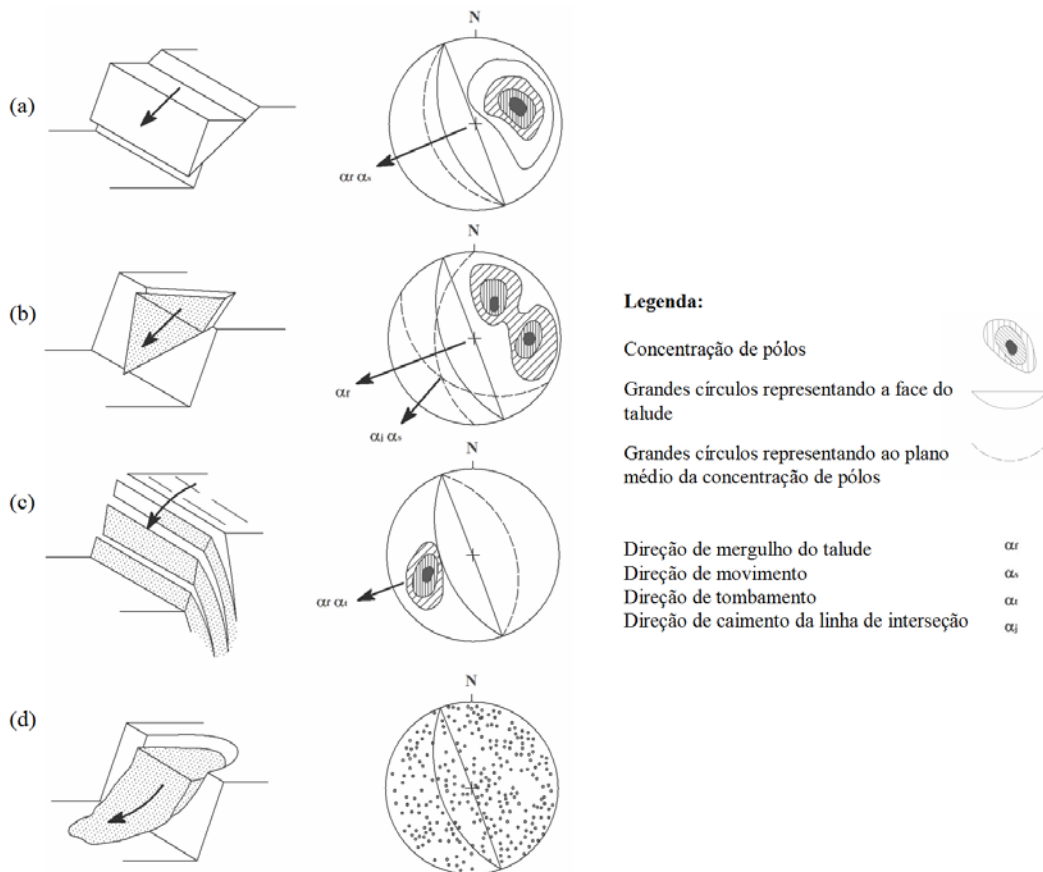


Figura 5.5 – Mecanismos de ruptura em taludes e condições estruturais que os causam: a) ruptura plana; b) ruptura por cunha; c) ruptura por tombamento; d) ruptura circular em rocha fraca (modificado – Hoek & Bray, 1981).

Esta análise considera somente a influência das juntas sistemáticas e das falhas menores na estabilidade de taludes de bancada, sendo importante mencionar que as falhas maiores, de maior persistência, exercem uma influência diversificada na estabilidade dos taludes entre rampas (múltiplas bancadas), delimitando em alguns lugares rupturas planas produzidas por juntas sistemáticas ou por falhas secundárias de natureza singular.



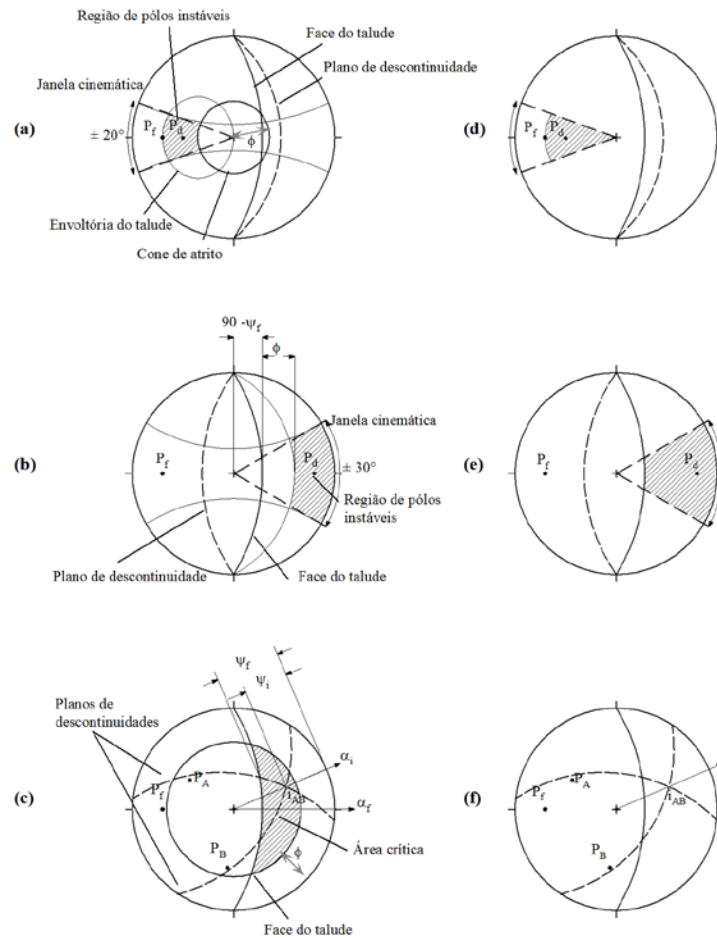


Figura 5.6 – (a) Ruptura plana, (b) por tombamento e (c) em cunha. Critérios simplificados sem utilizar o ângulo de atrito: (d) ruptura plana considerando uma janela cinemática de 40° de abertura, e a envoltória do talude, (e) ruptura por tombamento considerando uma janela cinemática de 60° de abertura, e a (f) formação de cunha (modificado – Goodman, 1989).

Um problema adicional é o controle que algumas falhas singulares exercem na percolação de água, devido tanto à maior persistência destas estruturas quanto à largura dos preenchimentos, compostos em maioria por material granular permeável (rocha triturada). A água produz um efeito adverso na estabilidade dos taludes, diminuindo a resistência das descontinuidades e incrementando a decomposição química das rochas, o qual também reduz a resistência do maciço rochoso. Na Figura 5.7 pode-se observar que o mecanismo de ruptura mais propenso para o caso do Talude Tintaya é do tipo tombamento e cunhas com o 40% de densidade de estruturas favoráveis, e para o Talude Chabuca é do tipo mecanismo planar (Figura 5.8) com aproximadamente 50% de densidade de estruturas favoráveis. Além, que o maciço apresenta rupturas na maioria pelo maciço.



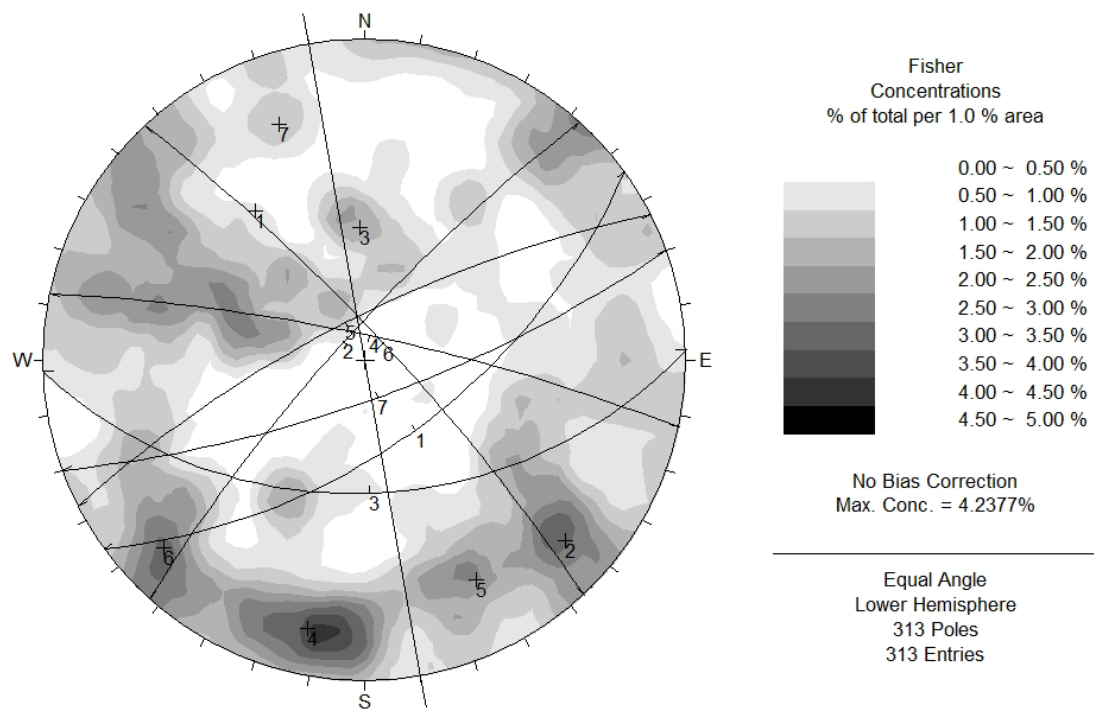


Figura 5.7 – Estereograma dos sistemas do Talude Tintaya.

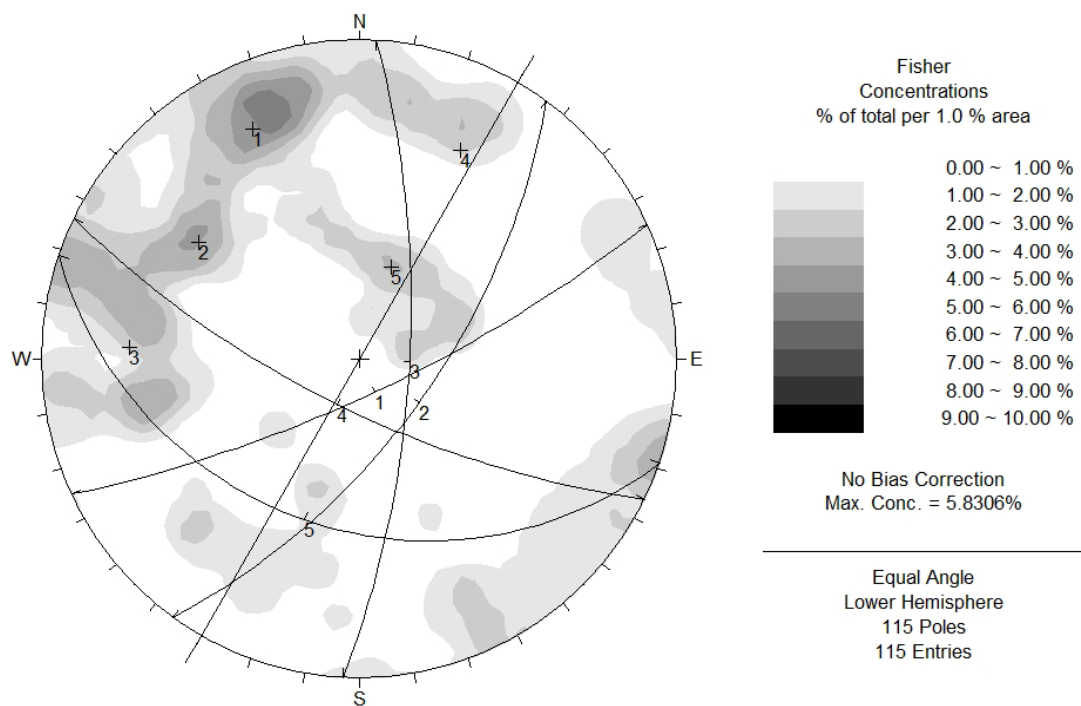


Figura 5.8 – Estereograma dos sistemas do Talude Chabuca.

### 5.1.3 Ensaios de Laboratório em Rocha Intacta

Foram selecionados testemunhos, da sondagem rotativa dupla tipo HQ realizados nos taludes motivo desta pesquisa, com o propósito de cortá-los em corpos de prova de rocha intacta de monzonito, tratando-se de escolher os testemunhos com a menor quantidade de fraturas (Figura 5.9) para logo realizar neles ensaios de resistência à compressão uniaxial e de compressão triaxial, entre outros. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica das Rochas da Universidade Nacional de Engenharia (UNI) em Lima no Peru.



Figura 5.9 – Testemunho de sondagem HQ levado para ser ensaiado no laboratório.

Como é conhecido que na classificação geomecânica, o valor da resistência à compressão uniaxial pode ser obtido indiretamente por correlações com ensaios feitos com o martelo de Schimdt ou o de carga puntiforme (*Point Load Test*). Porém, com fins da estimativa dos parâmetros de resistência do maciço rochoso se realizaram somente ensaios de resistência à compressão uniaxial em laboratório, quando foram possíveis.

Na Tabela 5.4 são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial para os taludes estudados em dezessete corpos de prova de monzonito, obtendo-se para Tintaya valores entre 65 MPa e 214 MPa, e para Chabuca valores entre 78 MPa e 122 MPa. Esta variação, provavelmente, se deva a presença de diferentes teores de quartzo em forma de cristais e de veios no monzonito. A Figura 5.10 mostra o corpo de prova do ensaio 1 antes e depois do carregamento. Fizaram-se ensaios de rocha intacta extraídas nas diferentes condições (antes e depois da detonação) observando uma grande variação da resistência a compressão uniaxial, fato pelo qual somente se tem um valor por cada litotipo do monzonito.

Tabela 5.4 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão uniaxial.

Talude	Rocha	Ensaio	Corpo de Prova	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Carga (kN)	Resistência à Compressão Uniaxial (MPa)
Tintaya	Monzonito	1	MGT-3	6.30	12.62	490.0	157.1
		2	MGT-4	6.30	12.56	511.9	164.0
		4	MTG-2	6.28	12.59	664.2	214.3
		5	MGT-7	6.29	12.41	504.1	161.8
		6	MGT-8	6.29	12.68	411.9	132.6
		7	MGT-9	6.30	12.56	441.3	141.4
		9	MGT-1	6.29	12.36	223.6	71.8
Chabuca	Monzonito	10	MGT-2	6.31	12.55	204.0	65.1
		13	MGT-9	6.31	12.19	245.2	78.0
		14	MGT-10	6.28	12.32	278.5	89.6
		15	MGT-13	6.28	12.20	274.6	88.3
		18	MTG-8	6.27	12.47	300.1	97.1
		19	MGT-1	6.24	10.92	357.0	114.6
		23	MTG-13	6.31	12.22	205.9	65.5
		33	MTG-2	6.30	12.71	397.2	127.5
		36	MTG-6	6.30	12.75	345.2	110.8
		37	MGT-1	6.32	12.46	386.4	122.9



Figura 5.10 – Corpo de prova levado à ruptura no ensaio de resistência à compressão uniaxial para o caso do ensaio 1 no monzonito do talude Tintaya (antes e depois).

As envoltórias de resistência (Figura 5.11) dos ensaios triaxiais (Tabelas 5.5 e 5.6) foram processadas no programa RocData (Universidade de Toronto *apud* Hoek & Brown, 1980) para cada um dos dados obtidos de cada ensaio de compressão triaxial em testemunhos rochosos (Figura 5.12) as quais são úteis no Capítulo 6.

Tabela 5.5 – Resultados de ensaios triaxiais em corpos de prova do Talude Tintaya.

Ensaio	Corpo de Prova	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Carga (kN)	Confinamento (MPa)	Resistência (MPa)	mi	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (MPa)
1	MGT-3	6.30	12.51	590.1	2.00	188.99	28.44	57.7	24.0
		6.31	12.63	670.8	4.00	214.38			
		6.30	12.51	739.3	6.00	236.78			
2	MGT-4	6.30	12.56	511.9	0.00	164.04	23.59	57.1	24.3
		6.30	12.47	587.5	2.00	188.10			
		6.30	12.51	655.3	4.00	209.88			
3	MGT-6	6.30	12.02	421.1	0.00	134.17	22.00	55.9	20.6
		6.30	11.92	492.1	2.00	156.65			
		6.30	12.54	551.4	4.00	176.65			
4	MTG-2	6.28	12.59	664.2	0.00	214.34	30.49	60.6	28.2
		6.28	12.50	759.7	2.00	244.95			
		6.28	15.55	824.3	4.00	272.49			
5	MGT-7	6.31	12.36	635.1	2	202.41	29.27	58.3	25.3
		6.3	12.59	712.9	4	228.52			
		6.3	12	790.7	6	251.89			

Tabela 5.6 – Resultados de ensaios triaxiais em corpos de prova do Talude Chabuca.

Ensaio	Corpo de Prova	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Carga (kN)	Confinamento (MPa)	Resistência (MPa)	mi	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (MPa)
6	MGT-8	6.30	12.44	535.0	2.00	171.23	32.93	58.9	20.3
		6.30	12.38	623.7	4.00	199.53			
		6.30	12.50	696.1	6.00	222.93			
7	MGT-9	6.30	12.56	441.3	0.00	141.41	20.94	55.3	22.1
		6.30	12.34	507.3	2.00	162.20			
		6.30	12.39	570.1	4.00	182.38			
8	MGT-10	6.31	12.55	431.1	0.00	137.66	41.04	63.1	16.6
		6.30	12.65	548.5	2.00	175.95			
		6.31	12.43	651.6	4.00	207.84			
9	MGT-1	6.30	12.20	230.0	2.00	73.42	15.75	47.1	11.9
		6.30	12.27	271.6	4.00	86.79			
		6.30	12.26	310.9	6.00	99.32			
10	MGT-2	6.31	12.55	204.0	0.00	65.14	15.08	49.4	12.1
		6.31	12.40	253.4	2.00	80.81			
		6.31	12.51	295.8	4.00	94.41			
11	MGT-4	6.30	12.54	254.9	2.00	81.68	21.37	51.0	11.7
		6.30	12.50	309.2	4.00	99.03			
		6.30	12.53	354.7	6.00	113.63			
12	MGT-5	6.29	11.88	304.4	2	97.2	14.76	47.7	16.3
		6.29	11.66	350.8	4	111.71			
		6.29	11.93	387.8	6	123.86			

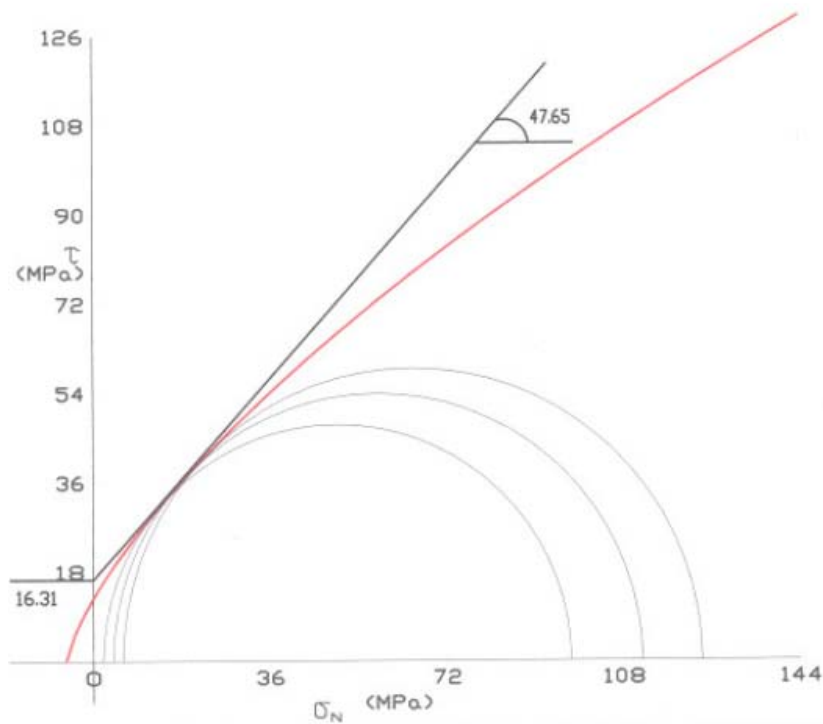


Figura 5.11 – Envoltória de resistência do ensaio 12 no corpo de prova do talude Chabuca.



Figura 5.12 – Corpos de prova levado à ruptura no ensaio de triaxial para o caso do ensaio 12 no monzonito do talude Chabuca (antes e depois).

Por outro lado, foram realizados cinco ensaios de compressão triaxial em corpos de prova procedentes do talude Tintaya (Tabela 5.5) e sete ensaios em corpos de prova do talude Chabuca (Tabela 5.6). Um dos valores mais importantes obtidos do ensaio de compressão triaxial para diferentes confinamentos, é o parâmetro  $m_1$  que segundo Hoek & Brown (1980) e Hoek et al. (2002) deve de variar entre  $29 \pm 3$  para o caso de rochas intrusivas como o monzonito, além dos valores de coesão e ângulo de atrito da rocha intacta.

A Figura 5.13 mostra o corpo de prova do ensaio 12 antes e depois do carregamento triaxial. Deve-se destacar que os valores foram medianamente semelhantes aos definidos na literatura técnica para estes tipos de rochas.

Foram realizados ensaios para a definição de módulos elásticos na rocha intacta em diferentes corpos de prova de monzonito (Tabela 5.7) retirados de ambos os taludes. Na Figura 5.13 pode-se observar um corpo de prova com a curva de comportamento tensão-deformação (Figura 5.14).

Tabela 5.7 – Resultados dos ensaios de módulos elásticos da rocha intacta.

Amostra	Profundidade (m)	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Módulo de Young (GPa)	Coefficiente de Poisson (-)
1	139.30-139.74	6.08	12.1	29.03	13.4	0.30
2	185.75-185.92	6.07	12.13	28.94	13.9	0.29
3	191.10-191.50	6.07	12.12	28.94	13.7	0.30
4	31.05-31.27	6.06	12.1	28.84	11.8	0.32
5	225.10-225.40	6.04	12.03	28.65	14.1	0.28
6	181.20-181.60	6.07	12.02	28.94	15.6	0.27



Figura 5.13 – Corpos de prova onde se obtiveram os módulos elásticos da rocha intacta do ensaio 6 no monzonito do talude Chabuca (antes e depois).

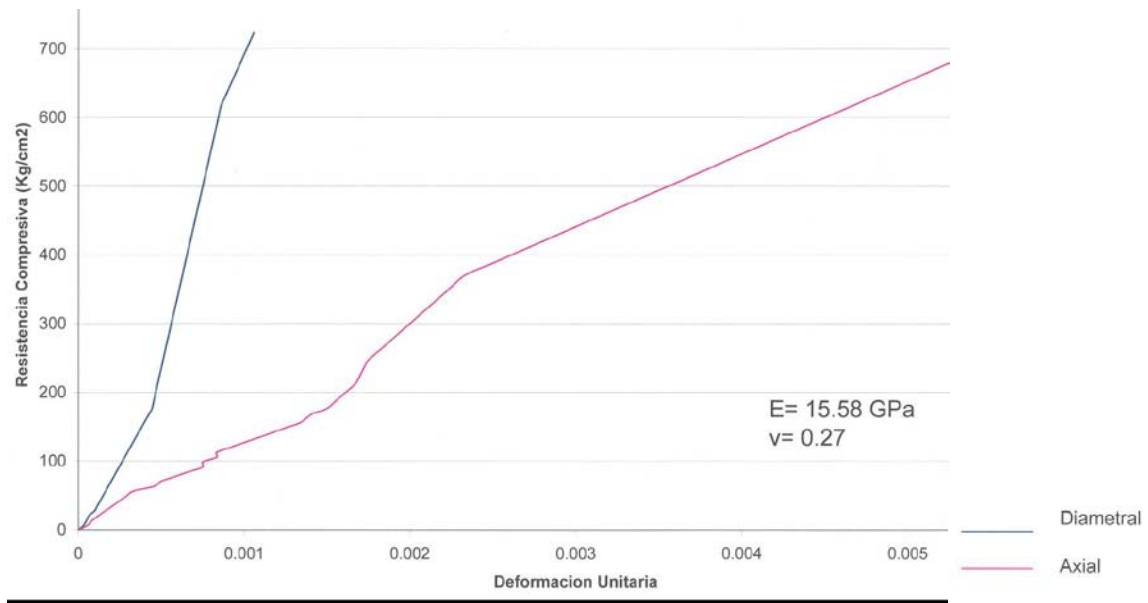


Figura 5.14 – Deformação diametral e axial do ensaio MTG - 6.



Figura 5.15 – Amostras de rocha intacta de quartzo monzonito (esquerda) e pórfiro monzonito (direita) para o ensaio de velocidade sônica de propagação de ondas P.

No laboratório de Furnas foi realizado o ensaio em rocha intacta de velocidade de propagação de ondas P em duas amostras de quartzo monzonito e pórfiro monzonito provenientes do talude CHE e Tintaya respectivamente obtendo valores de resistência a compressão uniaxial de 68.1 MPa associada a uma  $V_p = 3190\text{m/s}$  e 152.1MPa com uma  $V_p = 5330\text{m/s}$  (Tabela 5.8).



Tabela 5.8 – Resultados dos ensaios de propagação de ondas na rocha intacta.

Amostra	Peso Específico (kN/m <sup>3</sup> )	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	$\sigma_c$ (MPa)	Velocidade de Propagação Onda P (m/s)
Quartzo monzonito	24.20	6.10	8.74	68.70	3190
Pórfiro monzonito	26.10	6.07	9.70	152.10	5330

#### 5.1.4 Microscopia Ótica

No laboratório de Microscopia Ótica da Universidade Nacional de San Agustín de Arequipa se fizeram análises em seções delgadas de amostras de perfuração cortadas transversalmente (Figura 5.16) onde se pode observar que antes da escavação a fogo tem-se uma menor quantidade de microfissuras que quando não se utilizam controle de detonação como o pré-corte, inclusive quando este é aplicado o aparecimento de microfissuras é muito menor (Figura 5.17).

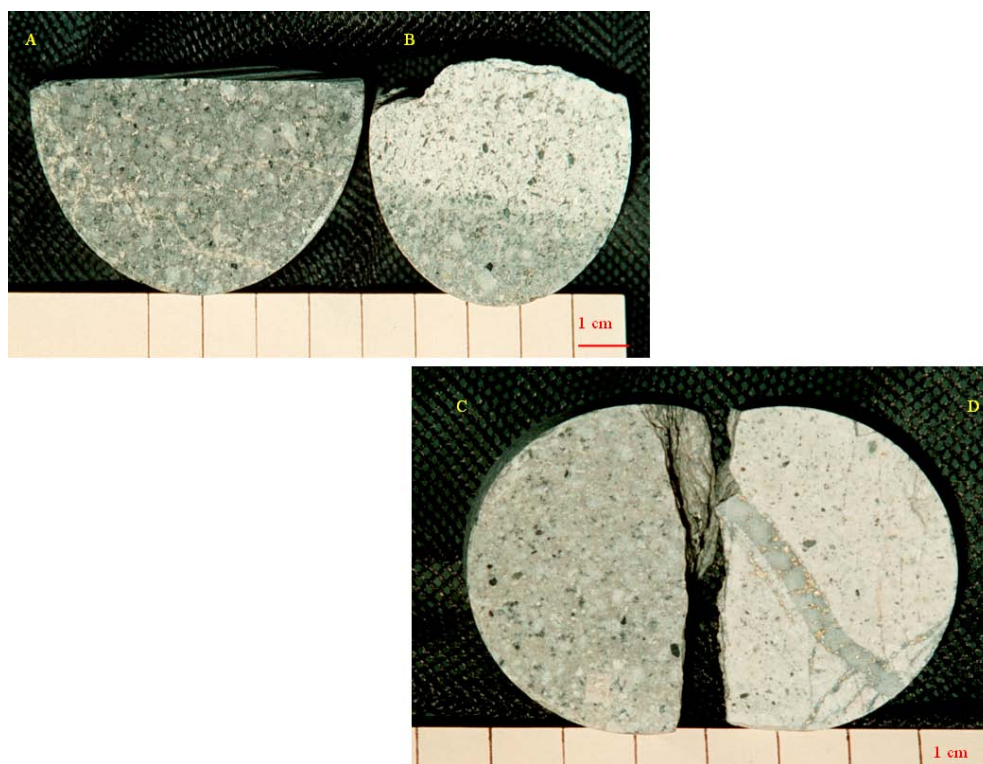
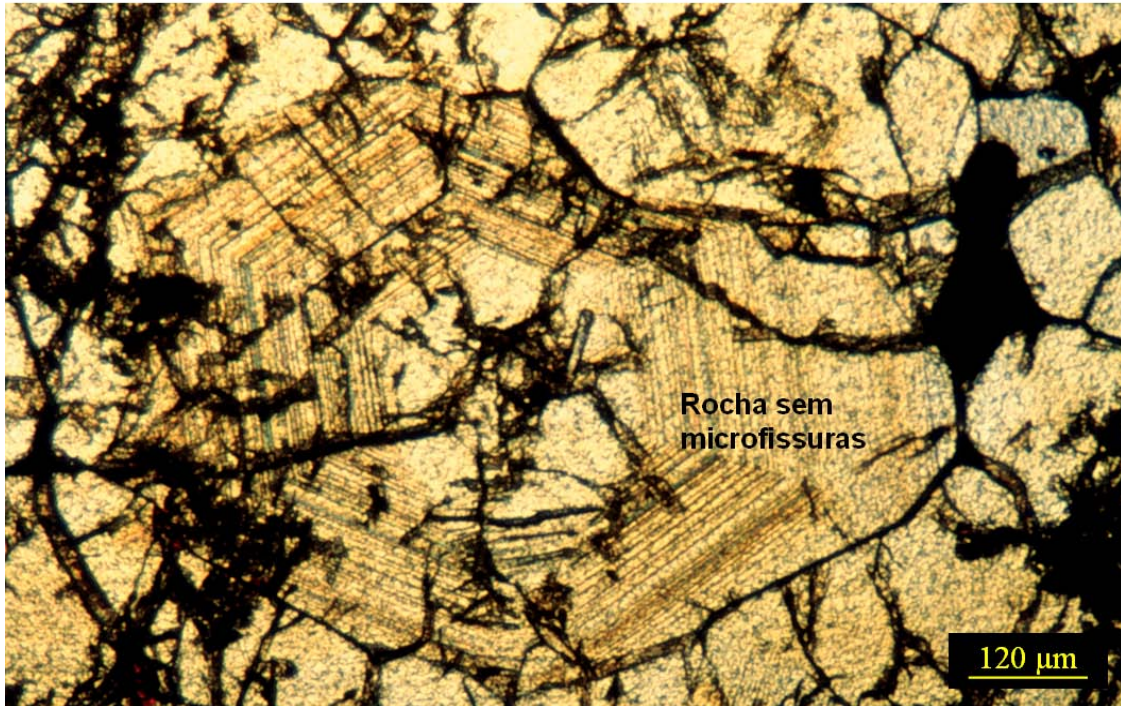


Figura 5.16 – Amostras de rocha intacta de perfuração onde pode-se observar a mineralogia variada do monzonito de Tintaya (a)(c) e Chabuca (b)(d).



a



b

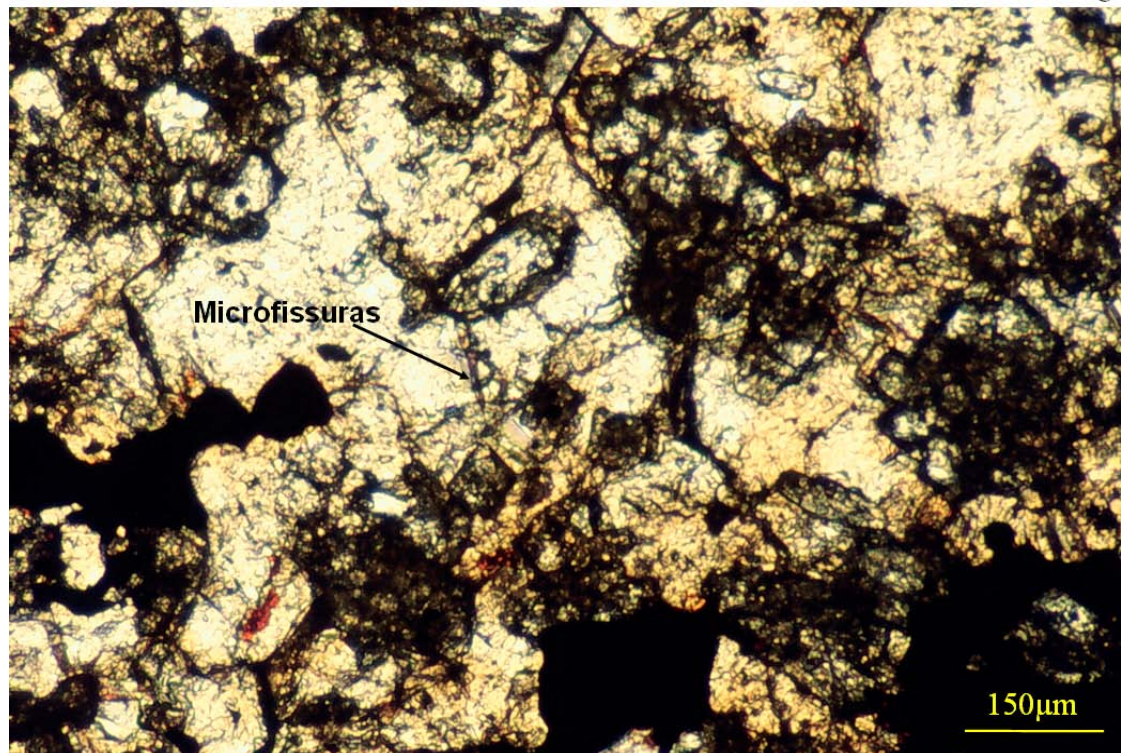


Figura 5.17 – Amostra de monzonito com mineral com diferentes graus de geração de microfissuras (a) antes da detonação (b) depois detonação.

## 5.2 MODELO DE VIBRAÇÕES REPRESENTATIVO DO MACIÇO ROCHOSO

Foram realizados ensaios geofísicos para a medição da onda P (Figura 5.18) que ajudam, ao mesmo tempo, a determinar o raio de influência das vibrações das ondas de choque, produto da detonação da escavação a fogo nos maciços rochosos estudados. Para fazer possível esta fase da pesquisa é preciso a coordenação e aceitação dos departamentos de geotecnia, perfuração & detonação e projeção de planejamento já que cada um dos planos experimentais tem uma influência direta na produção e nos custos da mineração. Neste item é apresentado modelo obtido dos projetos de construção da bancada 4060 à bancada 4015 do talude Chabuca e da bancada 4045 à bancada 3985 do talude Tintaya descritos anteriormente e assim conseguir um modelo da propagação das ondas representativo através do talude do maciço rochoso. Cabe mencionar que nas bancadas inferiores se assumiram os resultados já obtidos, isto por problemas logísticos do equipamento.

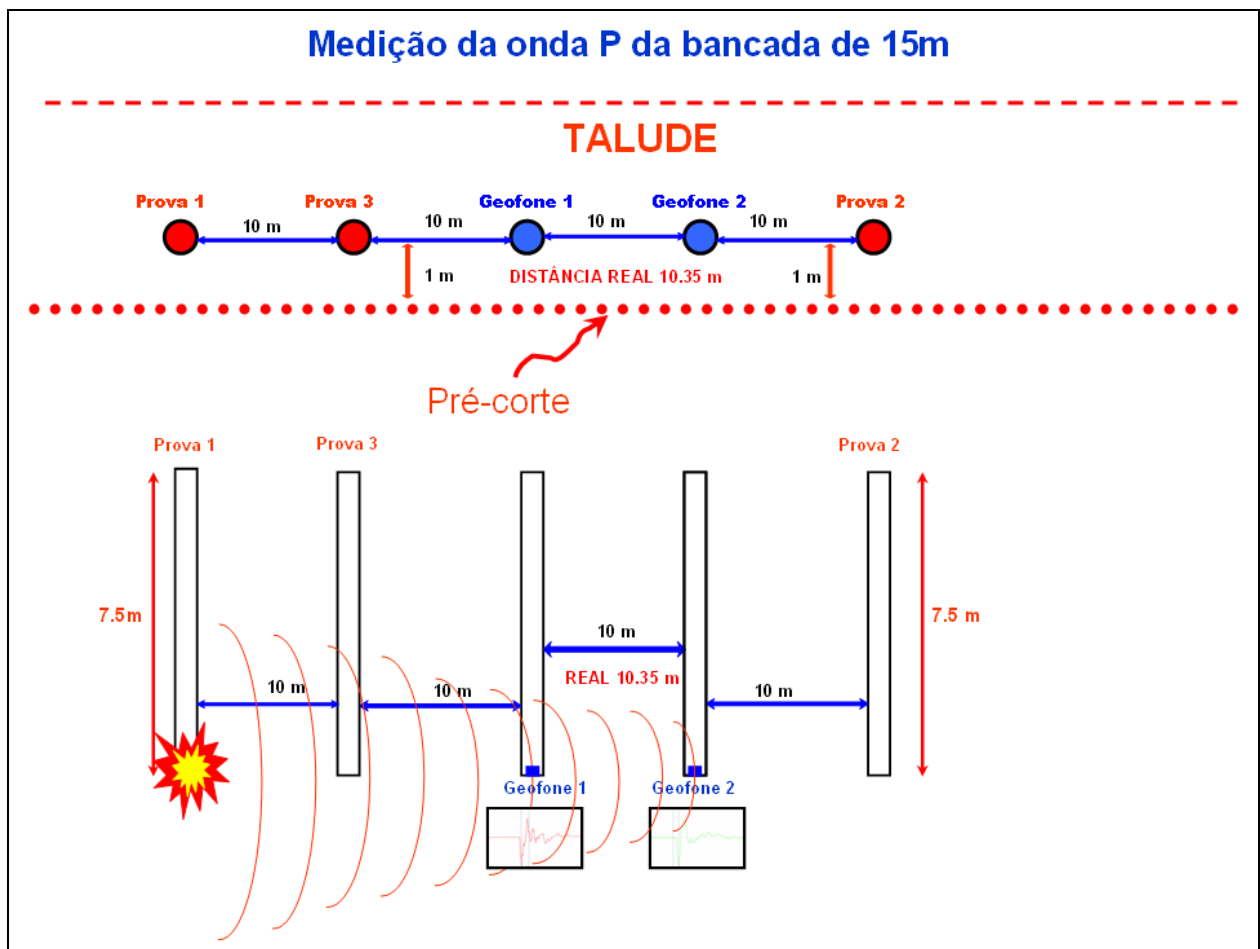


Figura 5.18 – Medição da onda P no maciço de monzonito.

Na Figura 5.18 pode-se observar a medição da onda P no talude de monzonito de 15 m de altura com o ensaio realizado na fileira do pré-corte com três fontes sísmicas de registro ou provas de detonação (pontos vermelhos) e dois geofones no meio destes com a explosão retardada em 1s e a geração de sismogramas diferentes com dependência no espaço. Nos planos avaliados, o espaçamento entre os furos é de 7.5m (paralelo a face do talude) e de 10m (perpendicular a face do talude) e este plano a uma distância de 5 m do talude impactado.

Com a ajuda do programa Blastware (Figura 5.19) pode-se tratar e avaliar as ondas geradas pela detonação e assim observar se estas foram acopladas por outras vibrações e eliminar as imperfeições, caso haja. Pode-se observar que a distância real entre os geofones colocados variam entre 10.35m e 10.50m, com diferentes tempos de chegada ao geofone 1 para as três provas avaliadas variando entre 0,0036 s e 0,0039 s para cada bancada. As provas realizadas deixam como resultado uma velocidade de onda P entre 2654 m/s e 2875 m/s no maciço rochoso para os dois taludes avaliados.

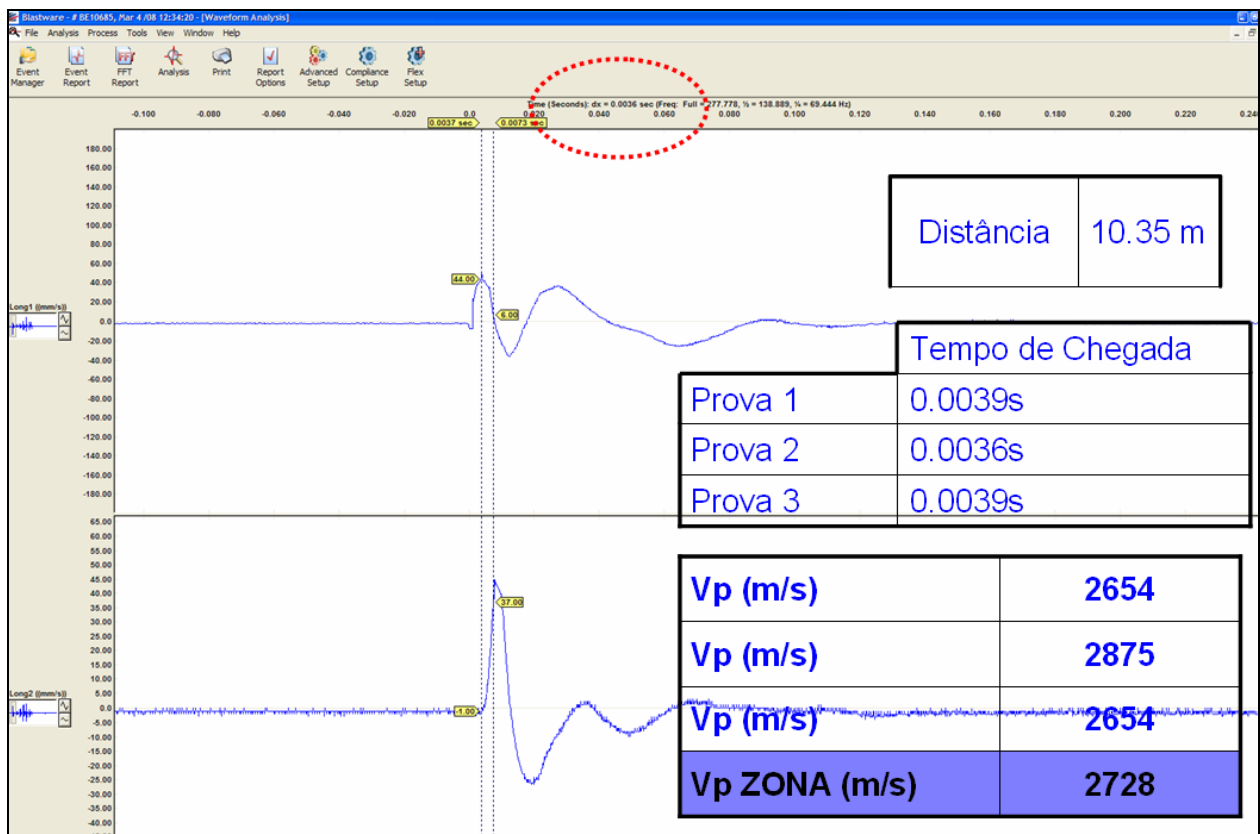


Figura 5.19 – Saída do programa Blastware (frequencia e tempo) para a visualização das ondas geradas nos ensaios feitos nos taludes avaliados.



O valor da velocidade máxima de partícula (PPV<sub>máx</sub>) foi obtida por (Adamson, 1992):

$$PPV_{máx} = \frac{1}{E} \sigma_t V_p \quad (5.1)$$

Onde:

E : módulo de deformabilidade em GPa,

$\sigma_t$  : resistência à tração da rocha intacta em MPa e

$V_p$  : velocidade de onda P em m/s.

Segundo Adamson (1992) e Adamson et al. (1996) a velocidade máxima da onda P que atingiria certo valor para que uma estrutura sofra dano da resistência por carregamentos dinâmicos e esta possa ser perturbada deve ser avaliada em diferentes níveis em função da  $PPV_{máx}$  - velocidade crítica da partícula (Equação 5.1), neste caso, no maciço rochoso. Estes níveis de danos são: (a) sobre fissuramento entre 8 a 16 vezes a  $PPV_{máx}$ ; (b) intenso fraturamento com 4 vezes a  $PPV_{máx}$ ; (c) criação de novas fraturas com o valor próximo a  $PPV_{máx}$ ; e a (d) extensão das fissuras pré-existentes com o 0,25 vezes o valor da  $PPV_{máx}$ .

Os pesquisadores supramencionados já reportam alguns valores máximos da PPV em maciços rochosos do Chile e da Austrália com 850 mm/s para o granito e 600 mm/s para o andesito. Deve-se observar que os maciços por eles mencionados têm como máximo três sistemas de descontinuidades, enquanto os maciços rochosos avaliados nesta pesquisa apresentam até sete sistemas.

A partir da onda medida e os parâmetros geomecânicos obtidos e apresentados no item anterior pode-se obter o valor da PPV (Figura 5.20). Para o maciço rochoso estudado (as duas seções avaliadas) e adotando dos ensaios uma densidade de 2600 kg/m<sup>3</sup>, uma constante de Poisson de 0,27, uma resistência à compressão uniaxial de 65 MPa com uma resistência à tração para a zona estudada de 2.76 MPa, um módulo de elasticidade de 13,9 GPa, uma media das velocidades de ondas P medidas para maciço rochoso de 2728 m/s, com uma  $V_s$  de 1447 m/s, relação de velocidade sísmica de 1.88 proposta por Barton (2007), obteve-se um módulo de rigidez dinâmico ( $G$ ) de 5.45 GPa e com um módulo de compressibilidade dinâmico ( $K$ ) de 12.08 GPa.

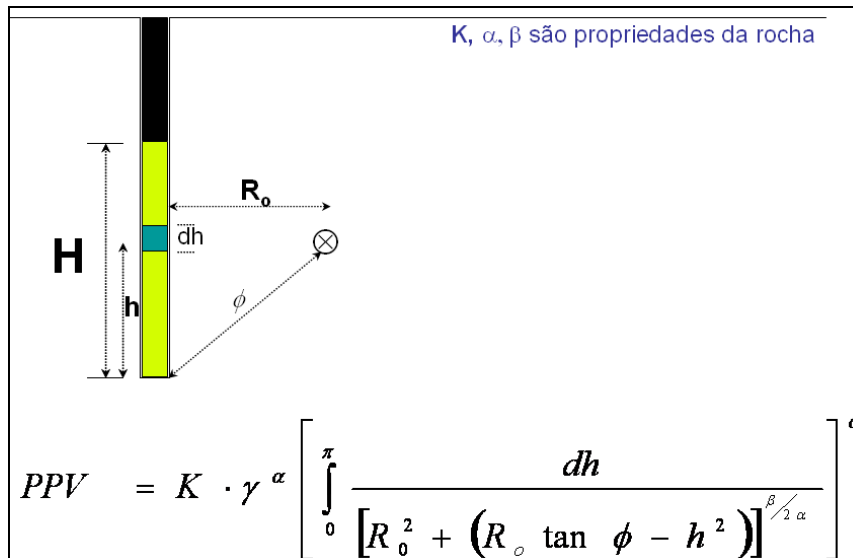


Figura 5.20 – Estimativa da PPV e controle no dano no maciço rochoso com a variação do  $\gamma$  no explosivo por massa por metro em cada furo.

Assim, com os parâmetros geomecânicos supramencionados obteve-se um valor de  $PPV_{\max}$  de 545 mm/s, para o maciço rochoso estudado de 5 a 7 sistemas de descontinuidades com uma  $V_p$  de rocha intacta variável entre 3190 m/s e 5330 m/s. Segundo a proposta de Adamson et al. (1996) os níveis de danos para a presente pesquisa é de 4357 mm/s relacionada com a  $PPV_{\max}$  para a existência de sobre fissuramento, 2179 mm/s para um intenso fraturamento, 545 mm/s para a criação de novas fraturas e de 136 mm/s para a extensão de fissuras existentes no maciço rochoso de monzonito com um valor GSI de 45 (Figura A.1). Concluindo que o PPV registrado é de 545 mm/s ocasionará a criação de novas fraturas.

Utilizando a proposta de Holmberg & Person (1979) foi construído a predição do comportamento das vibrações que causam danos no maciço rochoso dependendo da carga explosiva de cada furo dependendo da localização deste utilizando a estimativa da Fig. 5.20.

Do anterior foram extraídas as ondas de choque P e, por conseguinte os valores da PPV respectiva fazendo uso do programa Blastware (Figura 5.21) para a confecção do modelo de vibrações de campo próximo. Segundo Scherpenisse (1997) para o modelo de vibrações de campo próximo deve-se realizar uma regressão de um ensaio prévio tomando como base o 82% como fator de projeto das ondas que não tem nenhuma influência no maciço rochoso em quanto ao carregamento com o explosivo.

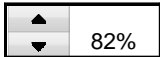


Figura 5.21 – Ondas P e valores do PPV úteis para o modelo de vibrações no campo próximo.

Por meio da regressão respectiva com base de dez pontos de ensaios (Tabela 5.9) se pode definir ábacos úteis (Figura 5.22) para o estabelecimento das distâncias de influência com valores de PPV < 545mm/s com uma margem de segurança de 82% com dependência direta das cargas (Q) aos raios de influência das vibrações. O 18% da carga se interpreta como a parcela do explosivo que gera o incremento de vazios da fragmentação, acrescentando ao mesmo tempo o volume de material rochoso na plataforma do plano a fogo, com a consequente propagação dos gases para acima da bancada e até a face livre da bancada sem gerar impacto direto no talude remanescente.

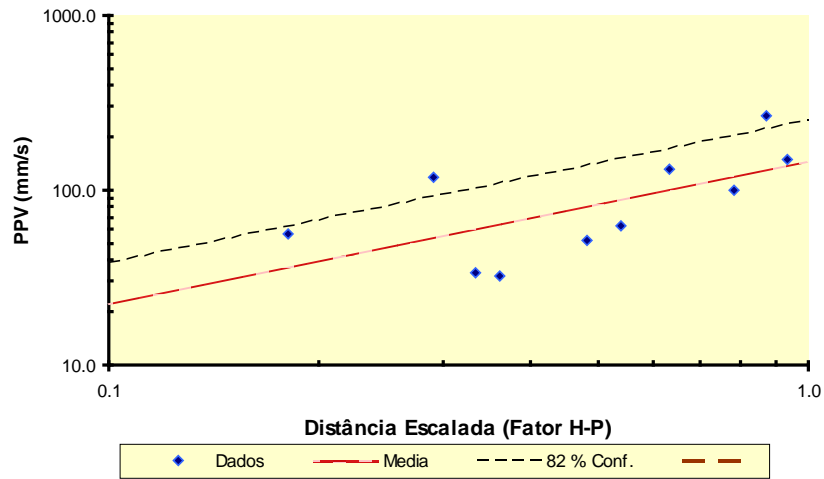
Tabela 5.9 – Dados úteis na regressão de vibrações de campo próximo com furos de 31,75 cm nas fileiras de amortecimento e produção.

Profundidade Geofone (m)	Profundidade Furo (m)	Comprimento Carga (m)	Distância ao Geofone (m)	Carga Anfo 37 (kg)	PPV (mm/s)	Furos
7.50	16.50	7.91	41.05	620	32.62	6
7.50	16.50	7.75	33.16	610	63.00	5
7.50	16.50	7.62	24.71	600	151.46	4
7.50	16.00	3.43	16.26	270	267.44	3
7.50	16.00	0.64	10.23	50	118.61	2
7.50	16.50	7.90	42.74	620	33.85	6
7.50	16.50	7.75	35.08	610	51.19	5
7.50	16.50	7.62	27.1	600	99.50	4
7.50	16.00	3.43	19.49	270	132.72	3
7.50	16.00	0.64	14.49	50	56.52	2

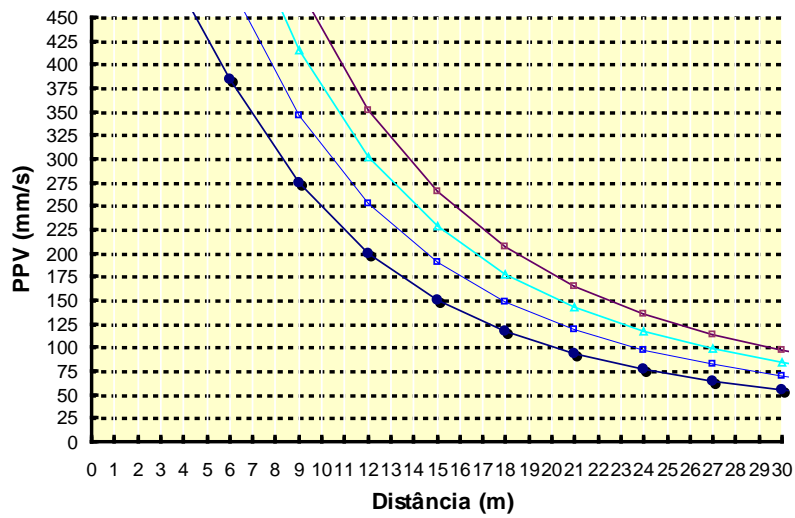
		Melhor ajuste	Ajuste feito
Percentil de Projeto 	Coef Alfa:	0.812	0.90
	K (media 50 %):	147	157
	K (82%):	247	264
	Coef Beta:	1.625	
	Qualidade (r):	0.63	
		No de pontos:	10

Assim se conseguiu obter planilhas de valores de PPV com referência a distância e da carga do explosivo (Figura 5.23) baseado no ensaio anteriormente apresentado colocando o talude projetado com 65° de cara de banco e a influência dos níveis de energia com o valor máximo de 2179 mm/s de PPV (>4PPVmax) no campo vermelho, 545 mm/s de PPV (>4PPVmax) no campo azul e de 136mm/s (>0.25PPVmax) no campo verde, originando somente a extensão de fissuras pré-existentes no maciço rochoso avaliado.

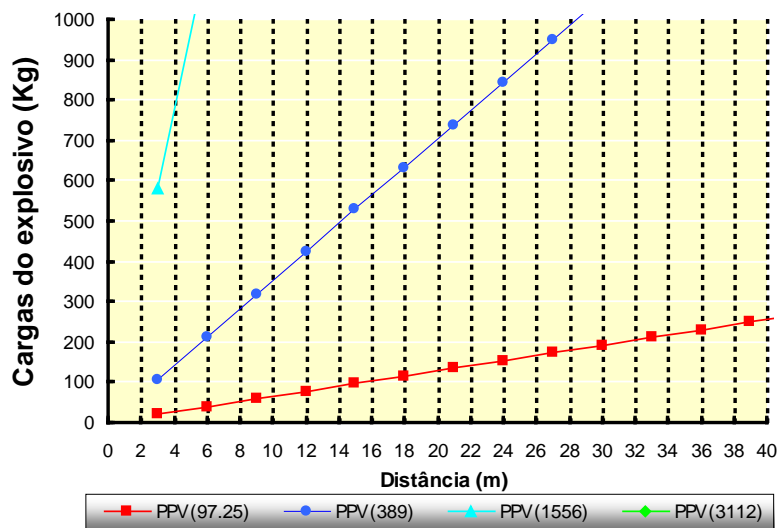
Dessa forma recomendar as cargas nas fileiras de amortecimento e na produção e os correspondentes ao plano de fogo (Figura 5.24a) e os setores de energia produzidos (Figura 5.24b) e a relação direta com os valores de PPV ideais que originem só o fraturamento necessário na escavação do material, porém sem influência dentro do talude que se desejaria proteger, com dano localizado no pé do talude.



(a)



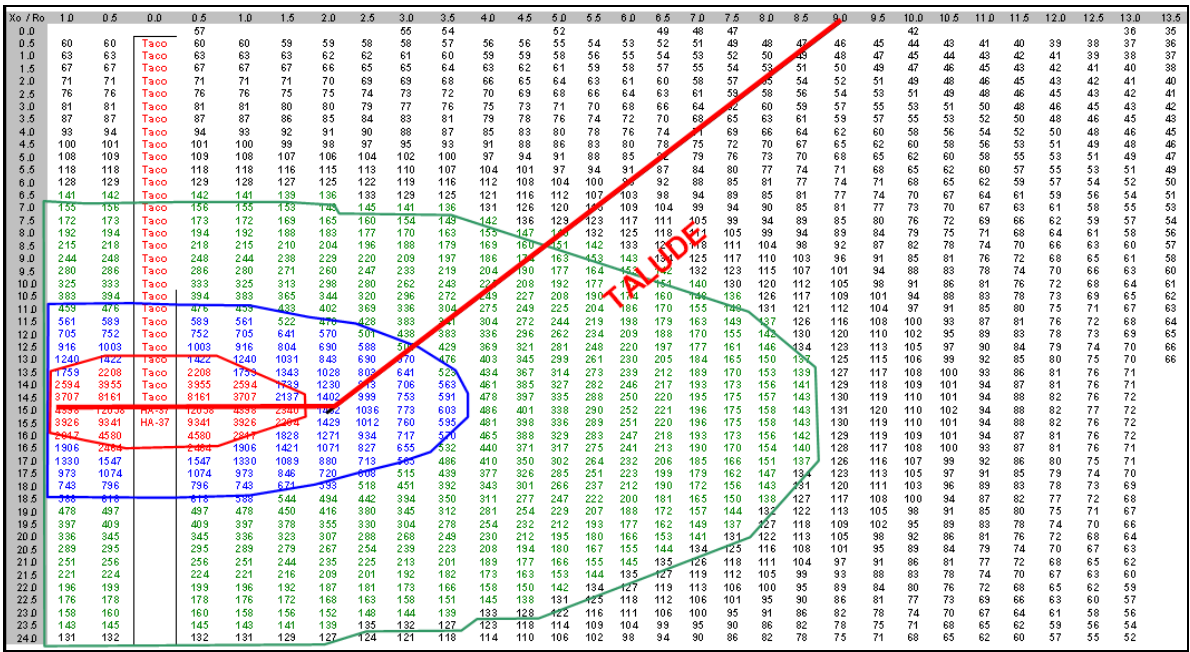
(b)



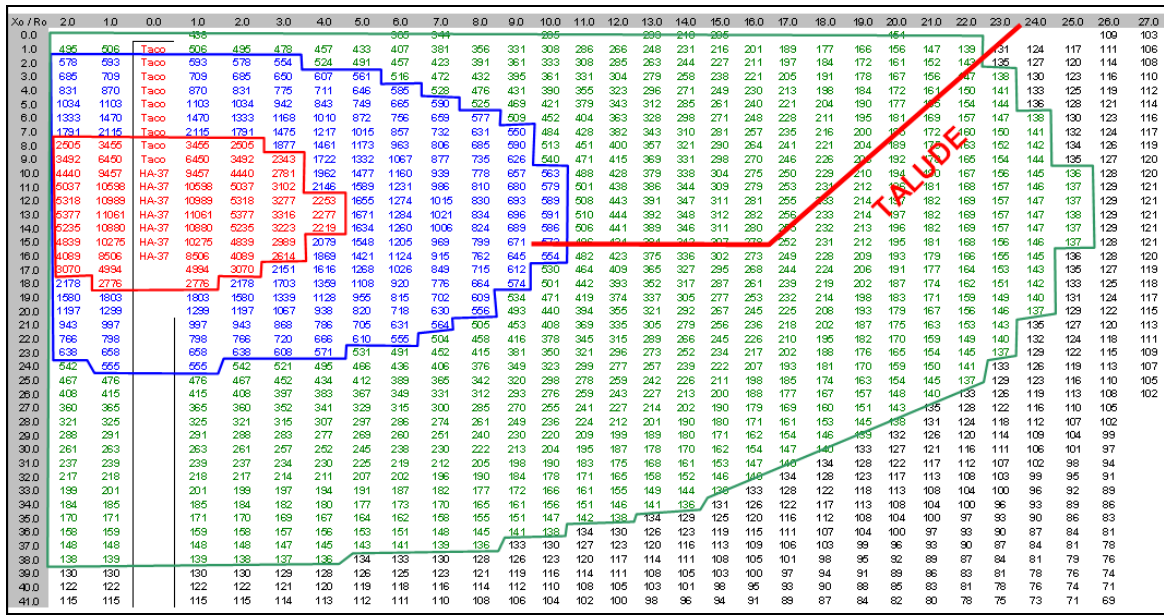
(c)

Figura 5.22 – Ábacos com base nos ensaios no maciço rochoso (a) valor do PPV (log) com referência da distância no dentro do maciço (b) valor do PPV (natural) com referência da distância no dentro do talude (c) massa do explosivo com base na distância.





(a)



(b)

Figura 5.23 – Previsão ou modelo das vibrações que originam dano no maciço rochoso (a) para o caso da fileira do amortecimento e (b) da produção.

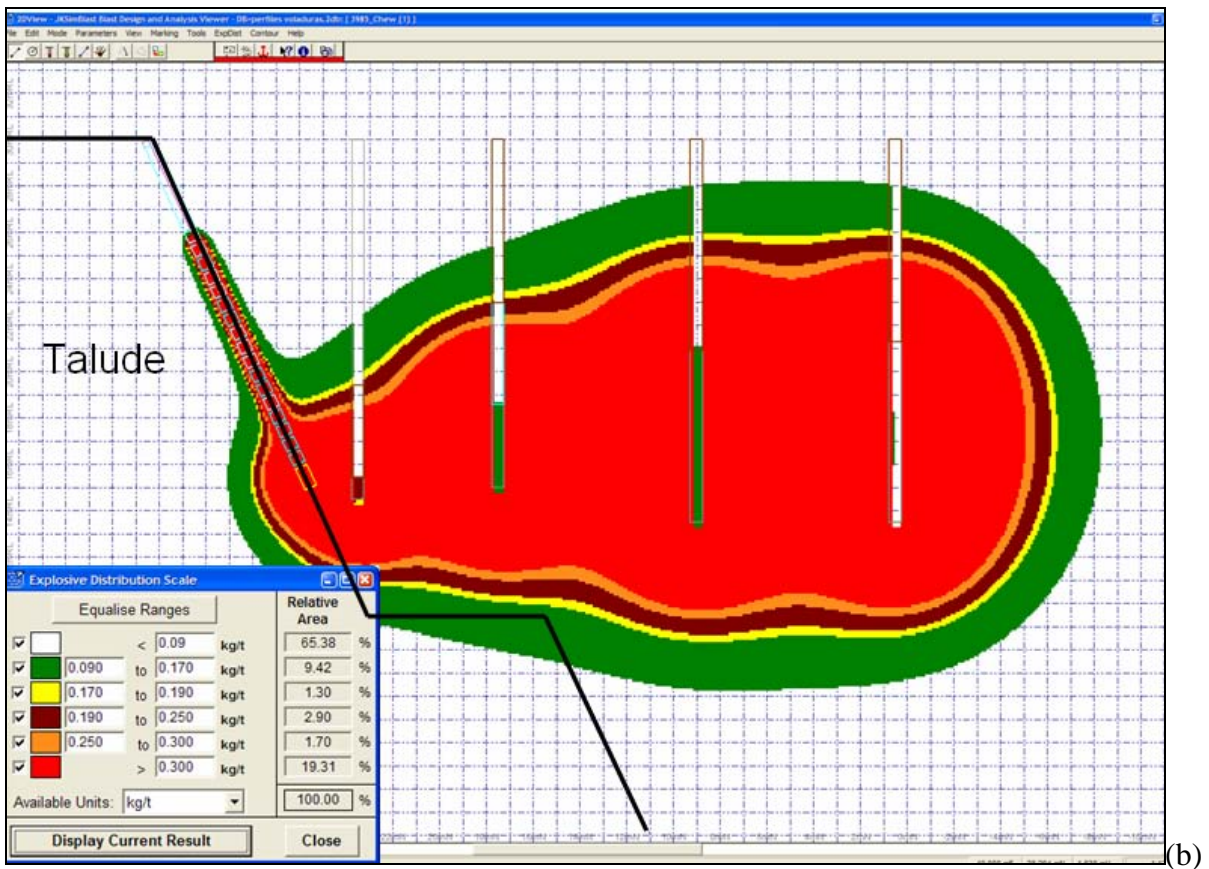
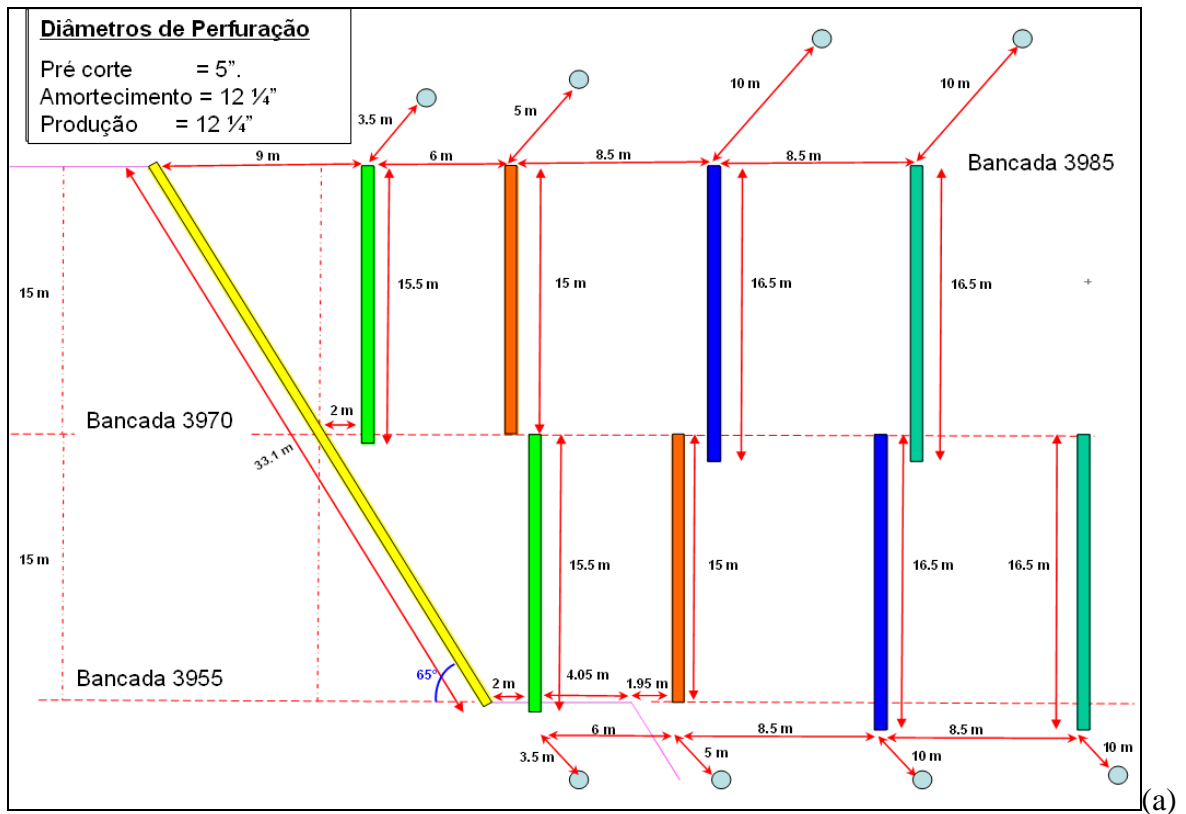


Figura 5.24 – Plano de fogo recomendado (a) arranjo de perfuração e carga de explosivo (b) setores de energia esperados com referencia ao talude remanescente.

### 5.3 CONCILIAÇÃO GEOTÉCNICA

Neste item é apresentada a avaliação geotécnica com referência à geometria ou a topografia conseguida depois da detonação e a posterior escavação da bancada. Desta forma são medidos os principais limites que não foram atingidos produzindo dano ao talude através de irregularidades na face do maciço rochoso utilizando a proposta de Williams et al. (2008). Esta ferramenta ajudará a definir as partes das bancadas que apresentam mecanismos de ruptura semelhantes ao planar e em cunha para assim estimar no seguinte capítulo os parâmetros de resistência, associados ao acontecimento destes mecanismos.

Para conseguir atingir isto, foram estabelecidas seções transversais em ambos os taludes, espaçadas a cada 10 m, ao longo do talude avaliado para assim obter dez trechos (Figura 5.25), úteis para fazer o cálculo necessário para a estimativa do fator de projeto e o fator de condição. Para observar, por exemplo, nas seções geométricas a geração de meias canhas (Figura 5.26)

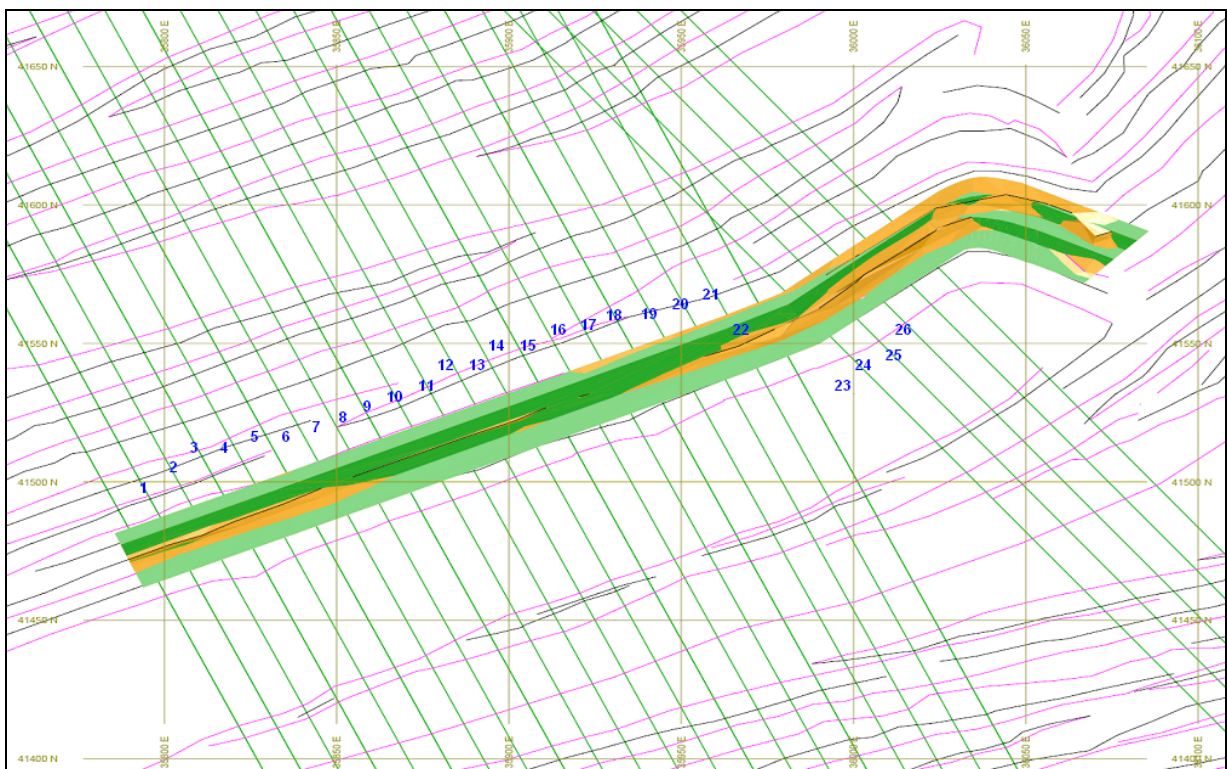


Figura 5.25 – Secções estabelecidas para a avaliação do dano ao maciço rochoso no caso de Tintaya.



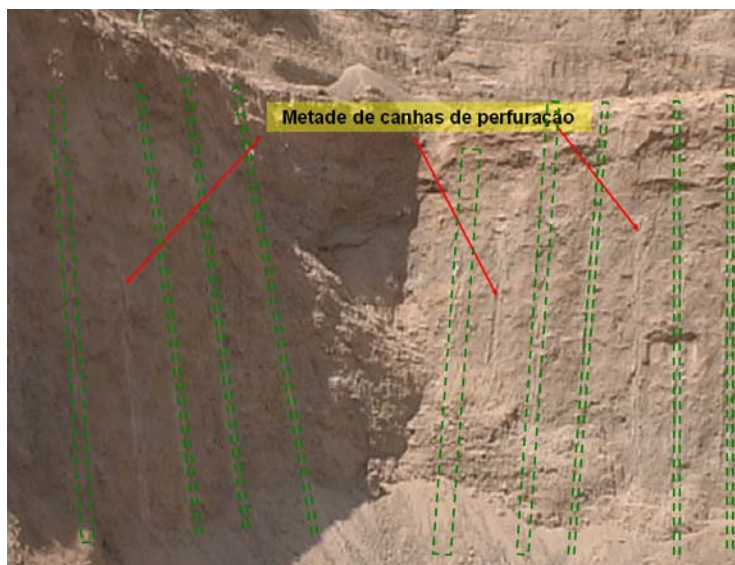
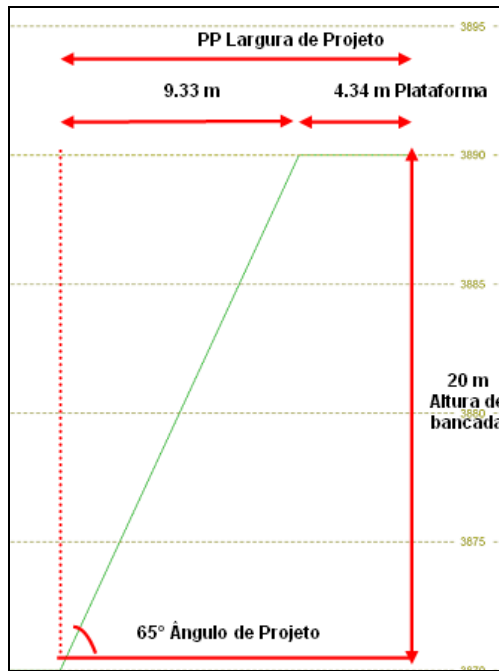


Figura 5.26 – Exemplo das dimensões avaliadas em cada secção e de meias canhas.

Segundo as secções extraídas no modelo numérico do terreno (Figura 5.25) o resultado do fator de condição através do tratamento geomecânico do estado do talude pós-escavação é de  $F_c=0.62$  para o Talude Tintaya e de  $F_c=0.58$  para o Talude Chabuca (Tabela 5.10).

Dessa forma, também é avaliado a fator de projeto com os componentes de ângulo do talude e altura de bancada (Tabela 5.11 e Figura 5.27) como da distância do pé do talude anterior ao pé do talude do projeto e largura da plataforma da bancada (Tabela 5.12 e Figura 5.28). Obtendo como resultado de  $D_f=0.7812$  (Tintaya) e  $D_f=0.7240$  (Chabuca). Tendo como resultado final a localização no quadrante amarelo (Figura 5.29). Este quadrante, segundo Williams et al (2009), expressa que a geometria foi atingida porém existem condições geotécnicas de instabilidade (dano ao maciço) pelo menos a nível de bancada ocorrendo de imediato deslizamentos produzidos pela escavação a grande escala.

$$D_f = \left[ \frac{(92.1 \times 0.3) + (99.0 \times 0.2) + (87.9 \times 0.2) + (43.7 \times 0.3)}{100} \right] \quad (5.2)$$

$$D_f = \left[ \frac{(90.0 \times 0.3) + (94.7 \times 0.2) + (85.7 \times 0.2) + (41.1 \times 0.3)}{100} \right] \quad (5.3)$$

Tabela 5.10 – Fator de condição ( $F_c$ ) do Talude Tintaya e Chabuca.

Trecho Número	Comprimento (m)	Azimet / Direção do Mergulho	Metade das canhas	Fissuras induzidas	Condição das juntas	Blocos instáveis	Geometria do talude	Condição da crista	Fator de condição
1	10	070/65	8	6	4	10	25	3	0.56
2	10	068/62	8	6	4	10	25	9	0.62
3	10	068/64	8	6	4	10	25	6	0.59
4	10	060/60	8	6	5	10	25	3	0.64
5	10	060/60	8	6	4	7	25	3	0.78
6	10	070/63	8	6	5	7	20	3	0.57
7	10	064/63	8	6	4	7	25	6	0.56
8	10	065/70	8	8	4	7	25	6	0.58
9	10	068/67	8	8	4	10	25	9	0.64
10	10	070/65	8	8	4	10	25	9	0.64
Ri : Parâmetro Relevante								Fator	0.62

Trecho Número	Comprimento (m)	Azimet / Direção do Mergulho	Metade das canhas	Fissuras induzidas	Condição das juntas	Blocos instáveis	Geometria do talude	Condição da crista	Fator de condição
1	10	070/65	8	6	4	10	25	3	0.56
2	10	068/62	8	6	4	10	25	9	0.62
3	10	068/64	8	6	4	10	25	6	0.56
4	10	060/60	8	6	5	10	25	3	0.56
5	10	060/60	8	6	4	10	25	3	0.56
6	10	070/63	8	6	5	10	20	3	0.56
7	10	064/63	8	6	4	10	25	6	0.56
8	10	065/70	8	8	4	10	25	6	0.58
9	10	068/67	8	8	4	10	25	9	0.64
10	10	070/65	8	8	4	10	25	9	0.64
Ri : Parâmetro Relevante								Fator	0.58

Tabela 5.11 – Fator de projeto (Df): ângulo do talude e altura de bancada.

Talude Tintaya

Secção	Angulo projeto	Angulo atingido	Diferencia	% Diferencia
1	65.0	59.3	5.7	91.2
2	65.0	60.3	4.7	92.8
3	65.0	60.1	4.9	92.4
4	65.0	59.6	5.4	91.7
5	65.0	60.6	4.5	93.2
6	65.0	59.0	6.1	90.7
7	65.0	59.1	5.9	90.9
8	65.0	60.7	4.3	93.3
9	65.0	63.4	1.6	97.6
10	65.0	64.8	0.2	99.7
11	65.0	64.7	0.3	99.5
12	65.0	61.8	3.2	95.1
13	65.0	59.3	5.7	91.2
14	65.0	61.9	3.1	95.3
15	65.0	62.5	2.5	96.2
16	65.0	61.6	3.4	94.7
17	65.0	60.1	5.0	92.4
18	65.0	58.3	6.7	89.7
19	65.0	57.1	7.9	87.9
20	65.0	56.1	8.9	86.3
21	65.0	54.7	10.3	84.1
22	65.0	55.2	9.8	84.9
23	65.0	57.2	7.8	88.0
24	65.0	58.1	6.9	89.4
25	65.0	60.1	5.0	92.4
26	65.0	60.5	4.5	93.1
TOTAL %			92.1	

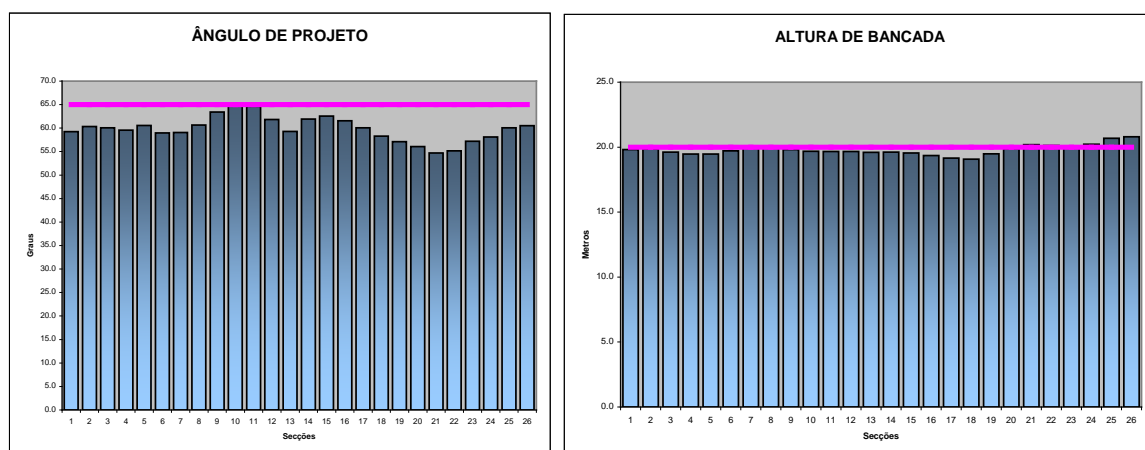
Secção	Altura projeto	Altura bancada	Diferencia	% Diferencia
1	20.0	19.8	0.2	99.1
2	20.0	19.9	0.1	99.3
3	20.0	19.6	0.4	98.1
4	20.0	19.5	0.5	97.3
5	20.0	19.5	0.5	97.3
6	20.0	19.7	0.3	98.6
7	20.0	19.9	0.1	99.7
8	20.0	20.1	-0.1	100.5
9	20.0	19.8	0.2	99.1
10	20.0	19.7	0.3	98.4
11	20.0	19.7	0.3	98.4
12	20.0	19.7	0.3	98.3
13	20.0	19.6	0.4	98.0
14	20.0	19.6	0.4	98.1
15	20.0	19.6	0.4	97.8
16	20.0	19.4	0.6	96.8
17	20.0	19.2	0.9	95.8
18	20.0	19.1	0.9	95.4
19	20.0	19.5	0.5	97.4
20	20.0	19.9	0.1	99.4
21	20.0	20.2	-0.2	101.0
22	20.0	20.1	-0.1	100.7
23	20.0	20.1	-0.1	100.5
24	20.0	20.2	-0.2	101.2
25	20.0	20.7	-0.7	103.4
26	20.0	20.8	-0.8	104.0
TOTAL %			99.0	

Talude Chabuca

Secção	Angulo projeto	Angulo atingido	Diferencia	% Diferencia
1	65.0	49.0	16.0	75.4
2	65.0	55.0	10.0	84.6
3	65.0	60.1	4.9	92.4
4	65.0	59.6	5.4	91.7
5	65.0	60.6	4.5	93.2
6	65.0	59.0	6.1	90.7
7	65.0	59.1	5.9	90.9
8	65.0	60.7	4.3	93.3
9	65.0	63.4	1.6	97.6
10	65.0	64.8	0.2	99.7
11	65.0	64.7	0.3	99.5
12	65.0	62.8	2.2	96.6
13	65.0	59.3	5.7	91.2
14	65.0	59.0	6.0	90.8
15	65.0	62.5	2.5	96.2
16	65.0	61.6	3.4	94.7
17	65.0	60.1	5.0	92.4
18	65.0	58.3	6.7	89.7
19	65.0	50.0	15.0	76.9
20	65.0	50.0	15.0	76.9
21	65.0	50.0	15.0	76.9
22	65.0	55.2	9.8	84.9
23	65.0	57.2	7.8	88.0
24	65.0	58.1	6.9	89.4
25	65.0	60.1	5.0	92.4
26	65.0	60.5	4.5	93.1
TOTAL %			90.0	

Secção	Altura projeto	Altura bancada	Diferencia	% Diferencia
1	20.0	19.8	0.2	99.1
2	20.0	18.0	2.0	90.0
3	20.0	19.6	0.4	98.1
4	20.0	18.0	2.0	90.0
5	20.0	19.5	0.5	97.3
6	20.0	19.7	0.3	98.6
7	20.0	19.9	0.1	99.7
8	20.0	20.1	-0.1	100.5
9	20.0	19.8	0.2	99.1
10	20.0	19.7	0.3	98.4
11	20.0	19.7	0.3	98.4
12	20.0	19.7	0.3	98.3
13	20.0	19.6	0.4	98.0
14	20.0	19.4	0.6	97.0
15	20.0	19.6	0.4	97.8
16	20.0	19.4	0.6	96.8
17	20.0	19.2	0.9	95.8
18	20.0	15.0	5.0	75.0
19	20.0	15.0	5.0	75.0
20	20.0	15.0	5.0	75.0
21	20.0	15.0	5.0	75.0
22	20.0	20.1	-0.1	100.7
23	20.0	20.1	-0.1	100.5
24	20.0	20.2	-0.2	101.2
25	20.0	20.7	-0.7	103.4
26	20.0	20.8	-0.8	104.0
TOTAL %			94.7	

## Talude Tintaya



## Talude Chabuca

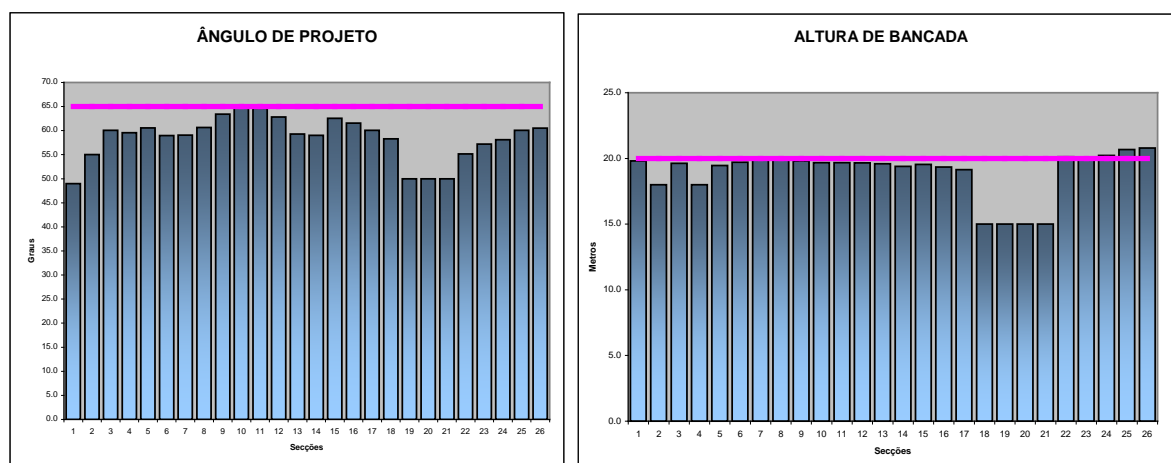


Figura 5.27 – Fator de projeto (Df): ângulo do talude e altura de bancada com referência a linha de projeto. Indicando com a linha horizontal a aceitabilidade do projeto.

Este resultado é originado por dos componentes  $F_c$  e  $D_f$ . A parcela  $F_c$  é afetada diretamente pela quase ausência de meias canhas o que indica uma perfuração deficiente (Figura 5.30) associado à abertura de discontinuidades pré-existentes (Figura 5.31), blocos instáveis (Figura 5.32) e condição das cristas em quanto à estabilidade de blocos (Figura 5.33). A geometria da face dos taludes e as paredes das discontinuidades praticamente não sofreram maiores danos o que originou que a situação global da parede (Figura 5.34) não este comprometida enquanto a estabilidade, porém em nível de bancada (15m de altura) não ocorre o mesmo, apresentando singulares mecanismos de ruptura como o planar e em cunha, o que pode produzir acidentes de pessoas e equipamentos de escavação pela dimensão destes.

Tabela 5.12 – Fator de projeto (Df): distância pé do talude anterior ao pé do talude do projeto e largura da plataforma da bancada.

Talude Tintaya

Secção	PP Projeto	PP Real	Diferencia	% Diferencia
1	16.78	15.5	1.3	92.4
2	16.78	15.0	1.8	89.6
3	16.78	15.1	1.7	90.1
4	16.78	15.2	1.6	90.6
5	16.78	15.5	1.3	92.1
6	16.78	16.1	0.7	95.8
7	16.78	16.1	0.7	95.6
8	16.78	15.2	1.6	90.6
9	16.78	13.9	2.8	83.1
10	16.78	13.2	3.6	78.8
11	16.78	13.1	3.7	77.8
12	16.78	13.7	3.1	81.4
13	16.78	13.7	3.1	81.5
14	16.78	13.9	2.9	82.8
15	16.78	13.7	3.1	81.8
16	16.78	13.9	2.9	82.7
17	16.78	14.2	2.6	84.4
18	16.78	14.6	2.2	87.0
19	16.78	14.7	2.1	87.8
20	16.78	14.9	1.9	88.9
21	16.78	15.5	1.2	92.6
22	16.78	14.0	2.8	83.2
23	16.78	15.9	0.8	95.0
24	16.78	15.8	1.0	94.3
25	16.78	15.4	1.4	91.9
26	16.78	15.5	1.3	92.3
TOTAL %				87.9

Secção	Plataforma projeto	Plataforma real	Diferencia	% Diferencia
1	7.46	3.7	3.7	50.0
2	7.46	3.7	3.8	49.7
3	7.46	3.8	3.6	51.3
4	7.46	3.8	3.7	50.7
5	7.46	3.8	3.7	50.3
6	7.46	4.2	3.3	56.3
7	7.46	4.2	3.3	56.2
8	7.46	4.0	3.4	54.2
9	7.46	4.0	3.5	53.8
10	7.46	4.0	3.5	53.2
11	7.46	3.7	3.7	50.1
12	7.46	3.1	4.3	41.8
13	7.46	2.6	4.9	34.5
14	7.46	3.5	4.0	46.2
15	7.46	3.6	3.9	47.6
16	7.46	3.3	4.1	44.6
17	7.46	3.1	4.3	42.0
18	7.46	2.8	4.7	37.7
19	7.46	2.1	5.3	28.7
20	7.46	1.6	5.9	20.8
21	7.46	1.2	6.2	16.6
22	7.46	1.4	6.1	18.4
23	7.46	3.0	4.5	40.2
24	7.46	3.3	4.2	43.6
25	7.46	3.5	4.0	47.1
26	7.46	3.7	3.7	49.9
TOTAL %				43.7

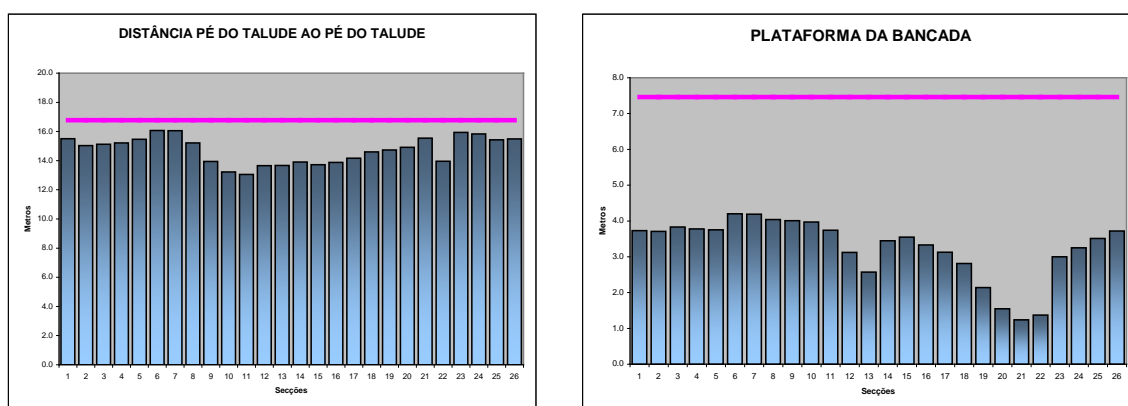
Talude Chabuca

Secção	PP Projeto	PP Real	Diferencia	% Diferencia
1	16.78	13.1	3.7	78.1
2	16.78	14.1	2.7	84.1
3	16.78	15.1	1.7	90.1
4	16.78	15.2	1.6	90.6
5	16.78	15.5	1.3	92.1
6	16.78	16.1	0.7	95.8
7	16.78	16.1	0.7	95.6
8	16.78	15.2	1.6	90.6
9	16.78	13.9	2.8	83.1
10	16.78	13.2	3.6	78.8
11	16.78	13.1	3.7	77.8
12	16.78	14.1	2.7	83.8
13	16.78	15.1	1.7	89.7
14	16.78	16.1	0.7	95.7
15	16.78	16.0	0.8	95.4
16	16.78	11.0	5.8	65.6
17	16.78	13.1	3.7	77.8
18	16.78	13.1	3.7	77.8
19	16.78	13.1	3.7	77.8
20	16.78	14.9	1.9	88.9
21	16.78	15.5	1.2	92.6
22	16.78	14.0	2.8	83.2
23	16.78	11.0	5.8	65.6
24	16.78	15.8	1.0	94.3
25	16.78	15.4	1.4	91.9
26	16.78	15.5	1.3	92.3
TOTAL %				85.7

Secção	Plataforma projeto	Plataforma real	Diferencia	% Diferencia
1	7.46	2.5	5.0	33.5
2	7.46	3.6	3.9	48.3
3	7.46	3.8	3.6	51.3
4	7.46	3.5	4.0	46.9
5	7.46	3.8	3.7	50.3
6	7.46	4.2	3.3	56.3
7	7.46	4.2	3.3	56.2
8	7.46	2.0	5.5	26.8
9	7.46	2.0	5.5	26.8
10	7.46	2.0	5.5	26.8
11	7.46	3.7	3.7	50.1
12	7.46	3.1	4.3	41.8
13	7.46	2.6	4.9	34.5
14	7.46	3.5	4.0	46.2
15	7.46	4.5	3.0	59.7
16	7.46	5.5	2.0	73.1
17	7.46	3.1	4.3	42.0
18	7.46	2.8	4.7	37.7
19	7.46	2.1	5.3	28.7
20	7.46	1.6	5.9	20.8
21	7.46	1.2	6.2	16.6
22	7.46	1.4	6.1	18.4
23	7.46	3.0	4.5	40.2
24	7.46	3.3	4.2	43.6
25	7.46	3.5	4.0	46.9
26	7.46	3.3	4.2	44.2
TOTAL %				41.1



## Talude Tintaya



## Talude Chabuca

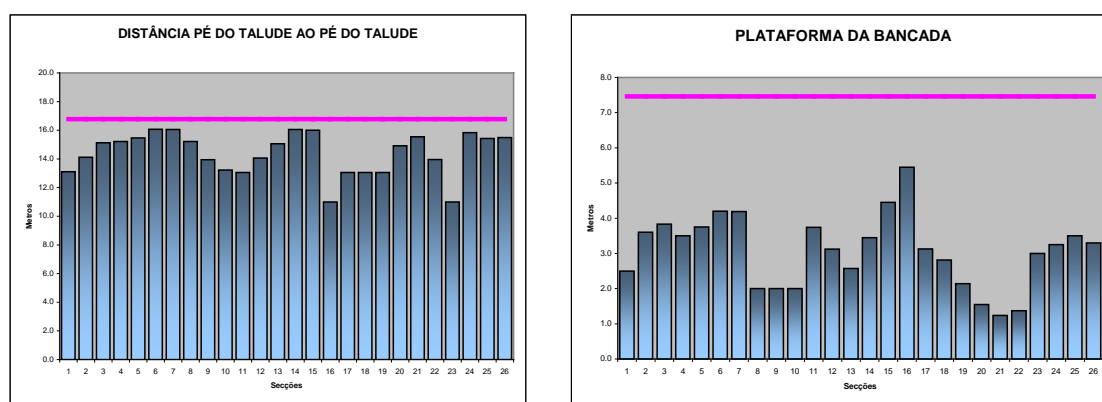
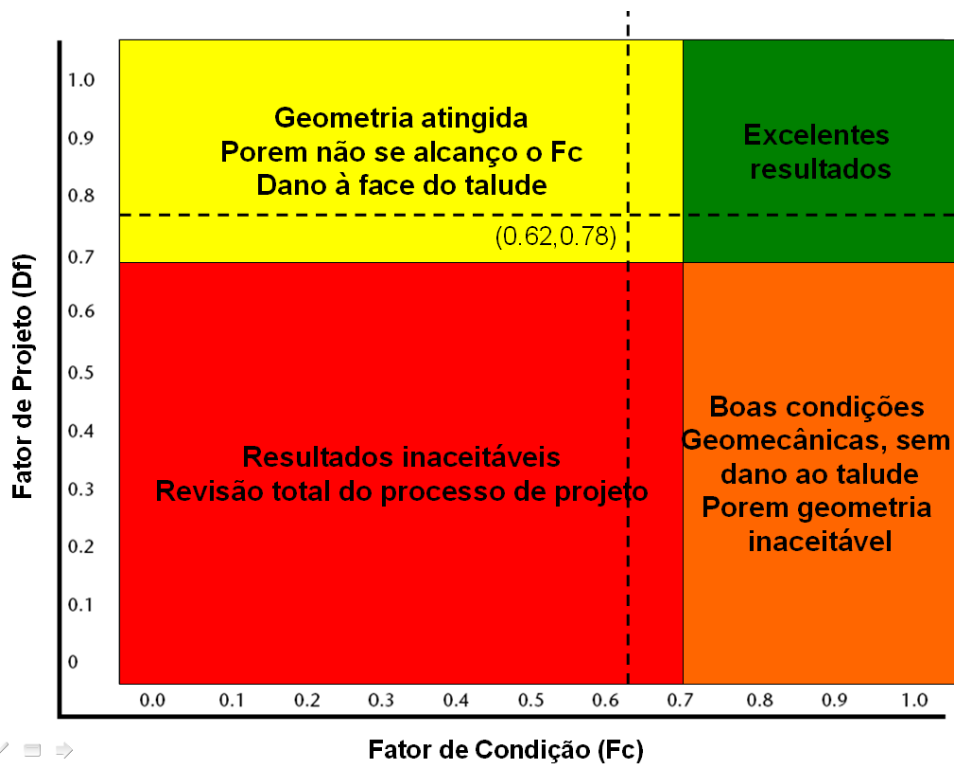


Figura 5.28 – Fator de projeto (Df): distância pé do talude anterior ao pé do talude do projeto e largura da plataforma da bancada com referência a linha de projeto.

O dano ocasionado no fator de condição principalmente é gerado pela detonação do plano a fogo, e o dano ao fator de projeto é gerado principalmente pela operação de escavação mecânica de equipamentos de grande escala (Figura 5.35). A parcela Df principalmente obedece às condições geométricas das bancadas como são o ângulo do talude, altura de bancada, distância pé do talude anterior ao pé do talude do projeto e largura da plataforma da bancada com o objetivo principal de atingir o pé de acordo ao corpo mineral planejado porem ao mesmo tempo quando estas grandezas não são cumpridas fora de um pequeno erro é possível favorecer a mecanismos de ruptura. A redução da largura da plataforma superior da bancada com referência planejada à construída (Figura 5.36) é originada principalmente pela ocorrência de deslizamentos contidos por estas. A maior frequência de mecanismos de ruptura (Figura 5.37, 5.38 e 5.39) são os denominados planar e em cunha, com uma ocorrência menor do tipo tombamento o qual está associado a estruturas maiores singulares.

Talude Tintaya



Talude Chabuca

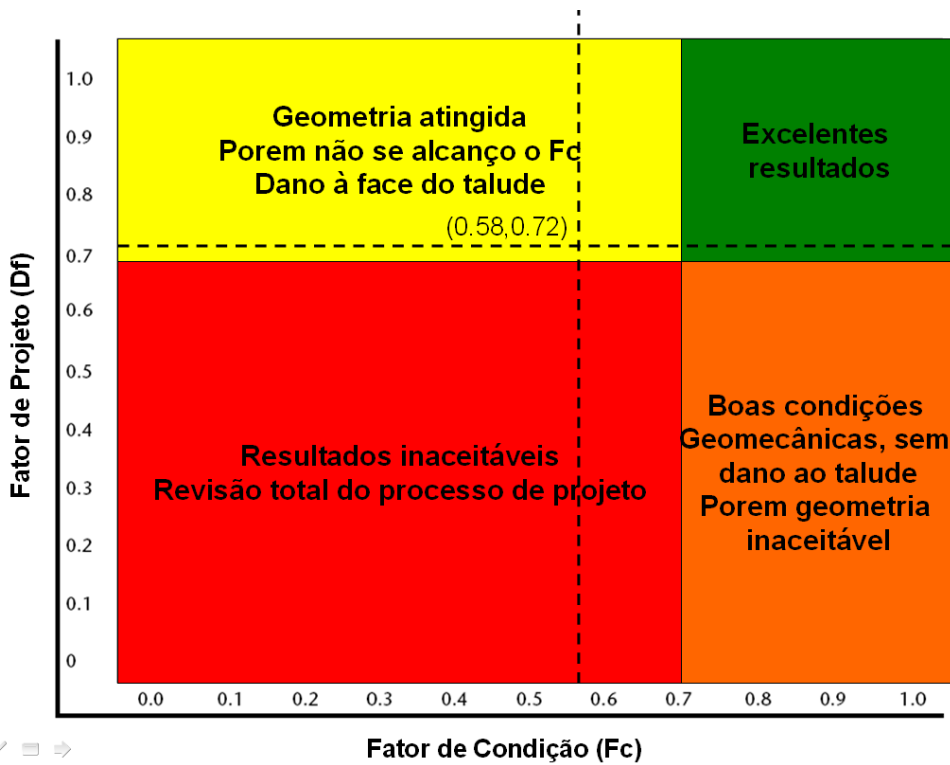


Figura 5.29 – Avaliação do dano ao talude por escavação a fogo.



Figura 5.30 – Resultado de meias canhas: quase ausentes.



Figura 5.31 – Apertura de descontinuidades.



Figura 5.32 – Blocos instáveis na face do talude de bancada.



Figura 5.33 – Condição de cristas das bancadas.



Figura 5.34 – Situação global.





Figura 5.35 – Escavação mecânica de equipamentos de grande escala.



Figura 5.36 – Redução da largura da plataforma superior da bancada pela ocorrência de deslizamentos.



Figura 5.37 – Mecanismo de ruptura semelhante a uma em cunha.



Figura 5.38 – Mecanismo de ruptura semelhante a um planar.



Figura 5.39 – Mecanismo de ruptura por tombamento.



### 6.1 CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA

Foram feitas 527 janelas geotécnicas de amostragem (número de amostras) com fins de obter a classificação geomecânica dos maciços rochosos estudados para cada condição de avaliação: (i) inicial, antes da escavação a fogo total do desenvolvimento da fase de escavação avaliada; (ii) depois da escavação a fogo; e (iii) ao final da construção do talude, um mês aproximadamente depois quando a seguinte bancada inferior inicie o plano a fogo durante 24 meses contínuos de crescimento em quanto a evolução da escavação da cava.

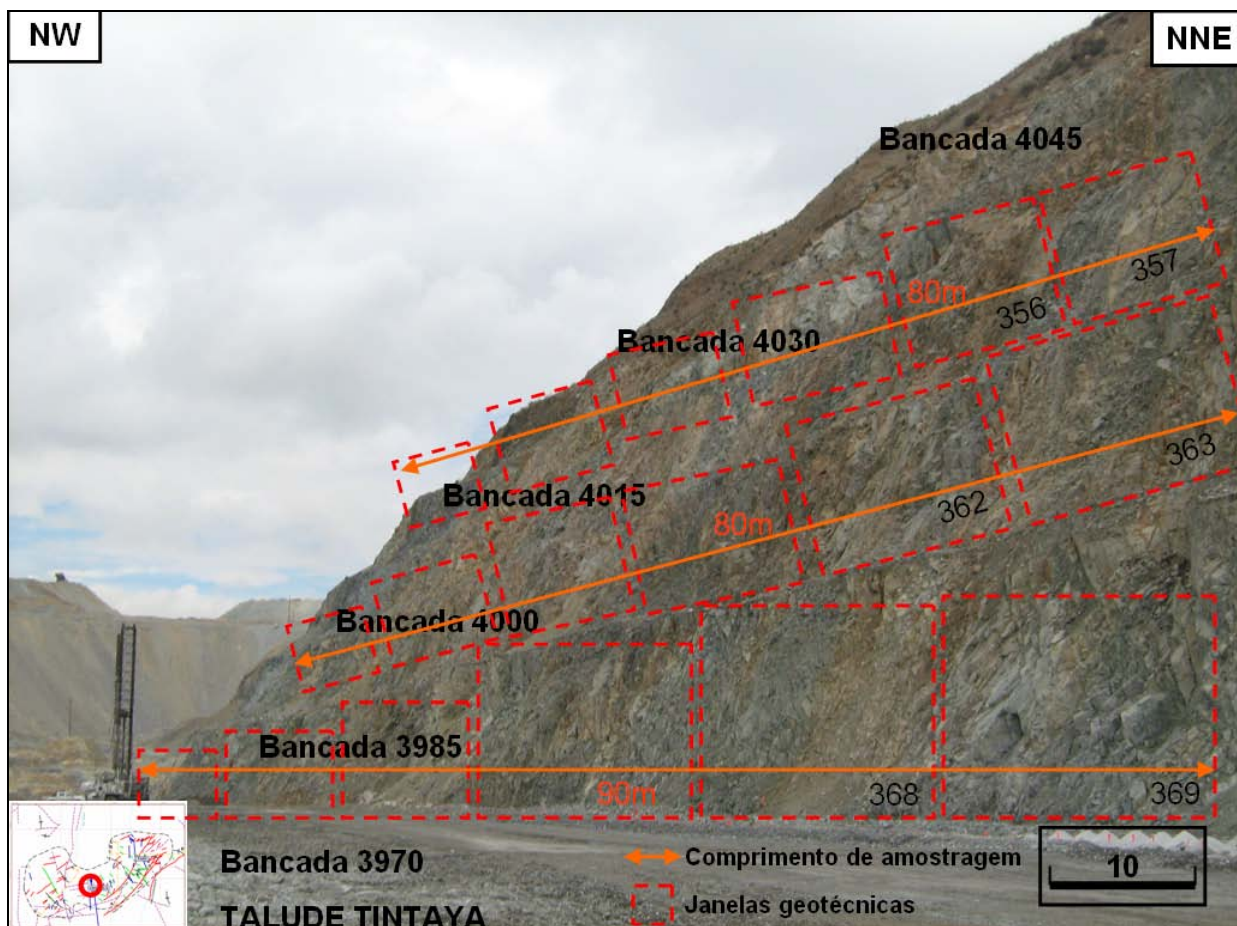


Figura 6.1 – Vista do talude Tintaya com indicação do comprimento de amostragem, a localização das janelas de igual dimensão e as bancadas avaliadas no mapeamento.

Foi adotada a proposta de Bienaswki (1989) e de Marinós & Hoek (2000) para a definição do índice RMR (*Rock Mass Rating*) e do índice GSI (*Geological Strength Index*) respectivamente, como classificações geomecânicas do maciço rochoso para a estimativa dos parâmetros de resistência e deformabilidade.

Nas Figura 6.1 e Figura 6.2, observe-se os taludes estudados indicando o comprimento de amostragem que varia entre 60 m e 100 m de largura de escavação nesta pesquisa, e a localização das janelas com referência nas bancadas avaliadas no mapeamento geomecânico. Para o caso do talude Tintaya (Figura 6.1) a cota mais alta refere-se à cota da bancada 4045 (metros por acima do nível do mar) e a mais baixa corresponde à bancada 3820 com uma altura total de 225 m. Para o caso do talude Chabuca (Figura 6.2) a cota mais alta refere-se à cota da bancada 4075 (bancadas com 15 m de altura) e a mais baixa corresponde à bancada 3735 (metros por acima do nível do mar) com uma altura total de 340 m.

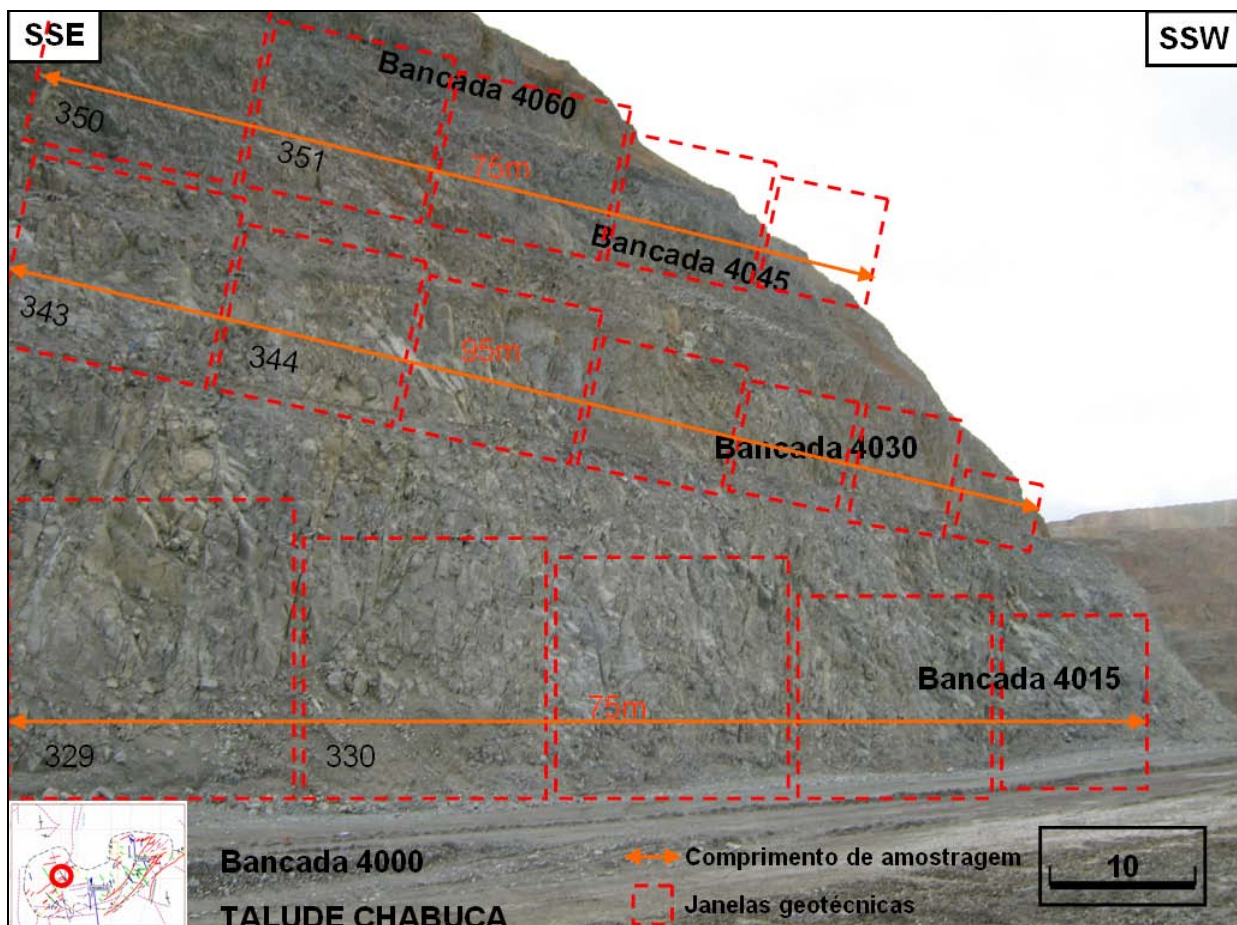


Figura 6.2 – Vista do talude Chabuca com indicação do comprimento de amostragem, a localização das janelas de igual dimensão e as bancadas avaliadas no mapeamento.



### 6.1.1 Classificação Geomecânica Inicial Antes da Escavação a Fogo

Para o talude Tintaya a classificação geomecânica antes da escavação a fogo mostrou valores de RMR entre 43 e 60 com um valor médio de 52 indicando um maciço rochoso de classe III de qualidade regular com uma coesão aproximada entre 200-300 kPa e um ângulo de atrito de 25° a 35°. Adicionalmente o GSI reportou valores entre 38 e 55 com um valor médio 47 com um desvio padrão de 4.7 mostrando um maciço rochoso de moderada qualidade parcialmente perturbado com sete sistemas de descontinuidades com os blocos angulares inter-travados muito fraturados.

Tabela 6.1 – Classificação geomecânica de Tintaya (inicial: antes da escavação a fogo).

Talude	Rocha	Resistência [1]		RQD [2]		Condição das Descontinuidades - Pesos [3]					
		UCS	Peso	RQD % Total	Peso	Persistência	Apertura	Rugosidade	Preenchimento	Alteração	Peso
Tintaya	Monzonito	90-95	7	60-70	13	2	4	1	2	5	10
						2	1	1	2	3	
						1	1	1	2	3	
						4	1	1	2	5	
		90-95	7	70-75	13	2	4	3	2	5	10
						2	1	1	2	5	
						4	1	3	2	5	
						1	1	1	2	1	
		100-110	12	60-70	13	2	1	1	2	5	10
						1	1	1	2	5	
						4	4	1	2	5	
						2	4	1	2	5	
						1	1	1	2	3	
		90-95	7	55-60	13	2	4	1	2	3	10
						2	1	1	2	3*	
						4	4	1	2	3	
						4	1	1	2	3*	
						1	1	1	2	1	
		90-95	7	60-70	13	2	4	1	2	3	10
						4	4	1	2	3	
						4	1	1	2	3	
						1	1	1	2	3*	
		85-90	7	45-50	8	4	1	1	2	5	10
						2	1	1	2	5*	
						2	1	1	2	5	
						2	1	3	2	5	
		70	7	48	8	2	1	3	2	5	20
						2	1	1	2	5	
						2	1	1	2	5	
						2	4	3	2	6	
65	7	50	8	0	1	1	2	3	10		
				2	1	1	2	5			
				2	1	3	2	3			
				4	1	5	2	3			
82	7	47	8	2	4	1	2	5	20		
				2	1	1	2	5			
				4	1	1	2	3			
				2	4	1	2	5			
90	7	60	13	2	4	1	2	5	20		
				2	4	1	2	5			
				1	1	1	2	3*			
				4	1	5	2	5			
90-95	7	60-65	13	1	4	1	2	5	13		
				0	1	3	2	1			
				4	4	5	2	5			
				4	4	5	2	5			
100-110	12	60-70	13	4	1	3	2	5	130		
				2	4	3	2	5			

Tabela 6.2 – RMR e GSI do talude Tintaya (inicial: antes da escavação a fogo).

S [4]			Agua [5]		Ajuste [6]	RMR <sub>89</sub>	GSI
Espaçamento	Peso Junta	Peso	Peso/Junta	Peso	Paralelo	[1]+[2]+[3]+[4]+[5]-[6]	
S1	10	10	15	15	5	50	45
S2	10		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S1	8	10	15	15	5	50	45
S2	10		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S1	10	10	15	15	5	55	50
S2	10		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S5	10		15				
S1	10	10	15	15	5	50	45
S2	10		15				
S3	10		15				
S4	10		10				
S5	10		15				
S1	10	10	15	15	5	50	45
S2	10		15				
S3	10		15				
S4	10		10				
S1	8	10	15	15	5	45	40
S2	8		15				
S3	8		10				
S4	8		15				
S1	8	8	15	15	5	53	48
S2	8		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S1	10	8	15	15	5	43	38
S2	8		15				
S3	8		15				
S4	8		15				
S1	10	10	15	15	5	55	50
S2	10		15				
S3	10		15				
S4	8		15				
S1	8	10	15	15	5	60	55
S2	10		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S1	10	10	15	15	5	53	48
S2	10		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S1	8	8	15	15	5	56	51
S2	8		15				

Na Tabela 6.1, para o caso do talude Tintaya, mostram-se parâmetros como a litologia que neste caso é de monzonito, a resistência à compressão uniaxial (UCS - *Uniaxial Compressive Strength*) com valores variáveis entre 65 MPa e 110 MPa com um valor médio de 88 MPa e desvio padrão de 29.5 de 18 amostras, também se mostra o índice RQD (*Rock Quality Designation*) com valores entre 45% e 75%, com espaçamentos de 60 cm.

Na Tabela 6.2, para o caso do talude Tintaya, mostram-se parâmetros como a condição das descontinuidades com superfícies polidas, com o preenchimento com uma espessura menor

que 5 mm e uma abertura e entre 1-5 mm, porém com pouca ou sem presença da água nas discontinuidades. O ajuste pela configuração das discontinuidades com referência a face do talude é de geometria paralela sendo desfavorável com probabilidade de acontecimento de um escorregamento. As discontinuidades singulares menores, em menor quantidade, superfícies ligeiramente rugosas, com aberturas menores que 1 mm com paredes altamente alteradas.

Tabela 6.3 – Classificação geomecânica de Chabuca (inicial: antes da escavação a fogo).

Talude	Rocha	Resistência [1]		RQD [2]		Condição das Descontinuidades - Pesos [4]					
		UCS	Peso	RQD % Total	Peso	Persistência	Apertura	Rugosidade	Preenchimento	Alteração	Peso
						2	4	3	2	5	
						4	1	3	2	5	
						4	1	3	2	5	
		85-90	7	65-70	13	1	4	1	2	5	14
						1	4	1	2	5	
						2	4	1	4	5	
		70-75	7	45-50	8	2	1	3	2	3	11
						4	1	1	2	3	
						4	4	1	2	3	
		90-100	7	51	13	1	4	1	2	6	13
						2	1	1	2	6	
						1	1	1	2	6	
						4	4	5	2	6	
		90-100	7	49	8	1	1	1	2	6	14
						2	1	3	2	5	
		100-110	12	55-60	13	1	4	1	2	6	14
						2	4	1	2	6	
						2	4	1	2	6	
		90-95	7	55-65	13	1	1	1	2	6	11
						1	4	1	2	6	
						4	4	1	2	6	
		90-95	7	51	13	1	1	1	2	6	11
						1	4	1	2	6	
						1	1	1	2	5	
						4	4	1	2	6	
		90-100	7	50-55	13	1	4	1	2	6	14
						1	4	1	2	6	
						4	4	1	2	6	
		65-70	7	38-43	8	2	4	1	2	3	9
						2	1	1	2	3	
						4	1	1	2	3	
						2	1	1	2	3	
		80-85	7	70-80	17	2	4	1	2	5	11
						2	1	1	2	5	
						4	1	1	2	5	
						4	1	1	2	5	
		85-90	7	45-50	8	4	4	1	2	5	15
						2	1	1	2	3	
						4	4	1	2	3	
						4	4	3	2	5	
		70-75	7	35-40	8	1	1	1	2	3	11
						4	1	3	2	3	
						4	4	1	2	3	
						1	1	1	2	3	
		85-90	7	50-55	13	1	4	1	2	5	14
						2	4	3	2	3	
						4	4	1	2	3	
						4	4	3	2	3	
		85-90	7	50-55	13	2	4	1	2	3	16
						2	4	1	2	3	

Para o talude Chabuca a classificação geomecânica mostrou valores de RMR entre 39 e 57 com um valor médio de 50 indicando um maciço rochoso de classe III de qualidade regular

com uma coesão aproximada entre 200 kPa – 300 kPa e um ângulo de atrito 25° e 35°, adicionalmente o GSI reporto valores entre 34 e 52 com um valor médio 45 e com um desvio padrão de 4.5 mostrando um maciço rochoso de moderada qualidade parcialmente perturbado com cinco sistemas de juntas com o blocos angulares inter travados muito fraturados.

Tabela 6.4 – RMR e GSI do talude Chabuca (inicial: antes da escavação a fogo).

S [3]			Agua [5]		Ajuste [6]	RMR <sub>89</sub>	GSI
Espaçamento	Peso Junta	Peso	Peso/Junta	Peso	Paralelo	[1]+[2]+[3]+[4]+[5]-[6]	
S3	10		15				
S4	8		15				
S5	8		15				
S1	8	8	15	15	5	52	47
S2	10		15				
S3	8		15				
S1	8	8	15	15	5	44	39
S2	8		15				
S3	8		15				
S1	8	8	15	15	5	51	46
S2	8		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S1	10	10	15	15	5	49	44
S2	10		15				
S1	8	8	15	15		57	52
S2	8		15				
S3	10		15				
S1	8	8	15	15		49	44
S2	8		15				
S3	8		15				
S1	8	8	15	15	5	49	44
S2	10		15				
S3	8		15				
S4	10		15				
S1	10	10	15	15		54	49
S2	8		15				
S3	10		15				
S1	8	8	15	15	5	42	37
S2	8		15				
S3	8		15				
S4	8		15				
S1	10	10	15	15	5	55	50
S2	10		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S1	8	8	15	15	5	48	43
S2	8		15				
S3	8		15				
S4	10		15				
S1	8	8	10	10	5	39	34
S2	8		10				
S3	8		15				
S4	8		10				
S1	8	8	15	15	5	52	47
S2	8		15				
S3	8		15				
S4	10		15				
S1	8	8	15	15	5	54	49
S2	8		10				

Na Tabela 6.3, para o caso do talude Chabuca, mostram-se parâmetros como a litologia de monzonito, a resistência à compressão uniaxial apresenta valores variáveis entre 60 MPa e 110 MPa com um valor médio de 85 MPa e desvio padrão de 20.4 de 18 amostras, se mostra o RQD com valores entre 45% e 80%, com espaçamentos entre 6 cm-60 cm. Nas Tabelas 6.3 e 6.4, no talude Chabuca, mostram-se parâmetros como a condição das descontinuidades com superfícies polidas, com o preenchimento com uma espessura menor a 5mm e uma abertura e entre 1-5 mm, porem com pouca ou sem presença da água nas juntas, o ajuste pela configuração das descontinuidades menores com referência a face to talude é de geometria paralela sendo desfavorável com probabilidade de acontecimento de um escorregamento. Também, as descontinuidades apresentam-se, em menor quantidade, superfícies ligeiramente rugosas, com aberturas menores a 1mm com paredes altamente alteradas.

### **6.1.2 Classificação Geomecânica Depois da Detonação**

No talude Tintaya, depois da detonação, registrou-se a classificação geomecânica valores de RMR entre 40 e 64 com um valor médio de 53 indicando um maciço rochoso de classe III de qualidade regular com uma coesão aproximada entre 200 kPa – 300 kPa e um ângulo de atrito 25° e 35°, adicionalmente o GSI reportou valores entre 35 e 59 com um valor médio 48 e desvio padrão de 6.4 mostrando um maciço rochoso de moderada qualidade parcialmente perturbado com sete sistemas de juntas com blocos angulares inter travados muito fraturados.

Segundo a classificação do RMR de Bieniewski (1989) o maciço rochoso comparado com os resultados do item anterior encontrasse na mesma classe de resistência, porem pode-se dizer que reportou na pontuação do RMR e do GSI com um leve incremento devido ao incremento da valoração do espaçamento e a condição das paredes das descontinuidades, particularmente a abertura, a rugosidade e a alteração das paredes ou do preenchimento.

Na Tabela 6.5, para o caso do talude Tintaya, mostram-se parâmetros como a litologia que neste caso é de monzonito também, a resistência à compressão uniaxial com valores variáveis entre 65 MPa e 120 MPa com um valor médio de 125 MPa, também se mostra o RQD com valores entre 48% e 75%, com espaçamentos menos variáveis com valores entre 20 cm – 60 cm, isto devido principalmente a que a classificação geomecânica foi realizada numa parede rochosa sem contacto ao meio físico em quanto a alteração pelo mínimo contacto com a percolação de água.

Tabela 6.5 – Classificação geomecânica de Tintaya (depois da detonação).

Talude	Rocha	Resistência [1]		RQD [2]		Condição das Descontinuidades - Pesos [3]					
		UCS	Peso	RQD % Total	Peso	Persistência	Apertura	Rugosidade	Preenchimento	Alteração	Peso
Tintaya	Monzonito	90-95	7	60-70	13	2	4	1	2	3	12
						2	4	1	2	3	12
						1	1	1	2	3	8
						4	1	1	2	5	13
		90-95	7	70-75	13	2	4	1	2	5	14
						2	4	1	2	5	14
						4	4	1	2	5	16
						1	4	1	2	1	9
		100-120	12	60-70	13	2	4	1	2	5	14
						1	4	1	2	5	13
						4	4	1	2	5	16
						2	4	1	2	5	14
						1	4	1	2	3	11
		90-95	7	55-60	13	2	4	1	2	3	12
						2	1	1	2	3	9
						4	4	1	2	3	14
						4	1	1	2	3	11
						1	1	1	2	3	8
		90-95	7	60-70	13	2	4	1	2	3	12
						4	4	1	2	3	14
						4	1	1	2	3	11
						1	1	1	2	3	8
		85-90	7	45-50	8	4	1	1	2	5	13
						2	4	1	2	2	11
						2	4	1	2	5	14
						2	4	3	2	5	16
		70	7	48	8	2	4	3	2	5	16
						2	4	1	2	5	14
						2	4	1	2	5	14
						2	4	1	2	6	15
		65	7	50	8	0	1	1	2	3	7
						2	1	1	2	5	11
						2	1	1	2	3	9
						4	1	1	2	3	11
		82	7	47	8	2	4	1	2	5	14
						2	1	1	2	5	11
						4	1	1	2	3	11
						2	4	1	2	5	14
		90	7	60	13	2	4	1	2	5	14
						2	4	1	2	5	14
				1	1	1	2	2	7		
				4	1	3	2	5	15		
90-95	7	60-65	13	1	4	3	2	5	15		
				0	1	3	2	1	7		
				4	4	3	2	5	18		
				4	4	3	2	5	18		
100-120	12	60-70	13	4	1	3	2	2	12		
				2	4	3	2	2	13		

Nas Tabelas 6.5 e 6.6, para o caso do talude Tintaya, mostram-se parâmetros como as condições hidráulicas geométricas construtivas das descontinuidades com superfícies polidas, com o preenchimento com uma espessura menor a 5mm e uma abertura variável de 1mm, porém com pouca ou sem presença da água nas juntas, o ajuste pela configuração das descontinuidades com referência a face to talude é de geometria paralela sendo desfavorável com probabilidade de acontecimento de um escorregamento. Também, as descontinuidades apresentam-se, em menor quantidade, superfícies ligeiramente rugosas e suavizadas. Também ocorrem descontinuidades com aberturas fechadas com paredes sem alteração.

Tabela 6.6 – RMR e GSI do talude Tintaya (depois da detonação).

Espaçamento	S [4]		Água [5]		Ajuste [6]	RMR <sub>89</sub>	GSI
	Peso Junta	Peso	Peso/Junta	Peso	Paralelo	[1]+[2]+[3]+[4]+[5]-[6]	
S1	10	15	15	15	5	57	52
S4	15		15				
S4	15		15				
S4	15		15				
S1	8	10	15	15	5	54	49
S4	15		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S4	15	15	15	15	5	64	59
S4	15		15				
S4	15		15				
S4	10		15				
S5	10		15				
S4	15	10	15	15	5	52	47
S2	10		15				
S4	15		15				
S4	10		10				
S5	10		15				
S4	15	10	15	15	5	52	47
S4	15		15				
S4	15		15				
S4	10		10				
S1	8	8	15	15	5	46	41
S2	8		15				
S3	8		10				
S4	8		15				
S1	8	8	15	15	5	49	44
S2	8		15				
S3	8		15				
S4	10		15				
S1	10	8	15	15	5	40	35
S2	8		15				
S3	8		15				
S4	8		15				
S4	15	15	15	15	5	54	49
S4	15		15				
S4	15		15				
S4	8		15				
S1	8	10	15	15	5	54	49
S2	10		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S1	10	10	15	15	5	55	50
S2	10		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S1	8	8	15	15	5	55	50
S2	8		15				

Tabela 6.7 – Classificação geomecânica de Chabuca (depois da detonação).

Talude	Rocha	Resistência [1]		RQD [2]		Condição das Descontinuidades - Pesos [4]					
		UCS	Peso	RQD % Total	Peso	Persistência	Apertura	Rugosidade	Preenchimento	Alteração	Peso
						2	4	1	2	2	11
						4	1	1	2	2	10
						4	1	3	2	3	13
		85-90	7	65-70	13	1	4	1	2	2	10
						1	4	1	2	2	10
						2	4	1	4	2	13
		70-75	7	45-50	8	2	1	1	2	6	12
						4	1	1	2	6	14
						4	4	1	2	6	17
		90-100	7	51	13	1	4	1	2	6	14
						2	1	1	2	6	12
						1	1	1	2	6	11
						4	4	1	2	6	17
		90-100	7	49	8	1	1	1	2	6	11
						2	1	1	2	6	12
		100-110	12	55-60	13	1	4	1	2	6	14
						2	4	1	2	6	15
						2	4	1	2	6	15
		90-95	7	55-65	13	1	1	1	2	6	11
						1	4	1	2	6	14
						4	4	1	2	6	17
		90-95	7	51	13	1	1	1	2	6	11
						1	4	1	2	6	14
						1	1	1	2	5	10
						4	4	1	2	6	17
		90-100	7	50-55	13	1	4	1	2	6	14
						1	4	1	2	6	14
						4	4	1	2	6	17
		65-70	7	38-43	8	2	4	1	2	6	15
						2	1	1	2	6	12
						4	1	1	2	6	14
						2	1	1	2	6	12
		80-85	7	70-80	17	2	4	1	2	6	15
						2	4	1	2	6	15
						4	4	1	2	6	17
						4	4	1	2	6	17
		85-90	7	45-50	8	4	4	1	2	6	17
						2	4	1	2	6	15
						4	4	1	2	6	17
						4	4	3	2	6	19
		70-75	7	35-40	8	1	4	1	2	6	14
						4	4	3	2	6	19
						4	4	1	2	6	17
						1	1	1	2	6	11
		85-90	7	50-55	13	1	4	1	2	5	13
						2	4	3	2	3	14
						4	4	1	2	3	14
						4	4	1	2	3	14
		85-90	7	50-55	13	2	4	1	2	0	9
						2	4	1	2	2	11

Nas Tabelas 6.7 e 6.8, para o caso do talude Chabuca, mostram-se parâmetros como a litologia que é também de monzonito, a resistência à compressão uniaxial com valores variáveis entre 65 MPa e 120 MPa com um valor médio de 93 MPa, também se mostra o RQD com valores entre 48% e 75%, com espaçamentos entre 20 cm-60 cm e GSI medio de 47 e desvio padrão de 6.2. Mostram-se parâmetros como a condição das descontinuidades com superfícies polidas, com o preenchimento com uma espessura também menor a 1 mm e uma abertura e entre 1 mm, porem sem presença da água nas juntas.



Tabela 6.8 – RMR e GSI do talude Chabuca (depois da detonação).

S [3]			Água [5]		Ajuste [6]	RMR <sub>89</sub>	GSI
Espaçamento	Peso Junta	Peso	Peso/Junta	Peso	Paralelo	[1]+[2]+[3]+[4]+[5]-[6]	
S3	10		15				
S4	8		15				
S5	8		15				
S1	8	8	15	15	5	48	43
S2	10		15				
S3	8		15				
S1	8	8	15	15	5	45	40
S2	8		15				
S3	8		15				
S1	8	15	15	15	5	59	54
S2	8		15				
S4	15		15				
S4	15		15				
S1	10	10	15	15	5	46	41
S2	10		15				
S1	8	8	15	15		62	57
S2	8		15				
S3	10		15				
S1	8	8	15	15		54	49
S2	8		15				
S3	8		15				
S4	15	15	15	15	5	56	51
S4	15		15				
S4	15		15				
S4	10		15				
S1	10	10	15	15		59	54
S2	8		15				
S3	10		15				
S1	8	8	15	15	5	48	43
S2	8		15				
S3	8		15				
S4	8		15				
S4	15	10	15	15	5	59	54
S4	15		15				
S4	15		15				
S4	10		15				
S1	8	8	15	15	5	50	45
S2	8		15				
S3	8		15				
S4	10		15				
S1	8	8	10	10	5	42	37
S2	8		10				
S3	8		15				
S4	8		10				
S1	8	8	15	15	5	51	46
S2	8		15				
S3	8		15				
S4	10		15				
S1	8	8	15	15	5	47	42
S2	8		10				

O ajuste pela configuração das descontinuidades com referência a face to talude é de geometria paralela sendo desfavorável. As descontinuidades apresentam-se, em menor quantidade, superfícies ligeiramente suavizadas, com aberturas menores a 1mm não alteradas.

### 6.1.3 Classificação Geomecânica Final

No talude Tintaya, ao final da escavação, registrou-se a classificação geomecânica valores de RMR entre 37 e 54 com um valor médio de 45 indicando um maciço rochoso de classe II-III.

Tabela 6.9 – Classificação geomecânica de Tintaya (final da escavação a fogo).

Talude	Rocha	Resistência [1]		RQD [2]		Condição das Descontinuidades - Pesos [3]					
		UCS	Peso	RQD % Total	Peso	Persistência	Apertura	Rugosidade	Preenchimento	Alteração	Peso
Tintaya	Monzonito	90-95	7	60-70	13	2	4	1	2	3	12
						2	4	1	2	3	12
						1	1	1	2	1	6
						4	1	1	2	1	9
		90-95	7	70-75	13	2	1	1	2	1	7
						2	1	1	2	1	7
						4	1	1	2	1	9
						1	1	1	2	1	6
		100-110	12	60-70	13	2	1	1	2	5	11
						1	1	1	2	3	8
						4	1	1	2	3	11
						2	1	1	2	3	9
						1	1	1	2	3	8
		90-95	7	55-60	13	2	1	1	2	3	9
						2	1	1	2	3	9
						4	1	1	2	3	11
						4	1	1	2	3	11
						1	1	1	2	3	8
		90-95	7	60-70	13	2	1	1	2	3	9
						4	4	1	2	3	14
						4	1	1	2	3	11
						1	1	1	2	3	8
		85-90	7	45-50	8	4	1	1	2	5	13
						2	4	1	2	2	11
						2	4	1	2	3	12
						2	4	3	2	3	14
		70	7	48	8	2	4	3	2	3	14
						2	4	1	2	3	12
						2	4	1	2	3	12
						2	4	1	2	3	12
		65	7	50	8	0	1	1	2	3	7
						2	1	1	2	3	9
						2	1	1	2	3	9
						4	1	1	2	3	11
		82	7	47	8	2	4	1	2	5	14
						2	1	1	2	5	11
						4	1	1	2	3	11
						2	4	1	2	3	12
		90	7	60	13	2	4	1	2	3	12
						2	4	1	2	3	12
				1	1	1	2	3	8		
				4	1	3	2	3	13		
90-95	7	60-65	13	1	4	3	2	3	13		
				0	1	3	2	3	9		
				4	4	3	2	3	16		
				4	4	3	2	3	16		
100-110	12	60-70	13	4	1	3	2	3	13		
				2	4	3	2	2	13		

O maciço rochoso qualidade ruim - regular com uma coesão aproximada entre 100kPa – 300kPa e um ângulo de atrito 15° e 35°, o GSI reporto valores entre 32 a 49 com um valor medio de 40 e um desvio padrão de 5.4.

Tabela 6.10 – RMR e GSI do talude Tintaya (final da escavação a fogo).

S [4]		Agua [5]		Ajuste [6]	RMR <sub>89</sub>	GSI	
Espaçamento	Peso Junta	Peso	Peso/Junta	Peso	Paralelo		[1]+[2]+[3]+[4]+[5]-[6]
S1	10	15	15	15	5	57	52
S4	10		15				
S4	10		15				
S4	10		15				
S1	10	10	15	15	5	50	45
S4	10		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S4	10	10	15	15	5	59	54
S4	15		15				
S2	15		15				
S2	10		15				
S2	10		15				
S2	10	10	15	15	5	52	47
S2	10		15				
S4	15		15				
S4	10		10				
S5	10		15				
S4	10	10	15	15	5	52	47
S4	10		15				
S4	10		15				
S4	10		10				
S1	8	8	15	15	5	46	41
S2	8		15				
S3	8		10				
S4	8		15				
S1	10	10	15	15	5	49	44
S2	10		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S1	10	10	15	15	5	42	37
S2	10		15				
S3	8		15				
S4	8		15				
S4	15	15	15	15	5	54	49
S4	15		15				
S4	15		15				
S4	8		15				
S1	8	10	15	15	5	52	47
S2	10		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S1	10	10	15	15	5	53	48
S2	10		15				
S3	10		15				
S4	10		15				
S1	8	8	15	15	5	56	51
S2	8		15				

Segundo a classificação do RMR de Bieniewski (1989) o maciço rochoso comparado com os resultados do item anterior encontrasse na mesma classe de resistência, porem pode-se dizer que reportou na pontuação do RMR e do GSI com uma leve diminuição devido ao decrescimento da valoração do espaçamento e a condição das paredes das descontinuidades, particularmente a abertura, a rugosidade e a alteração das paredes ou do preenchimento.

Tabela 6.11 – Classificação geomecânica de Chabuca (final da escavação a fogo).

Talude	Rocha	Resistência [1]		RQD [2]		Condição das Descontinuidades - Pesos [4]					
		UCS	Peso	RQD % Total	Peso	Persistência	Abertura	Rugosidade	Preenchimento	Alteração	Peso
						2	4	1	2	3	12
						4	1	1	2	3	11
						4	1	3	2	3	13
		85-90	7	65-70	13	1	1	1	2	2	7
						1	1	1	2	2	7
						2	1	1	4	2	10
		70-75	7	45-50	8	2	1	1	2	3	9
						4	1	1	2	3	11
						4	4	1	2	3	14
		90-100	7	51	13	1	4	1	2	3	11
						2	1	1	2	3	9
						1	1	1	2	3	8
						4	4	1	2	3	14
		90-100	7	49	8	1	1	1	2	3	8
						2	1	1	2	3	9
		100-110	12	55-60	13	1	4	1	2	3	11
						2	4	1	2	6	15
						2	4	1	2	6	15
		90-95	7	55-65	13	1	1	1	2	6	11
						1	4	1	2	3	11
						4	4	1	2	3	14
		90-95	7	51	13	1	1	1	2	3	8
						1	1	1	2	3	8
						1	1	1	2	3	8
						4	1	1	2	3	11
		90-100	7	50-55	13	1	1	1	2	3	8
						1	1	1	2	3	8
						4	1	1	2	3	11
		65-70	7	38-43	8	2	1	1	2	3	9
						2	1	1	2	3	9
						4	1	1	2	3	11
						2	1	1	2	3	9
		80-85	7	70-80	17	2	1	1	2	6	12
						2	1	1	2	3	9
						4	1	1	2	3	11
						4	4	1	2	3	14
		85-90	7	45-50	8	4	4	1	2	3	14
						2	4	1	2	5	14
						4	4	1	2	5	16
						4	4	3	2	5	18
		70-75	7	35-40	8	1	4	1	2	5	13
						4	4	3	2	5	18
						4	4	1	2	5	16
						1	1	1	2	5	10
		85-90	7	50-55	13	1	4	1	2	5	13
						2	4	3	2	3	14
						4	4	1	2	3	14
						4	4	1	2	3	14
		85-90	7	50-55	13	2	4	1	2	3	12
						2	4	1	2	2	11

Tabela 6.12 – RMR e GSI do talude Chabuca (final da escavação a fogo).

S [3]			Água [5]		Ajuste [6]	RMR <sub>89</sub>	GSI
Espaçamento	Peso Junta	Peso	Peso/Junta	Peso	Paralelo	[1]+[2]+[3]+[4]+[5]-[6]	
S3	10		15				
S4	8		15				
S5	8		15				
S1	8	8	15	15	5	48	43
S2	10		15				
S3	10		15				
S1	10	10	15	15	5	44	39
S2	10		15				
S3	10		15				
S1	10	10	15	15	5	51	46
S2	10		15				
S4	15		15				
S4	15		15				
S1	10	10	15	15	5	43	38
S2	10		15				
S1	8	8	15	15		59	54
S2	8		15				
S3	10		15				
S1	8	8	15	15		54	49
S2	8		15				
S3	8		15				
S4	8	8	15	15	5	46	41
S4	8		15				
S4	8		15				
S4	8		15				
S1	10	10	15	15		56	51
S2	8		15				
S3	10		15				
S1	10	8	15	15	5	45	40
S2	8		15				
S3	8		15				
S4	8		15				
S4	8	8	15	15	5	57	52
S4	8		15				
S4	8		15				
S4	10		15				
S1	8	8	15	15	5	47	42
S2	8		15				
S3	8		15				
S4	10		15				
S1	8	8	10	10	5	41	36
S2	8		10				
S3	8		15				
S4	8		10				
S1	8	8	15	15	5	51	46
S2	8		15				
S3	8		15				
S4	10		15				
S1	8	8	15	15	5	50	45
S2	8		10				

Na Tabela 6.9, para o caso do talude Tintaya ao final da escavação, a resistência à compressão uniaxial os valores são variáveis entre 85 MPa e 110 MPa com um valor médio de 97 MPa, também se mostra que o RQD atinge valores entre 45% e 70%, com espaçamentos menos variáveis com valores entre 6 cm – 60 cm.

Nas Tabelas 6.9 e 6.10, para o caso do talude Tintaya, mostra uma espessura do preenchimento menor a 5 mm e uma abertura variável entre 1-5 mm, porém com pouca ou sem presença da água nas juntas. Também, as descontinuidades menores apresentam-se, em menor quantidade, superfícies ligeiramente rugosas e suavizadas, ocorrendo descontinuidades com aberturas fechadas com paredes sem alteração.

Nas Tabelas 6.11 e 6.12, para o caso do talude Chabuca, mostram-se parâmetros como a litologia de monzonito (RMR=41-59), a resistência à compressão uniaxial com valores variáveis entre 65 MPa e 120 MPa com um valor médio de 93 MPa, o RQD com valores entre 48% e 75%, com espaçamentos entre 20-60 cm e um GSI médio de 44 e um desvio padrão de 5.3. Mostram-se parâmetros como a condição das descontinuidades com superfícies polidas, com o preenchimento com uma espessura também menor a 5 mm e uma abertura e entre 1-5 mm, porém sem presença da água nas juntas.

O ajuste pela configuração das descontinuidades com referência a face do talude é de geometria paralela sendo desfavorável. As descontinuidades singulares menores apresentam-se, em menor quantidade, superfícies ligeiramente suavizadas.

Do mostrado neste item pode-se dizer que no maciço rochoso avaliado, onde ambos taludes encontram-se escavados, o seguinte: a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta se incrementa levemente (65-110 MPa à 70-120 MPa), já que diminui ao grau de alteração das paredes do talude, por outro lado, o RQD, a persistência, a presença d'água, o preenchimento das descontinuidades e a orientação das descontinuidades com respeito à face do talude não variam significativamente com a escavação a fogo.

Pelo efeito da remoção a grande escala, outras características geométricas das descontinuidades variam com a escavação a fogo das bancadas inferiores a construir, fornecendo de maior resistência ao maciço rochoso imediatamente (GSI=35-47 a GSI=37-44) para logo diminuir subitamente ao longo do tempo.

A condição das paredes das descontinuidades, pontualmente a abertura vai mudando os valores progressivamente conforme os pesos propostos pelo RMR<sub>89</sub>, 1-4 (1 mm - 5mm), 4 (1 mm) e 1 (1 mm – 5 mm) assim observando descontinuidades com paredes fechadas que

progressivamente tendem a abrir; a rugosidade tem uma mudança quase imperceptível variando entre superfície levemente polida e suave; a alteração varia conforme as paredes das descontinuidades não tem contato com a água (moderada a levemente alterada); finalmente como pode ser concluído no capítulo anterior ocorre a extensão das fissuras ou descontinuidades na face do talude, respaldado pelo aumento e posterior diminuição do espaçamento com valores de 8 (6-20 cm), 10 (20-60 cm) e novamente de 6-60 cm. Estes fatos são gerados principalmente pela redistribuição das tensões no processo evolutivo da cava onde os taludes ganham altura.

## 6.2 PROPOSTA PARA A ESTIMATIVA DO FATOR DE PERTURBAÇÃO $D_{TINTAYA}$

A partir do conceito de que o fator de perturbação D é o dano induzido ao maciço rochoso durante o processo evolutivo de escavação a fogo e construção mecânica de taludes em mineração (Figura 6.3) é proposto o fator D para a mineração Tintaya ( $D_{TINTAYA}$ ) com base na informação coletada e analisada no item passado (Figura 6.4) onde é observada que de forma geral o GSI varia entre 39 a 62, onde também se pode observar a relação existente na informação coletada no campo.

Assim são propostos, com base nas Tabelas 6.1 a 6.12 e observando a não dependência do GSI com aspectos geomecânicos, como o espaçamento, medidos em campo (Figura 6.4), três condições do índice de resistência geológico: (i) inicial, o valor antes da detonação – GSI(i); (ii) o valor depois de executar o plano a fogo – GSI(d); e (iii) o GSI final: depois da escavação mecânica da bancada – GSI(f).

Relacionando estes valores pode-se estimar ou calcular, por meio da formulação proposta apresentada a continuação, de forma direta o fator D para Tintaya, assim evitando assumir os valores de tabelas da literatura (somente 0, 0.7 ou 1.0) ou simplesmente fazer análises tentativas ( $D=0$  a 1) com este parâmetro influente no critério de ruptura de Hoek & Brown (Hoek et al., 2002). Esta equação segue a lógica que D expressa em quanto a perda da resistência produzida pela remoção evolutiva de material proposta por Hoek et al. (2002) no processo de aprofundização de cavas de mineração ao longo do tempo.

$$D_{TINTAYA} = \frac{GSI(i)}{\left[ \frac{GSI(d) + GSI(f)}{2} \right]} \quad (6.1)$$

Com a expressão anterior, foram calculados os valores do fator D para cada uma das seções avaliadas no maciço rochoso estudado para ambos taludes (Tabela 6.13). Os valores do fator de perturbação pela escavação a fogo para o Talude Tintaya variam entre 0.96 e 1.15 e para o Talude Chabuca variam entre 0.93 e 1.13, indicando assim diferentes níveis de dano.

Segundo Hoek et al. (2002), os taludes aqui estudados seriam bancadas rochosas afetadas significativamente pela alta produção mediante o uso de explosivos associada à escavação rápida e pela redistribuição de tensões ao remover grandes quantidades de material conformando taludes altos de mineração, já que todos os valores estimados são próximos a  $D=1.0$ .

Tabela 6.13 – Fatores de perturbação propostos ( $D_{TINTAYA}$ ).

	<b>RMR<sub>89</sub></b>	<b>GSI (i)</b>	<b>RMR<sub>89</sub></b>	<b>GSI (d)</b>	<b>RMR<sub>89</sub></b>	<b>GSI (f)</b>	<b>D<sub>TINTAYA</sub></b>
Tintaya	50	45	57	52	57	27	1.15
	50	45	54	49	47	45	0.96
	55	50	64	59	56	41	1.00
	50	45	52	47	49	41	1.02
	50	45	52	47	49	41	1.02
	45	40	46	41	46	33	1.08
	53	48	49	44	49	50	1.02
	43	38	40	35	42	35	1.08
	55	50	54	49	54	45	1.06
	60	55	54	49	52	64	0.97
	53	48	55	50	53	42	1.05
	56	51	55	50	56	44	1.08
Chabuca	<b>RMR<sub>89</sub></b>	<b>GSI (i)</b>	<b>RMR<sub>89</sub></b>	<b>GSI (d)</b>	<b>RMR<sub>89</sub></b>	<b>GSI (f)</b>	<b>D<sub>TINTAYA</sub></b>
	52	47	48	43	45	55	0.95
	44	39	45	40	44	34	1.06
	51	46	59	54	51	39	0.99
	49	44	46	41	43	51	0.96
	57	52	62	57	59	41	1.06
	49	44	54	49	54	29	1.13
	49	44	56	51	46	44	0.93
	54	49	59	54	53	44	1.00
	42	37	48	43	42	32	0.99
	55	50	59	54	54	45	1.01
	48	43	50	45	47	39	1.02
	39	34	42	37	41	26	1.08
	52	47	51	46	51	43	1.06
54	49	47	42	50	51	1.06	





Figura 6.3 – Processo evolutivo de construção de taludes (a) bancadas antes da escavação (b) plano a fogo (c) detonação (d) escavação mecânica (e) dano ao talude.

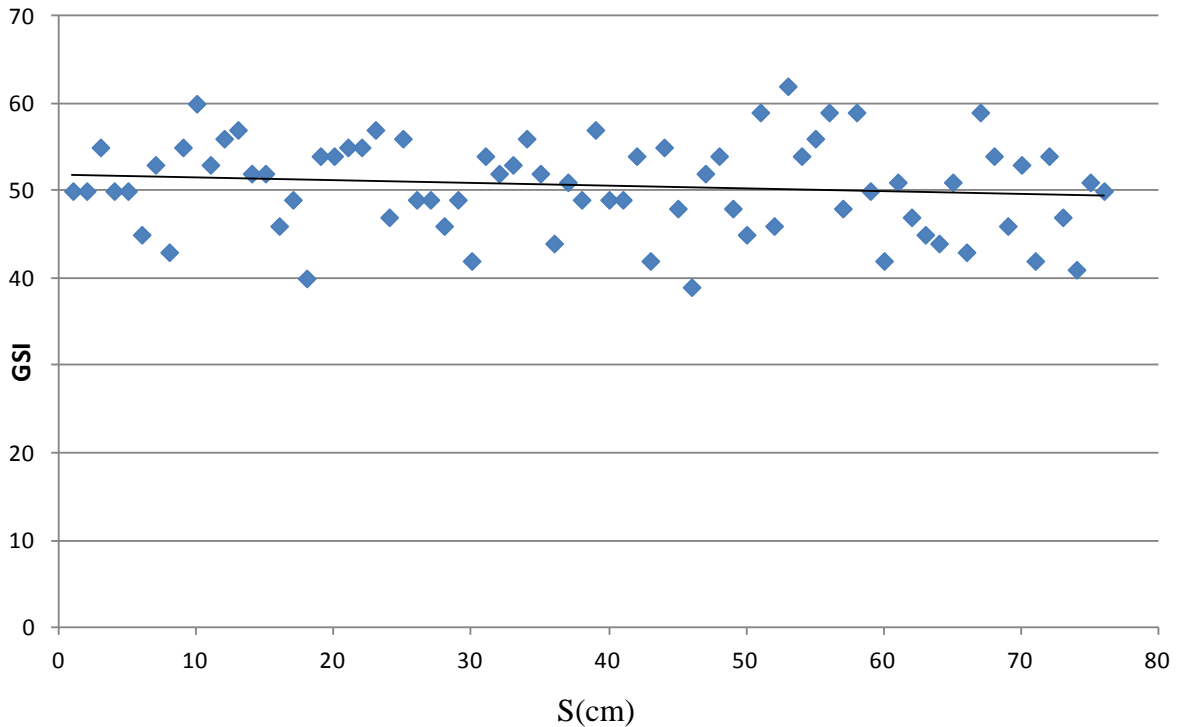


Figura 6.4 – GSI do maciço rochoso estudado e espaçamento sem dependencia direta e com variabilidade natural.

### 6.3 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DO MACIÇO

A partir do critério de resistência de Hoek & Brown Edição 2002 (Hoek et al., 2002) e fazendo uso do programa RocLab (Rocscience, 2004a) foram estimados, os parâmetros de resistência dos maciços rochosos em termos de Mohr Coulomb.

As variáveis usadas são aquelas encontradas nos itens e nos capítulos anteriores no caso das agrupações de dados coletados em campo para a estimativa da resistência. Para o caso do cálculo dos módulos de deformabilidade, por exemplo, foram utilizados os valores médios do GSI, da resistência à compressão uniaxial, do  $m_i$  (Richards & Read, 2011) e assumindo, para ambos casos, o valor da perturbação dos taludes definido no item anterior ( $D_{TINTAYA}$ ) com uma densidade de aproximadamente de  $2.6 \text{ t/m}^3$  definindo valores de  $m_b$ ,  $s$  e  $a$ .

Obtendo-se assim valores de coesão e de ângulo de atrito equivalentes e o módulo de deformabilidade para o maciço rochoso a partir do critério de ruptura anteriormente mencionado, associado às envoltórias de resistência para cada agrupação de dados nas condições inicial e final da escavação a fogo para a análise. Ao mesmo tempo, foram

calculados também módulos de deformabilidade, a partir da classificação geomecânica e dos ensaios geofísicos, com diferentes propostas derivadas da literatura técnica.

### 6.3.1 Resistência da Rocha Intacta e do Maciço Rochoso

Na Tabela 6.14 mostram-se os parâmetros do critério de ruptura de Hoek & Brown Edição 2002 (Hoek et al., 2002) para o maciço rochoso estudado nos taludes Tintaya (S1-S12) e Chabuca (S1-S14) para cada uma das seções que representam a uma agrupação de dados provenientes principalmente da classificação geomecânica.

Tabela 6.14 – Parâmetros do critério de ruptura de Hoek & Brown 2002 para o maciço rochoso estudado.

		Parâmetros Hoek & Brown 2002 (Hoek et al., 2002)						
	Secção	$\sigma_c$ (MPa)	GSI(i)	GSI(f)	$m_i$	$D_{TINTAYA}$	$\gamma$ (MN/m <sup>3</sup> )	Ei (GPa)
Tintaya	S1	157.1	45	52	18.44	1.15	0.026	29.92
	S2	164.0	45	42	18.44	0.96	0.026	29.92
	S3	214.3	50	51	23.59	1.00	0.026	29.92
	S4	161.8	45	44	23.59	1.02	0.026	29.92
	S5	132.6	45	44	22.00	1.02	0.026	29.92
	S6	141.4	40	41	22.00	1.08	0.026	29.92
	S7	71.8	48	44	30.49	1.02	0.026	29.92
	S8	65.1	38	37	30.49	1.08	0.026	29.92
	S9	214.3	50	49	30.49	1.06	0.026	29.92
	S10	161.8	55	47	29.27	0.97	0.026	29.92
	S11	132.6	48	46	29.27	1.05	0.026	29.92
	S12	141.4	51	50	29.27	1.08	0.026	29.92
Chabuca	S1	78.0	47	40	32.93	0.95	0.026	10.72
	S2	89.6	39	38	32.93	1.06	0.026	10.72
	S3	88.3	46	45	32.93	0.99	0.026	10.72
	S4	97.1	44	38	20.94	0.96	0.026	10.72
	S5	114.6	52	54	20.94	1.06	0.026	10.72
	S6	65.5	44	49	20.94	1.13	0.026	10.72
	S7	127.5	44	41	41.04	0.93	0.026	10.72
	S8	110.8	49	48	41.04	1.00	0.026	10.72
	S9	122.9	37	36	41.04	0.99	0.026	10.72
	S10	88.3	50	49	41.04	1.01	0.026	10.72
	S11	97.1	43	42	15.75	1.02	0.026	10.72
	S12	114.6	34	36	15.08	1.08	0.026	10.72
	S13	65.5	47	46	15.08	1.06	0.026	10.72
	S14	127.5	49	45	15.08	1.06	0.026	10.72

Para o caso da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, os dados não provieram do levantamento geomecânico utilizando métodos indiretos como o martelo de Schmidt ou o ensaio de carregamento puntiforme, sendo os dados apresentados da Tabela 6.14 os ensaios próprios do ensaio de compressão uniaxial da rocha intacta apresentada na Tabela 5.4.

Obtendo-se maiores valores no talude Tintaya com  $\sigma_c=65.14-214.34\text{MPa}$  e no talude Chabuca  $\sigma_c=65.54-127.46\text{MPa}$ , é importante mencionar que nos testemunhos rochosos ensaiados não se tinha estruturas e apresentavam faces sem alteração, cumprindo a relação  $L=2D$  (ISRM, 1981). Os dados supramencionados têm uma relação direta com os resultados dos ensaios de propagação de ondas da Tabela 5.8 onde se observa uma menor resistividade nos testemunhos rochosos do talude Tintaya ( $V_p=5330$  m/s) e menor condutividade sísmica das amostras do talude Chabuca ( $V_p=3190$  m/s). Os valores apresentados do módulo de deformabilidade da rocha intacta são explicados no próximo item.

São apresentados dois dados do índice de resistência geológica, diferenciando o GSI(i) e o GSI(f) estimados nas Tabelas 6.1 a 6.12, sendo principalmente a diminuição entre estes valores o incremento da abertura das descontinuidades e a diminuição do espaçamento dos sistemas de juntas; por outro lado, também se observa o incremento dos valores de GSI originado principalmente pelo incremento dos valores da resistência à compressão uniaxial, quase a alteração nula e o incremento da rugosidade das paredes das descontinuidades.

Tabela 6.15 – Parâmetros de resistência do maciço rochoso para a condição inicial.

Critério Hoek & Brown 2002 (Hoek et al., 2002)				Inicial: Antes da detonação			
Secção	$m_b$	s	a	c (MPa)	$\phi$ (°)	Erm (GPa)	
Tintaya	S1	0.559	0.0001	0.508	0.96	42.1	1.52
	S2	0.651	0.0001	0.508	1.03	43.7	1.60
	S3	0.663	0.0002	0.506	1.21	45.9	2.00
	S4	0.464	0.0001	0.508	0.92	40.8	1.52
	S5	0.433	0.0001	0.508	0.83	38.7	1.52
	S6	0.325	0.0001	0.511	0.75	36.6	1.25
	S7	0.743	0.0002	0.507	0.79	38.6	1.78
	S8	0.364	0.0005	0.513	0.56	31.6	1.10
	S9	0.857	0.0002	0.506	1.29	48.0	2.00
	S10	1.176	0.0006	0.504	1.33	48.4	2.69
	S11	0.713	0.0002	0.507	0.99	42.9	1.78
	S12	0.884	0.0003	0.505	1.12	45.2	2.12
Chabuca	S1	0.895	0.0002	0.507	0.87	40.7	1.82
	S2	0.422	0.0004	0.512	0.68	35.3	0.41
	S3	0.969	0.0001	0.505	0.96	41.4	0.80
	S4	0.384	0.0001	0.509	0.70	35.3	0.52
	S5	0.679	0.0003	0.505	0.96	41.4	0.80
	S6	0.384	0.0001	0.509	0.60	32.3	0.52
	S7	0.977	0.0001	0.509	1.05	45.1	0.57
	S8	1.074	0.0002	0.506	1.06	44.9	0.68
	S9	0.477	0.0002	0.517	0.72	38.6	0.38
	S10	1.154	0.0002	0.506	1.00	43.8	0.72
	S11	0.269	0.0001	0.509	0.62	32.3	0.49
	S12	0.135	0.0001	0.517	0.47	27.4	0.34
	S13	0.342	0.0001	0.507	0.59	31.4	0.60
	S14	0.392	0.0002	0.506	0.84	37.6	0.68

O valor da densidade de  $2.6t/m^3$  é a estimada mediante a caracterização geomecânica do item 5.2 do capítulo passado. Os valores do  $m_i$  provêm de ensaios triaxiais de corpos de prova apresentados nas Tabelas 5.5 e 5.6 realizados com o objetivo de evitar o uso de valores da literatura que são diferentes aos encontrados, além disso estão de acordo aos valores apresentados na pesquisa de Richards & Read (2011). Para o caso do Talude Tintaya o valor de  $m_i$  varia entre 18.44-30.49 (GSI=38-55) e no Talude Chabuca entre 15.08-41.04 (GSI=34-52). Os valores do fator de perturbação D são os provenientes da Tabela 6.13.

Tabela 6.16 – Parâmetros de resistência do maciço rochoso para a condição final.

	Critério Hoek & Brown 2002 (Hoek et al., 2002)			Final da escavação			
	Secção	$m_b$	s	a	c (MPa)	$\phi$ (°)	Erm (GPa)
Tintaya	S1	0.922	0.0003	0.505	1.19	46.3	2.24
	S2	0.530	0.0001	0.510	0.94	41.9	1.38
	S3	0.712	0.0003	0.505	1.25	46.5	2.12
	S4	0.432	0.0001	0.509	0.89	40.2	1.44
	S5	0.403	0.0001	0.509	0.81	38.1	1.44
	S6	0.303	0.0004	0.511	0.73	36.0	1.19
	S7	0.558	0.0001	0.509	0.71	36.1	1.44
	S8	0.339	0.0005	0.514	0.55	31.0	1.06
	S9	0.798	0.0002	0.506	1.25	47.4	1.88
	S10	0.664	0.0001	0.507	1.04	43.8	1.69
	S11	0.618	0.0001	0.508	0.94	41.7	1.60
	S12	0.823	0.0002	0.506	1.08	44.6	2.00
Chabuca	S1	0.556	0.0001	0.511	0.71	36.6	1.27
	S2	0.393	0.0005	0.513	0.65	34.8	0.39
	S3	0.648	0.0001	0.508	0.81	39.0	0.54
	S4	0.250	0.0005	0.513	0.58	31.5	0.39
	S5	0.783	0.0005	0.504	1.03	42.6	0.91
	S6	0.548	0.0002	0.506	0.70	35.3	0.68
	S7	0.799	0.0001	0.511	0.97	43.4	0.49
	S8	1.000	0.0002	0.507	1.03	44.4	0.64
	S9	0.757	0.0002	0.515	0.76	37.6	0.37
	S10	1.074	0.0002	0.506	0.97	43.2	0.68
	S11	0.250	0.0001	0.510	0.60	31.6	0.47
	S12	0.156	0.0002	0.515	0.51	28.7	0.36
	S13	0.319	0.0001	0.508	0.57	30.8	0.57
	S14	0.297	0.0001	0.508	0.73	35.2	0.54

Nas Tabelas 6.15 e 6.16 são apresentados os parâmetros de resistência do maciço rochoso para as condições inicial e final segundo a proposta de Hoek et al. (2002) que ajusta a envoltória não linear numa envoltória linear do critério de ruptura de Mohr-Coulomb para

estimar a coesão e o ângulo de atrito equivalentes. Assim, são calculados os valores para maciço rochoso de  $m_b$ ,  $s$  e  $a$ .

Para o talude Tintaya da condição inicial à final somente devido à escavação a fogo, a coesão varia de  $c=0.6-1.3$  MPa a  $c=0.5-1.2$  MPa com valores médios de 0.98MPa a 0.95MPa, o ângulo de atrito varia de  $\phi= 31.6^\circ-48.4^\circ$  a  $\phi=31.0^\circ-47.4^\circ$  com valores médios de  $41.9^\circ$  a  $41.1^\circ$ , o módulo de deformabilidade varia de  $E_{rm}=1.1-2.7$  GPa a  $E_{rm}=1.1-2.2$  GPa com valores médios de 1.7 GPa a 1.6 GPa. Observando que o parâmetro mais reduzido pela escavação a fogo é o módulo de deformabilidade do maciço rochoso com uma diminuição de 6.6% da condição inicial. A coesão sofreu uma redução de 3.6% e o ângulo de atrito praticamente não mudou significativamente o valor com uma diminuição de 1.7%.

Para o talude Chabuca da condição inicial à final somente devido à escavação a fogo, a coesão varia de  $c=0.5-1.1$ MPa a  $c=0.5-1.0$ MPa com um valor médio de 0.8MPa, o ângulo de atrito varia de  $\phi= 27.4^\circ-45.1^\circ$  a  $\phi=28.7^\circ-44.4^\circ$  com valores médios de  $37.7^\circ$  a  $36.8^\circ$ , o módulo de deformabilidade varia de  $E_{rm}=340.3-1815.3$ MPa a  $E_{rm}=364.7-1266.7$ MPa com valores médios de 665.6MPa a 592.7MPa. Observando que o parâmetro mais reduzido pela escavação a fogo é também o módulo de deformabilidade do maciço rochoso com uma diminuição de 11% da condição inicial. A coesão sofreu uma redução de 4.5% e o ângulo de atrito praticamente não mudou significativamente o valor com uma diminuição de 2.4%.

### **6.3.2 Deformabilidade da Rocha Intacta e do Maciço Rochoso**

Da caracterização geomecânica realizada em laboratório (Tabela 5.7) obteve-se valores de módulo de deformabilidade da rocha intacta para o Talude Tintaya  $E_i=13.8$ GPa com  $\nu=0.29$  e para o Talude Chabuca um  $E_i=13.7$ GPa com  $\nu=0.30$ . Com a finalidade de obter valores provenientes de módulo de deformabilidade ( $E_i$ ) a partir de ensaios dinâmicos com os dados mostrados na Tabela 5.8 se adotaram propostas para o cálculo com as metodologias de Sheriff (1972), Dourado (1984) e Dowding (1985) as quais se podem observar nas Tabelas 6.17 e 6.18.

Tabela 6.17 – Módulo de deformabilidade da rocha intacta.

	Densidade (T/m <sup>3</sup> )	Vs (m/s)	Vp (m/s)	G (MPa)	Ei (GPa)	Método
Tintaya	2.60	3997.60	5330.00	4.16	29.92	Sheriff (1972)
	2.60	1498.70	2595.80	5.84	14.60	Dourado (1984)
	2.60	-	5330.00	-	7.38	Dowding (1985)
Chabuca	2.60	2392.56	3190.00	1.49	10.72	Sheriff (1972)
	2.60	1043.10	1806.80	2.83	7.07	Dourado (1984)
	2.60	-	3190.00	-	2.49	Dowding (1985)

Tabela 6.18 – Módulo de deformabilidade do maciço rochoso.

	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	$\sigma_c$ (MPa)	GSI(i)	GSI(f)	D <sub>TINTAYA</sub>	Ei (GPa)	Erm (GPa) inicial	Erm (GPa) final	Método
Tintaya	2.60	146.53	47	45	1.15	29.92	11.22	10.00	Serafim & Pereira (1983)
	2.60	146.53	47	45	1.15	29.92	14.00	10.00	Bieniawski (1989)
	2.60	146.53	47	45	1.15	29.92	0.72	0.70	Grimstad & Barton (1993)
	2.60	146.53	47	45	1.15	29.92	10.19	9.08	Hoek (1998)
	2.60	146.53	47	45	1.15	29.92	14.06	12.50	Read et al. (1999)
	2.60	146.53	47	45	1.15	29.92	4.33	3.86	Hoek et al. (2002)
	2.60	146.53	47	45	1.15	29.92	1.36	1.24	Hoek & Diederichs (2006) (Ei)
Chabuca	2.60	146.53	47	45	1.15	29.92	2.43	2.03	Hoek & Diederichs (2006)
	2.60	99.08	45	43	1.13	10.72	10.00	8.91	Serafim & Pereira (1983)
	2.60	99.08	45	43	1.13	10.72	10.00	6.00	Bieniawski (1989)
	2.60	99.08	45	43	1.13	10.72	0.70	0.67	Grimstad & Barton (1993)
	2.60	99.08	45	43	1.13	10.72	7.46	6.65	Hoek (1998)
	2.60	99.08	45	43	1.13	10.72	12.50	11.06	Read et al. (1999)
	2.60	99.08	45	43	1.13	10.72	3.25	2.89	Hoek et al. (2002)
	2.60	99.08	45	43	1.13	10.72	0.46	0.42	Hoek & Diederichs (2006) (Ei)
	2.60	99.08	45	43	1.13	10.72	2.17	1.81	Hoek & Diederichs (2006)

Utilizando, as propostas de Serafim & Pereira (1983) (Equação 6.2), Bieniawski (1989) (Equação 6.3), Grimstad & Barton (1993) (Equação 6.4), Hoek (1998) (Equação 6.5), Read et al. (1999) (Equação 6.6), Hoek et al. (2002) (Equação 6.7) e Hoek & Diederichs (2006) (Equação 6.8 e 6.9) foi estimado o módulo de deformabilidade do maciço rochoso com diferentes métodos.

$$Erm = 10^{\left[ \frac{(RMR-10)}{40} \right]} \quad (6.2)$$

$$Erm = 2RMR - 100 \quad (6.3)$$

$$Erm = 25 \log Q \quad (6.4)$$

$$Erm = \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{100}\right)} 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad (6.5)$$

$$Erm = 0.1 \left(\frac{RMR}{10}\right)^3 \quad (6.6)$$

$$Erm = \left(1 - \left(\frac{D}{2}\right)\right) \sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{100}\right)} 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad (6.7)$$

$$Erm(MPa) = 100000 \left\{ \frac{\left(1 - \frac{D}{2}\right)}{1 + e^{\left[\frac{(75+25D-GSI)}{11}\right]}} \right\} \quad (6.8)$$

$$Erm = Ei \left\{ 0.02 + \frac{\left(1 - \frac{D}{2}\right)}{1 + e^{\left[\frac{(60+15D-GSI)}{11}\right]}} \right\} \quad (6.9)$$

Os valores apresentados na Tabela 6.18 do módulo de deformabilidade do maciço rochoso, da condição inicial a final, apresentam valores próximos entre as propostas de Serafim & Pereira (1983) e Hoek (1998). Assim também as propostas de Bieniawski (1989) e Read et al. (1999) (11.22-10.00 MPa) e as de Hoek & Diederichs (2006) com a Grimstad & Barton (1993). Com todas as propostas aproximadamente o módulo de deformabilidade é diminuído em aproximadamente 13.3% pela evolução da escavação a fogo e posteriormente ação mecânica.

Barton (2007) propõe a seguintes expressões para a estimativa do módulo de deformabilidade do maciço rochoso a partir de medições dinâmicas ( $E_{dyn}$ ) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) com o registro das velocidades de propagação das ondas P e S ( $V_p$  e  $V_s$ ).



Os resultados são mostrados na Tabela 6.19 que para o caso do talude Tintaya obteve-se 15.77 GPa e para o talude Chabuca 13.44 GPa, sendo estes valores muito semelhantes as propostas de Bieniawski (1989) e Read et al. (1999).

$$E_{dyn} = \rho V_s^2 \left[ \frac{3 \left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 4}{\left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1} \right] \quad (6.10)$$

$$\nu = \left[ \frac{\left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 2}{2 \left( \frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1} \right] \quad (6.11)$$

Tabela 6.19 – Módulo de deformabilidade dinâmico ( $E_{dyn}$ ) mediante a proposta de Barton (2007) com medidas de propagação de onda.

Talude	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	$V_s$ (km/s)	$V_p$ (km/s)	$E_{dyn}$ (GPa)	$\nu$ (-)
Tintaya	2.60	1.52	2.88	15.77	0.25
Chabuca	2.60	1.41	2.65	13.44	0.25

### 6.3.3 Envoltórias de Ruptura

A partir das seções da classificação geomecânica apresentadas nas Tabelas 6.1 a 6.12 as quais são o resultado da agrupação de dados do RMR e com a análise realizada no item anterior foram geradas envoltórias de resistência para cada uma das 12 seções no Talude Tintaya e das 14 seções no talude Chabuca.

Na Figura 6.5, pode-se observar as envoltórias correspondentes as seções S1-S6 do Talude Tintaya. Onde se destaca a S1 e a S2, já que as demais praticamente contam com a mesma envoltória de ruptura com uma baixa variação.

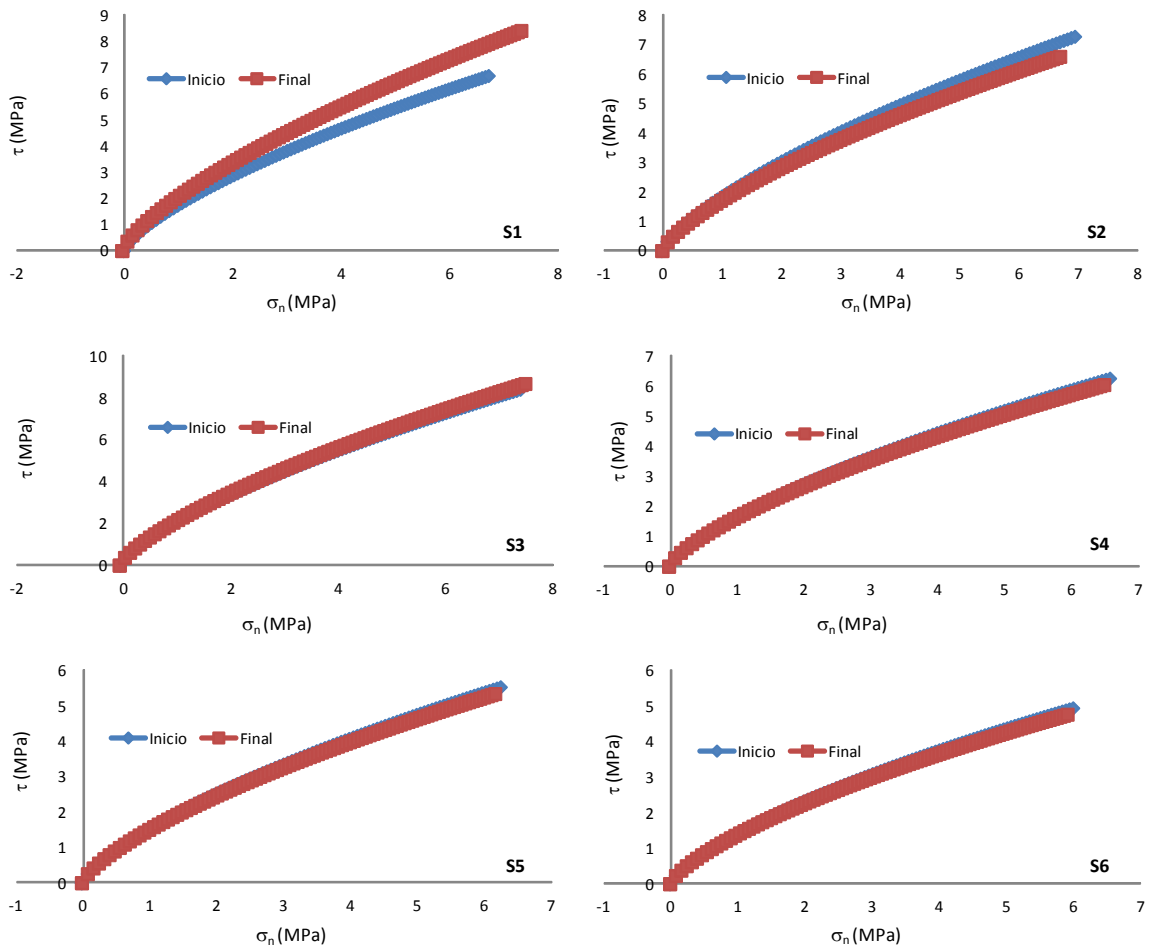


Figura 6.5 – Envoltórias de ruptura para o talude Tintaya: S1, S2, S3, S4, S5 e S6.

A envoltória de S1, para a condição final, atinge maiores valores de resistência ao cisalhamento que na condição inicial, isto principalmente pelo incremento do GSI de uma condição a outra, induzido pelo aumento da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta e diminuição da alteração. Na envoltória de S2, a condição inicial é ligeiramente maior nos valores da resistência ao cisalhamento que na condição final, isto associado ao incremento no espaçamento das discontinuidades do talude remanescente depois da escavação.

Na Figura 6.6, pode-se observar as envoltórias correspondentes às seções S7-S12 do Talude Tintaya. Onde se destacam as seções S7, S10 e a S11, já que as demais praticamente contam com a mesma envoltória de ruptura com uma baixa variação (S8 e S9).

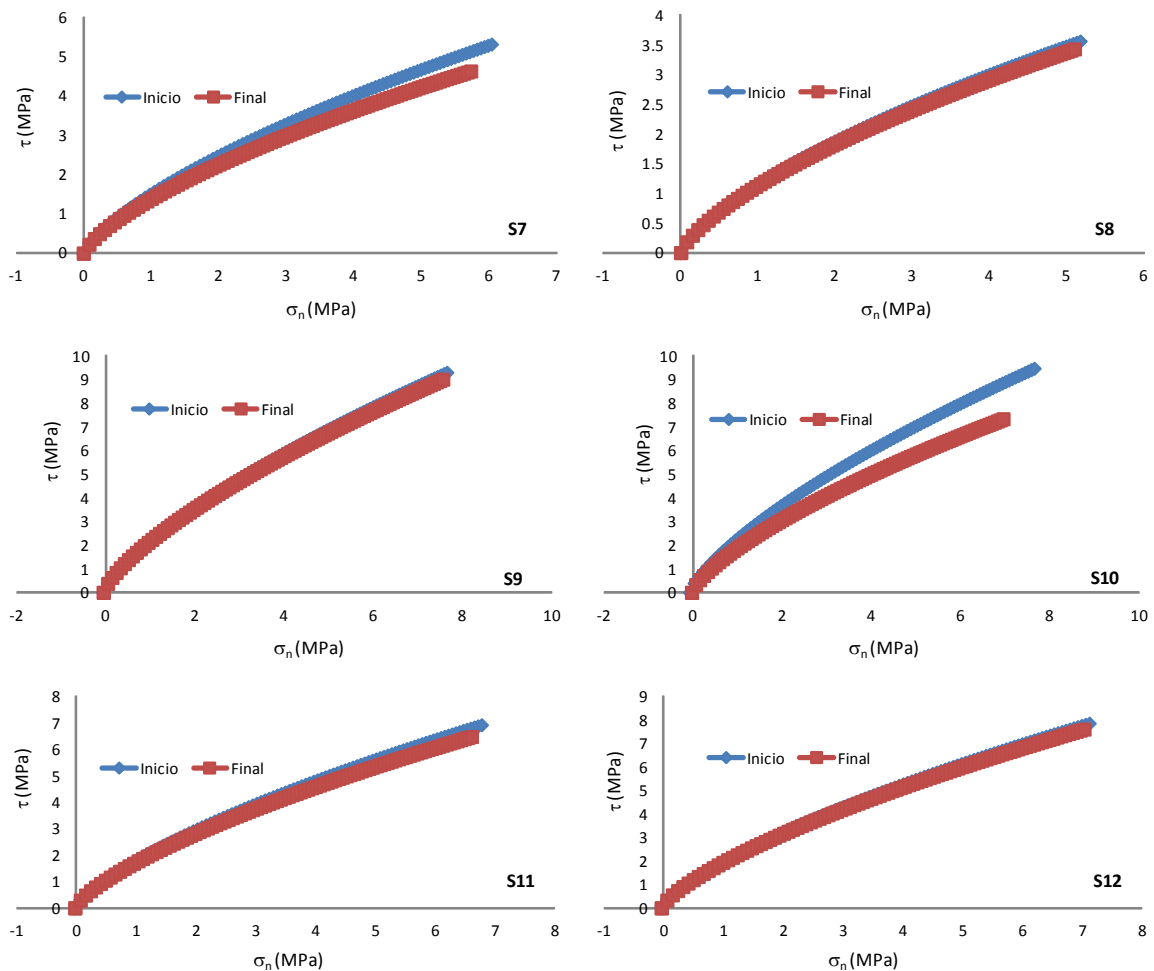


Figura 6.6 – Envoltórias de ruptura para o talude Tintaya: S7, S8, S9, S10, S11 e S12.

Nas envoltórias de S7 e S11, a condição inicial é ligeiramente maior nos valores da resistência ao cisalhamento que na condição final, isto associado ao incremento no espaçamento das descontinuidades do talude remanescente depois da escavação. O mesmo acontece na seção S10, porém com uma maior magnitude já que a abertura é maior na condição final, sem modificação importante na rugosidade e alteração das paredes das descontinuidades, já que isto é induzido pela detonação.

Na Figura 6.7 e Figura 6.8, podem-se observar as envoltórias correspondentes as seções S1-S7 do Talude Chabuca. Onde se destacam as seções S1, S4, S6 e S7, já que as demais praticamente contam com a mesma envoltória de ruptura com uma baixa variação da condição inicial à final (S2, S3 e S5).

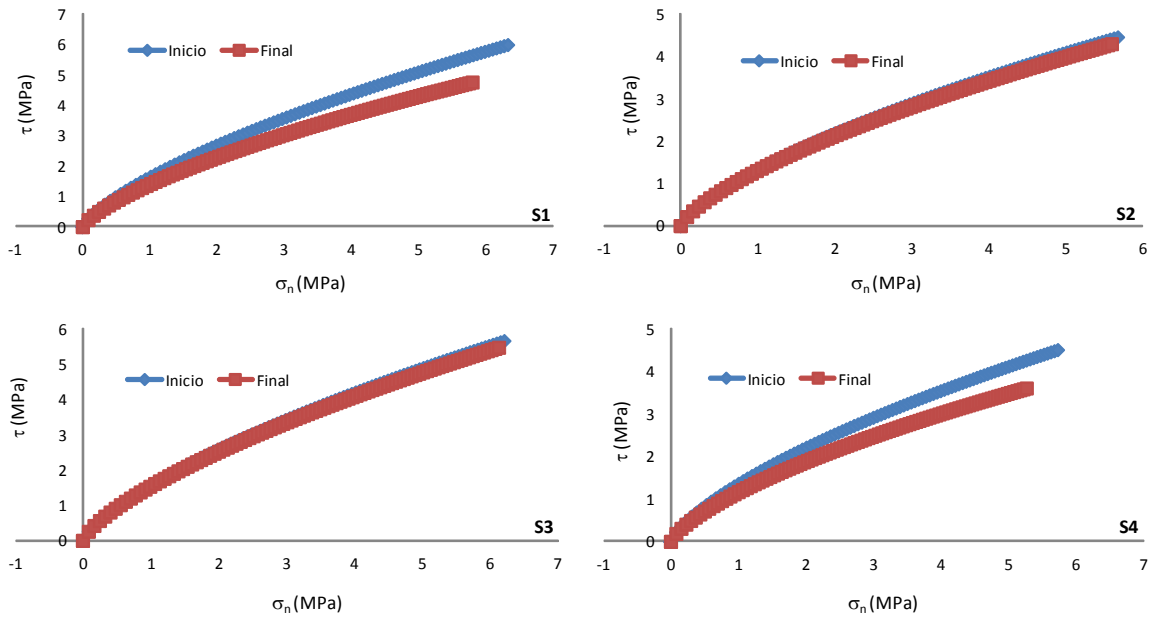


Figura 6.7 – Envoltórias de ruptura para o talude Chabuca: S1, S2, S3 e S4.

Nas envoltórias de S1 e S4, a condição inicial é maior nos valores da resistência ao cisalhamento que na condição final, isto associado ao incremento no espaçamento das descontinuidades do talude remanescente depois da escavação. O mesmo acontece com a envolvente de resistência da S7 porem com uma menor magnitude.

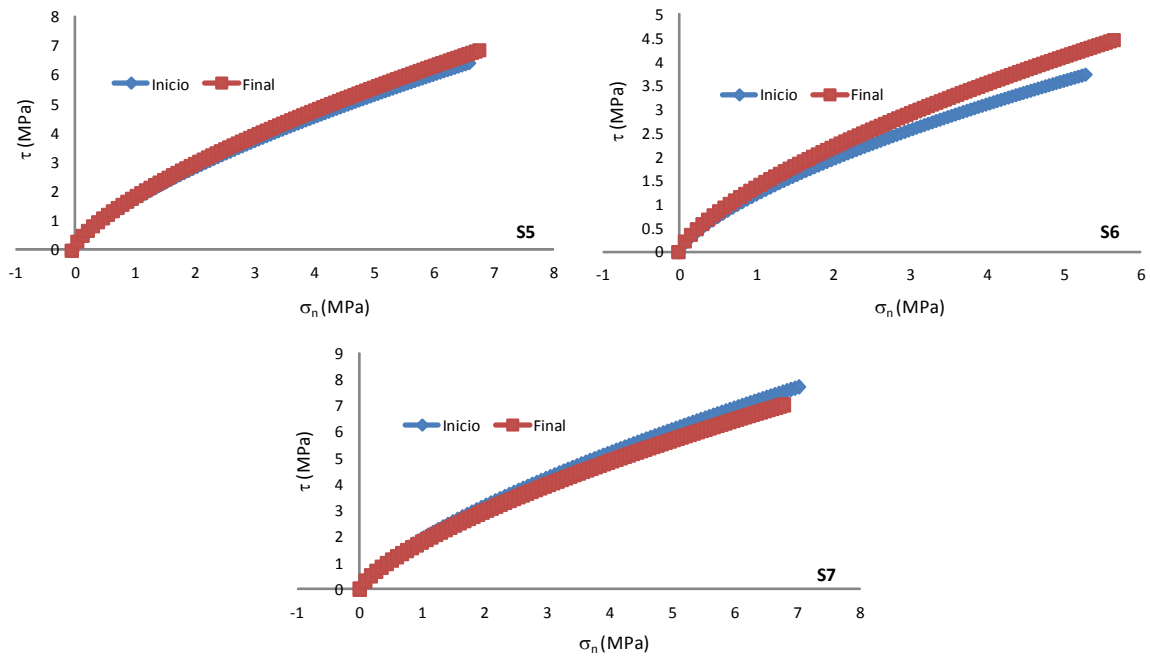


Figura 6.8 – Envoltórias de ruptura para o talude Chabuca: S5, S6 e S7.

Na Figura 6.9 e Figura 6.10, podem-se observar as envoltórias correspondentes às seções S8-S14 do Talude Chabuca. Onde se destacam as seções S12 e S14, as demais praticamente contam com a mesma envoltória com uma baixa variação da condição inicial à final.

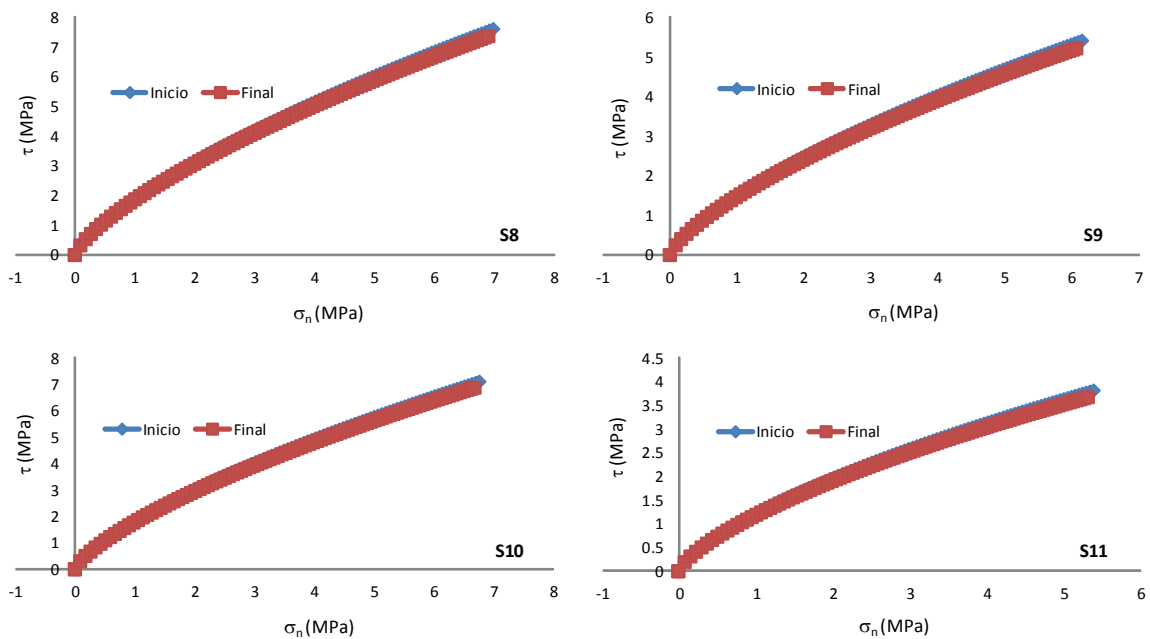


Figura 6.9 – Envoltórias de ruptura para o talude Chabuca: S8, S9, S10 e S11.

A envoltória de S6, para a condição final, atinge maiores valores de resistência ao cisalhamento que na condição inicial, isto principalmente pelo incremento do GSI duma condição a outra, induzido pelo aumento da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta e a diminuição da alteração.

A envoltória de S12, para a condição final, atinge valores de resistência ao cisalhamento ligeiramente maiores que na condição inicial, isto principalmente pelo incremento do GSI duma condição a outra, induzido pela diminuição da alteração das paredes rochosas. Na envoltória de S14, a condição inicial é maior nos valores da resistência ao cisalhamento que na condição final, isto associado ao incremento no espaçamento das descontinuidades do talude remanescente depois da escavação.

Todas as envoltórias apresentadas neste item encontram-se ligadas ao zoneamento pelo dano dentro do maço rochoso (Figura 6.11a) sendo representadas para o Talude Tintaya (Figura 6.11b) e para o Talude Chabuca (Figura 6.11c).

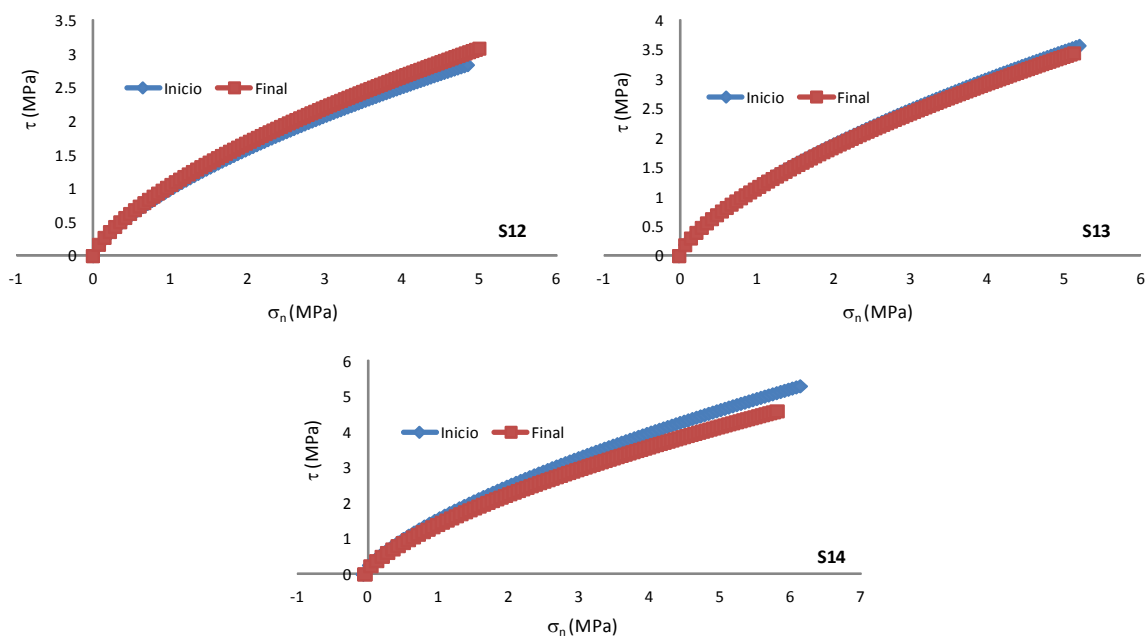


Figura 6.10 – Envoltórias de ruptura para o talude Chabuca: S12, S13 e S14.

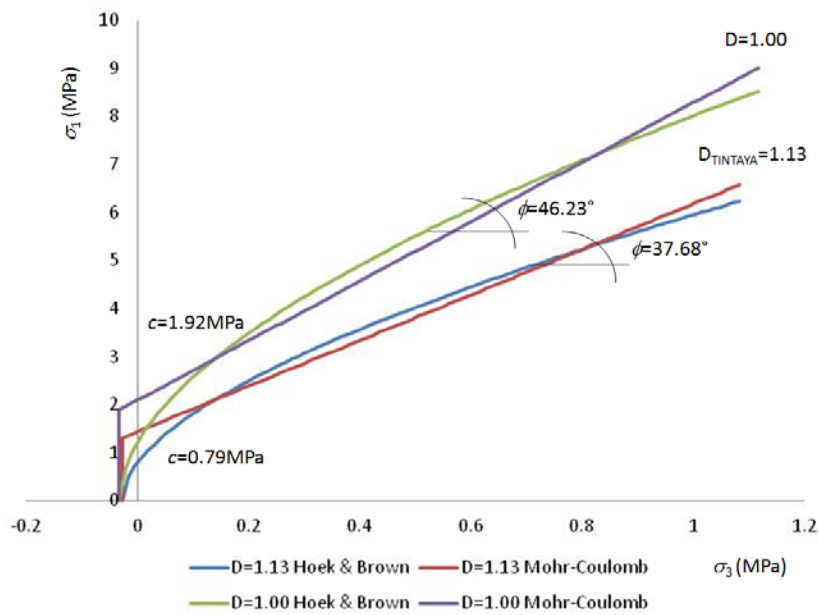
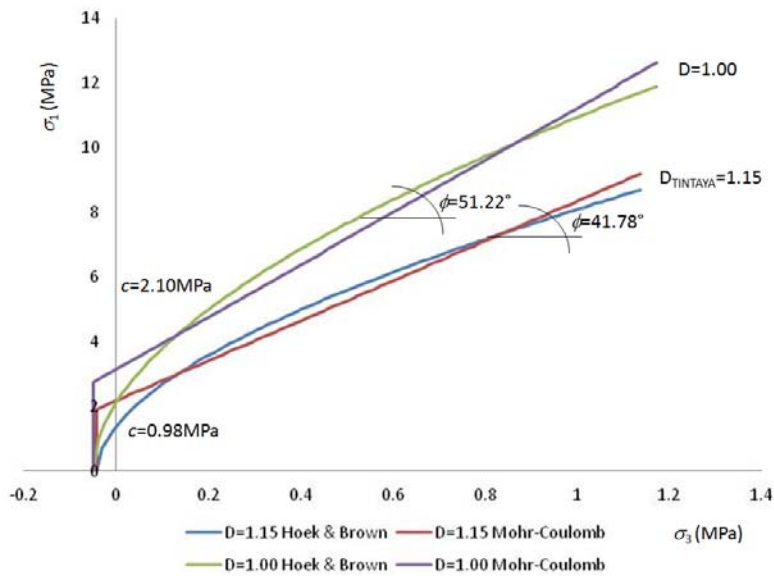
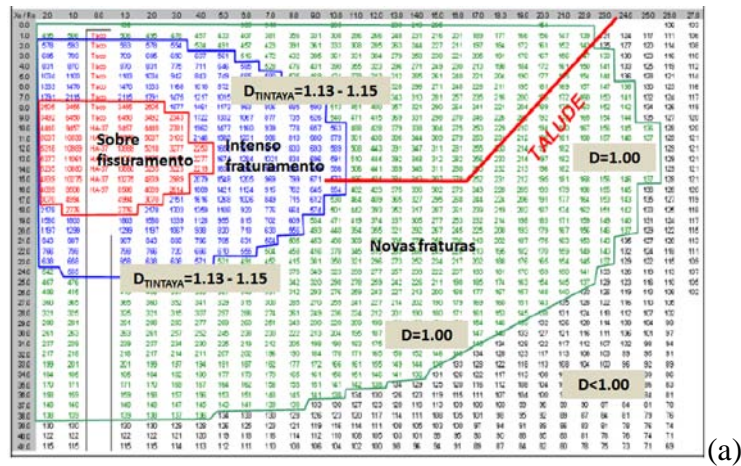


Figura 6.11 – (a) Zoneamento pelo dano induzido (até 25m) relacionado aos parâmetros de resistência para (b) o Talude Tintaya e o (c) Talude Chabuca.

### 6.3.4 Parâmetros do Zoneamento pelo Dano para o Maciço Rochoso

Com o único intuito de avaliar os indicadores de estabilidade (fator de segurança e deslocamentos) na condição inicial para o Talude Tintaya no seguinte item, são definidos para ambos taludes parâmetros de resistência e deformabilidade (Tabela 6.20) para as distintas zonas definidas no modelo de vibrações definido no capítulo anterior diferenciados pelo valor do fator de perturbação associados aos parâmetros de resistência para ambos taludes (Figura 6.11). Assumindo que todo o maciço rochoso sofreu o mesmo nível de dano pela escavação a fogo, definido segundo a metodologia proposta pelo critério de Adamson et al. (1996).

Tabela 6.20 - Parâmetros de resistência e deformabilidade.

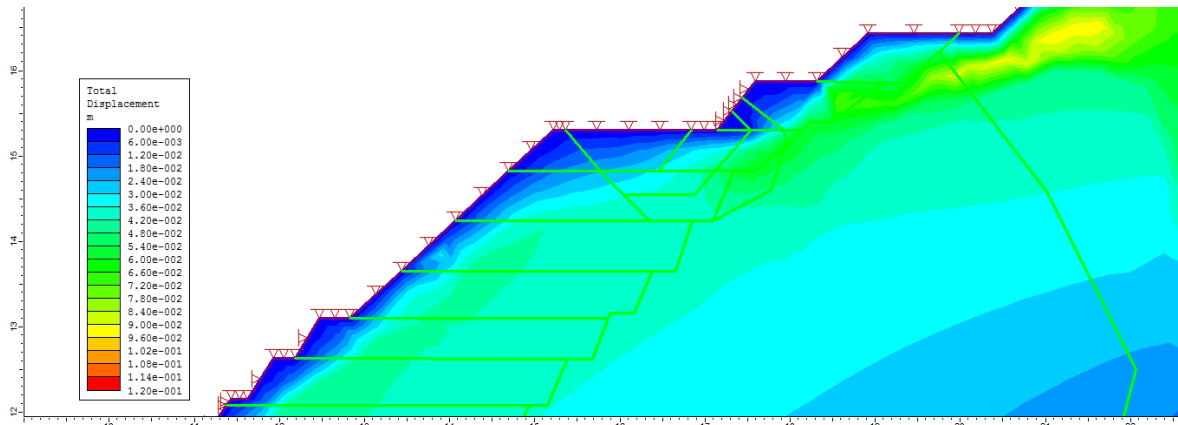
Parâmetro	Talude Tintaya	Talude Chabuca	Formulação
<b>Inicial: antes da escavação a fogo</b>			
Peso Específico (MN/m <sup>3</sup> )	0.026	0.026	-
c(MPa)	0.98	0.79	Hoek et al.(2002)
$\phi$ (°)	41.87	37.68	Hoek et al.(2002)
Erm (MPa)	1738.31	665.56	Hoek & Diederichs (2006)
$\nu$ (-)	0.25	0.25	Barton (2007)
<b>Final: depois da escavação a fogo (até a zona de novas fraturas da Figura 6.11)</b>			
Peso Específico (MN/m <sup>3</sup> )	0.026	0.026	-
c(MPa)	0.95	0.76	Hoek et al.(2002)
$\phi$ (°)	41.12	36.75	Hoek et al.(2002)
Erm (MPa)	1622.95	592.72	Hoek & Diederichs (2006)
$\nu$ (-)	0.25	0.25	Barton (2007)

## 6.4 AVALIAÇÃO PRELIMINAR DE ESTABILIDADE DE TALUDES

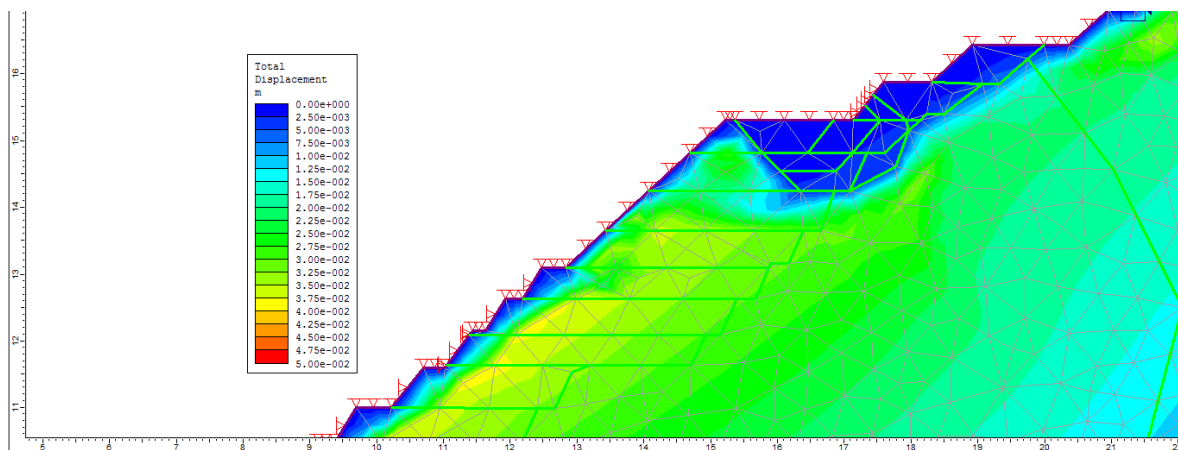
Neste item é realizada uma avaliação de estabilidade de taludes preliminar, somente para o Talude Tintaya, mediante os programas computacionais bidimensionais de Rocscience, Slide v.5.0 (registro 1500A – Xstrata Tintaya S.A.) e Phase2 v.7.0 (registro 1718A - Xstrata Tintaya S.A.), utilizando o método de equilíbrio limite e tensão deformação respectivamente.

Esta avaliação computacional foi feita, inicialmente com a distribuição de tensões e posteriormente, em nível de três bancadas de rocha escavada para analisar a variação do fator de segurança e os deslocamentos máximos após da remoção de um estagio de escavação correspondente a uma bancada. Os parâmetros adotados são os mostrados na Tabela 6.20.





(a) FS=1.23



(b) FS=1.19

Figura 6.12 – Avaliação de estabilidade de taludes no Talude Tintaya (a) condição inicial (b) condição final.

Mediante a avaliação computacional preliminar realizada e mostrada na Figura 6.12, pode-se dizer que a variação do fator de segurança (método de Morgenstern & Price) é mínima já que se encontra entre FS=1.23 (condição inicial com parâmetros de resistência sem perturbação) a FS=1.19 (condição final com parâmetros de resistência com perturbação). Entanto, o nível máximo de deslocamentos na face do talude remanescente, registra mudanças com valores iniciais entre 0.6cm – 2.5cm e finais entre 0.1cm – 3.0cm com uma maior área de plastificação na bancada de escavação respectiva na condição final.

## 6.5 PROPOSTA PARA A ESTIMATIVA DO GSI<sub>TINTAYA</sub>

Como foi mencionado no Capítulo 4, a geologia estrutural e a tectônica local complexa dos maciços rochosos da mineração Tintaya, somado ao fato da perturbação induzida pelo

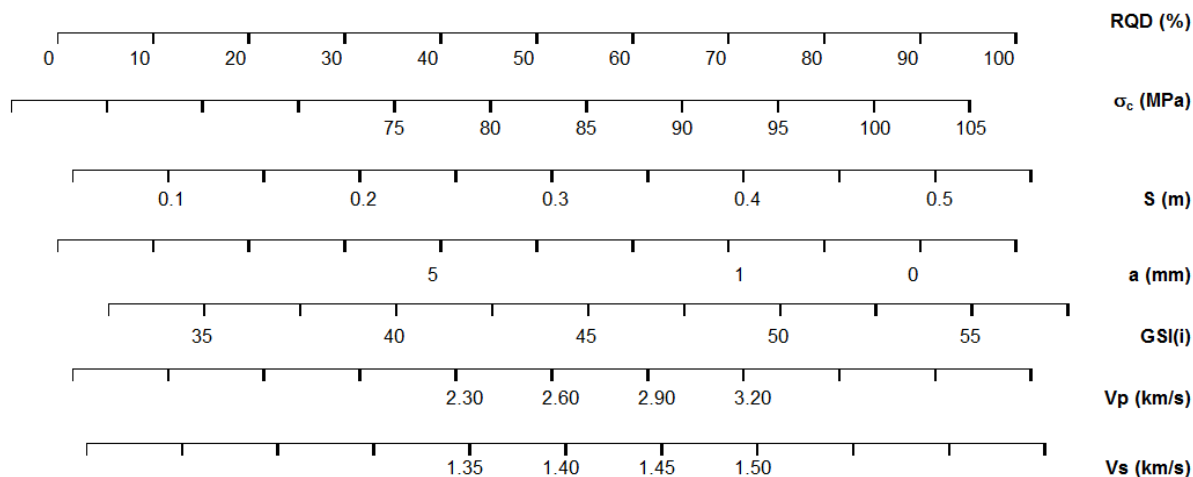
processo evolutivo da escavação a fogo (carregamentos dinâmicos) e a remoção mecânica a grande escala (em curto tempo o em curto prazo) ocasiona uma relaxação e redistribuição de tensões na face dos taludes construídos atingindo, a perturbação, aproximadamente 25m dentro do talude, com uma perda gradual da coesão do maciço rochoso dentro desta distância (Figura 6.11) associados a diferentes tendências nas geometrias de fraturamento das sete sistemas de juntas no Talude Tintaya e as cinco no Talude Chabuca.

O que ocasiona, por exemplo, altos valores na resistência da compressão uniaxial da rocha intacta associados a baixos valores de RQD e a um baixo espaçamento das juntas com aberturas das descontinuidades muito variáveis sem uma distribuição bem definida, produzindo, ao mesmo tempo, valores de GSI variáveis numa parede com igual componente litológica. O que a simples vista é um maciço rochoso homogeneamente fraturado onde é conformado taludes de grande porte de mineração. Isto é reforçado com o fato que neste capítulo se avalia a resistência, extraindo até três valores distintos de GSI em três condições diferentes em quanto ao tempo de coleta, de acordo aos estágios de escavação.

Por este fato, as propostas de classificação geomecânica existentes na literatura (RMR e GSI) para a determinação da resistência apresentam erros no estágio de construção com a ocorrência de mecanismos de ruptura e queda de blocos complicando a operação em quanto ao gerenciamento de riscos geológicos geotécnicos neste caso do processo de beneficiamento mineral. Assim, neste item se apresenta uma variação ou reformulação do Índice de Resistência Geológica para a mineração de escarnito de cobre Tintaya nos Andes Peruanos.

Para a proposta deste item, a metodologia considera que para a estimativa do  $GSI_{TINTAYA}$ , somente não deve de variar a geometria do plano a fogo, em quanto: (i) ao carregamento dos furos com explosivo (quantidade de quilogramas) de acordo a fileira; (ii) a geometria de perfuração do plano a fogo (largura, comprimento e profundidade das sondagens); (iii) os diâmetros de perfuração das diferentes fileiras (5 polegadas, 7 5/8 polegadas e 12 1/4 polegadas); (iv) os tempos de retardo; (v) os tipos de explosivo e do detonador; (vi) o método de proteção ao dano do talude (pré-corte); e (vii) a localização da medição de vibrações detrás da fileira de pré-corte estabelecida no plano a fogo paralelo a saída da detonação (descrição realizada no capítulo anterior).

Dessa forma com base nas observações, análises dos registros e medições de campo no maciço rochoso da mineração Tintaya são propostas as ferramentas modificadas apresentadas nas Figuras 6.14 e 6.15 válidas para os taludes aqui estudados.



**Somente aplicável para o maciço rochoso avaliado em Tintaya**

Figura 6.13 – Correlação de parâmetros geomecânicos e geofísicos no maciço rochoso avaliado da mineração Tintaya.

Primeiramente foi estabelecida uma correlação dos parâmetros geofísicos como são as velocidades de onda P ( $V_p$  em km/s) e S ( $V_s$  em km/s), medidas mediante a conformação do modelo de vibrações com ensaios geofísicos de campo próximo utilizando como fonte de geração de ondas as produzidas pela detonação, com os parâmetros geomecânicos que foram possíveis de medição durante a presente pesquisa, no maciço rochoso avaliado na mineração Tintaya (Figura 6.13).

A correlação apresentada, juntamente com formulações propostas por diferentes pesquisadores para a estimativa do tamanho de bloco admissível ( $V_b$ ), permitiu continuar a metodologia até atingir a uma proposta para a estimativa do GSI para Tintaya.

A Designação de Qualidade de Rocha (RQD em %) não apresentou uma correlação direta à resistência a compressão uniaxial da rocha intacta ( $\sigma_c$  em MPa) já que se tinha corpos de prova coletados de sondagens rotativos de maciços rochosos com semelhante RQD porém que registram valores afastados de  $\sigma_c$  de 100MPa até mais de 200MPa. O apresentado na Figura 6.13 é uma tentativa de correlação com dados agrupados de janelas de amostragem próximas.

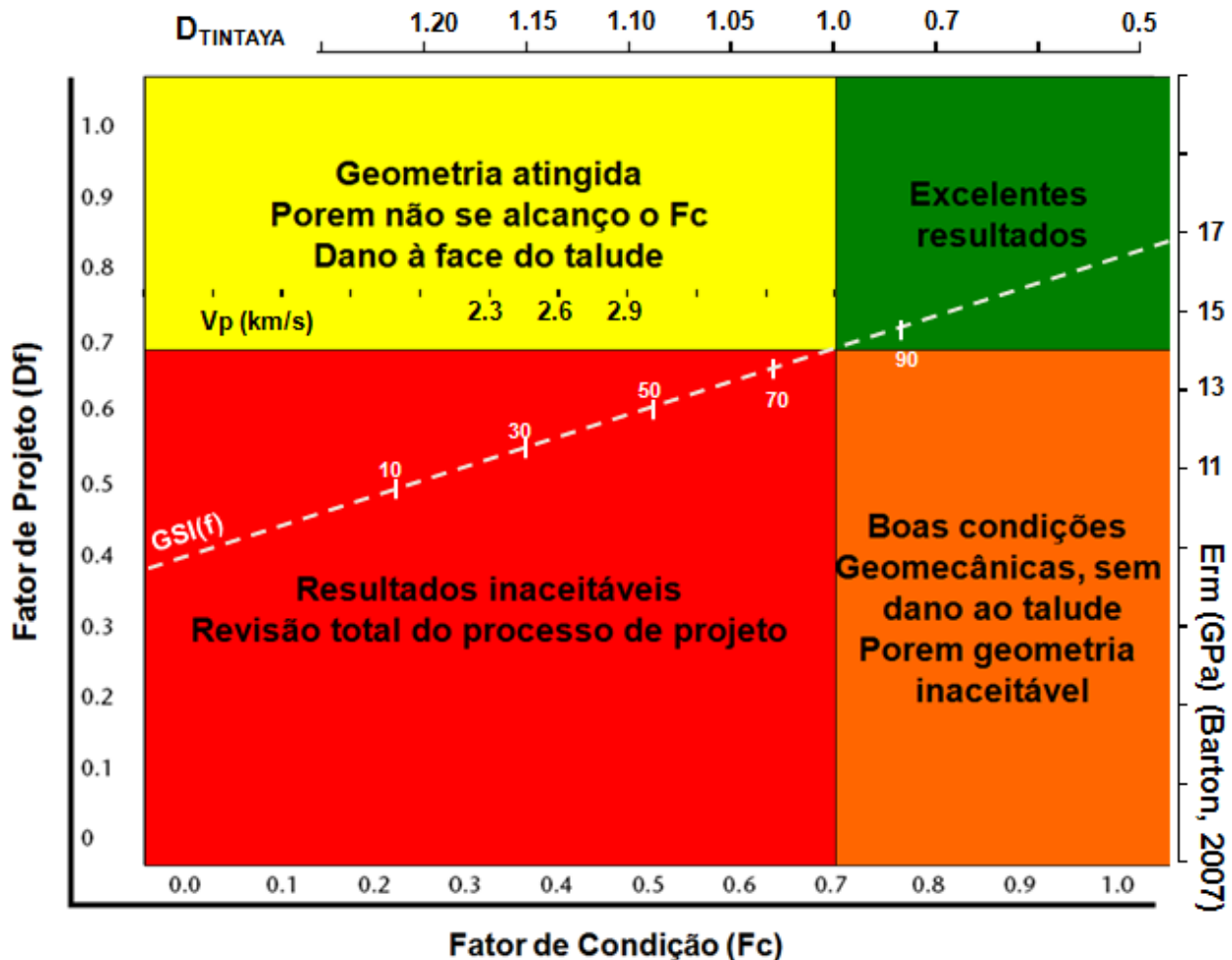


Figura 6.14 – Proposta para a avaliação da bancada após da escavação a fogo em quanto ao  $GSI(f)$  e o  $E_{rm}$  segundo Barton (2007), a partir da estimativa do  $D_{TINTAYA}$ , o registro de vibrações e a metodologia de conciliação de Williams et al. (2009).

O Índice de Resistência Geológica na condição inicial -  $GSI(i)$ , antes da escavação a fogo, é correlacionado com o espaçamento das discontinuidades dentro de um mesmo sistema de juntas ( $S$  em metros) observando que os valores reportados são diretamente proporcionais em quanto à qualidade do maciço. Ocorrendo o contrario com a abertura das discontinuidades ( $a$  em milímetros) tendo valores de até 5mm, assim, como discontinuidades fechadas.

Uma vez definida a correlação dos parâmetros geomecânicos foi proposta a reformulação da avaliação da bancada após da escavação a fogo (Figura 6.14) em quanto ao Índice de Resistência Geológica na condição final -  $GSI(f)$  de acordo com o módulo de deformabilidade do maciço rochoso -  $E_{rm}$  estimado segundo Barton (2007), valor que é originado da medição das ondas P e S no ensaio geofísico de campo próximo.

Na Figura 6.14 se pode observar que somente foram incluídos os valores de  $V_p$  para o quadrante amarelo (geometria atingida porém com dano à face do talude, condições geomecânicas desfavoráveis), já que todas as medições de ondas foram realizadas em bancadas que têm esta descrição na avaliação da conciliação geotécnica ( $D_f - F_c$ ) segundo a proposta de Williams et al. (2009), tal como foi descrito no capítulo passado.

Esta metodologia reformulada é complementada com a relação que tem a velocidade de onda P medida em campo (registro do modelo de vibrações) com o GSI(f) coletado da classificação geomecânica realizada ao final da construção da bancada, e ambos dados com a estimativa do  $D_{TINTAYA}$ , valor calculado a partir da Equação 6.1.

Assim, este gráfico permite achar o GSI(f) com a interceptação das retas do valor do fator de condição ( $F_c$ ) relacionado diretamente com o  $D_{TINTAYA}$ , com o módulo de deformabilidade ( $E_m$ ) proveniente das medições de ondas ou com qualquer combinação de dados, já que por situações operativas de segurança às vezes não é possível ingressar a certas bancadas onde se precisam coletar dados úteis para a planificação de riscos geotécnicos.

O  $D_{TINTAYA}$  teria valores (1.0 - 1.2) relacionados com a situação descrita no quadrante amarelo, o que significa a adoção da existência de queda de blocos provenientes da instabilidade das cristas (trincas de tração) e o incremento da abertura das descontinuidades associadas a uma  $V_p < 2.9$  km/s no maciço rochoso durante a detonação com um GSI que pode atingir valores de até 30.

Para os quadrantes onde as condições geomecânicas ( $F_c$ ) são favoráveis o valor do fator de perturbação varia entre zero e um, considerando que o dano mínimo pela escavação a fogo somente atinge a geometria da face da bancada com a propagação de descontinuidades pré-existentes.

É importante mencionar que a condição ideal com  $D_{TINTAYA} = 0$  não ocorre na realidade já que com a energia liberada durante a detonação e a imediata remoção brusca de material com equipamentos de grande escala, o maciço rochoso sofreria uma redistribuição induzida de tensões instantânea o que origina certo dano ao talude inter rampa.

É notória a indicação de  $D_{TINTAYA} = 0.7$  na Figura 6.14, nos casos onde a escavação se realizará num maciço rochoso mole onde só precisem-se procedimentos mecânicos para a extração o que originará um menor dano já que não se precisa de plano de fogo e a posterior detonação que origina a propagação de gases dentro do maciço, isto associada a uma

escavação favorável com um tempo maior para redistribuição de tensões já que esta é realizada com equipamentos menores (escavadeira).

Também é notório um  $D_{TINTAYA} = 0.5$  considerando que o GSI final seja muito maior ao inicial (minimamente  $GSI(f) = 2GSI(i)$ ) com a correspondente incremento na resistência à compressão uniaxial principalmente, sendo o mais provável a ocorrência da mudança do litotipo o que originaria um plano de contacto entre dois diferentes tipos de rochas (descontinuidade persistente) por onde os gases são rapidamente evacuados originando uma limitante para a propagação do dano dentro da parede rochosa.

Para a quantificação do GSI para Tintaya é proposta a metodologia descrita na Figura 6.15 como ferramenta para a estimativa da resistência do maciço rochoso da mineração em questão. É conhecido que o sistema GSI foi desenvolvido e praticado na experiência de observações de campo e foi correlacionado com outras classificações geomecânicas de natureza empírica.

Segundo Hoek (1998), o GSI tem base em descrições geológicas do maciço rochoso envolvendo duas feições deste, a estrutura rochosa ou o tamanho do bloco e as condições das paredes das descontinuidades ou juntas.

Segundo Cai et al.(2004) e Marinos et al.(2005), as considerações precisas para a interpretação da tabela ou ábaco do GSI podem ser relativas pelo jeito da combinação da feição estrutural com a condição das juntas, envolvendo assim subjetividade nas qualificações principalmente em experiências de obras construídas quando são avaliadas em quanto a estabilidade ao longo prazo.

Para que a proposta do  $GSI_{TINTAYA}$  não tenha subjetividade na estimativa da pontuação são introduzidos dois fatores: (i) o conceito de tamanho de bloco admissível (M) proposto por Palmström (1995) modificado por Cai et al. (2004) convertido em tamanho de bloco (Vb) para a adequação no sistema GSI de Marinos & Hoek (2000); e o (ii) fator geométrico da descontinuidade (Jc) proposto nesta pesquisa.

Assim, ajudaria à objetividade do sistema GSI para Tintaya evitando depender da experiência do engenheiro geotécnico ou geólogo para se tornar ainda mais prático e simples.

Para a quantificação do tamanho ou volume do bloco rochoso (Vb) e o fator geométrico da descontinuidade – espaçamento e abertura - (Jc) que expressa à complexidade estrutural do maciço são mostradas as expressões a continuação respectivamente.

Combinado com o fato que somente estas duas feições geométricas são as que variam no processo de escavação a fogo de uma forma significativa deixando de lado outros parâmetros das paredes das juntas como a rugosidade e o preenchimento, além da influencia do efeito escala em taludes altos.

$$v_b = \frac{S_1 S_2 S_3}{\text{sen}\gamma_1 \text{sen}\gamma_2 \text{sen}\gamma_3} \quad (6.12)$$

$$v_b = S_1 S_2 S_3 \quad (6.13)$$

Onde:

$S_i$  : espaçamento das juntas de um sistema

$\gamma_i$  : ângulo entre distintos sistemas de juntas

$$J_c = \frac{J_w J_s}{J_a} \quad (6.14)$$

Onde:

$J_w$  : quantidade d'água no maciço rochoso segundo Bieniawski (1989) para o caso co maciço rochoso seco é igual a um.

$J_s$  : espaçamento médio dos sistemas de descontinuidades em metros

$J_a$  : abertura media das descontinuidades em milímetros

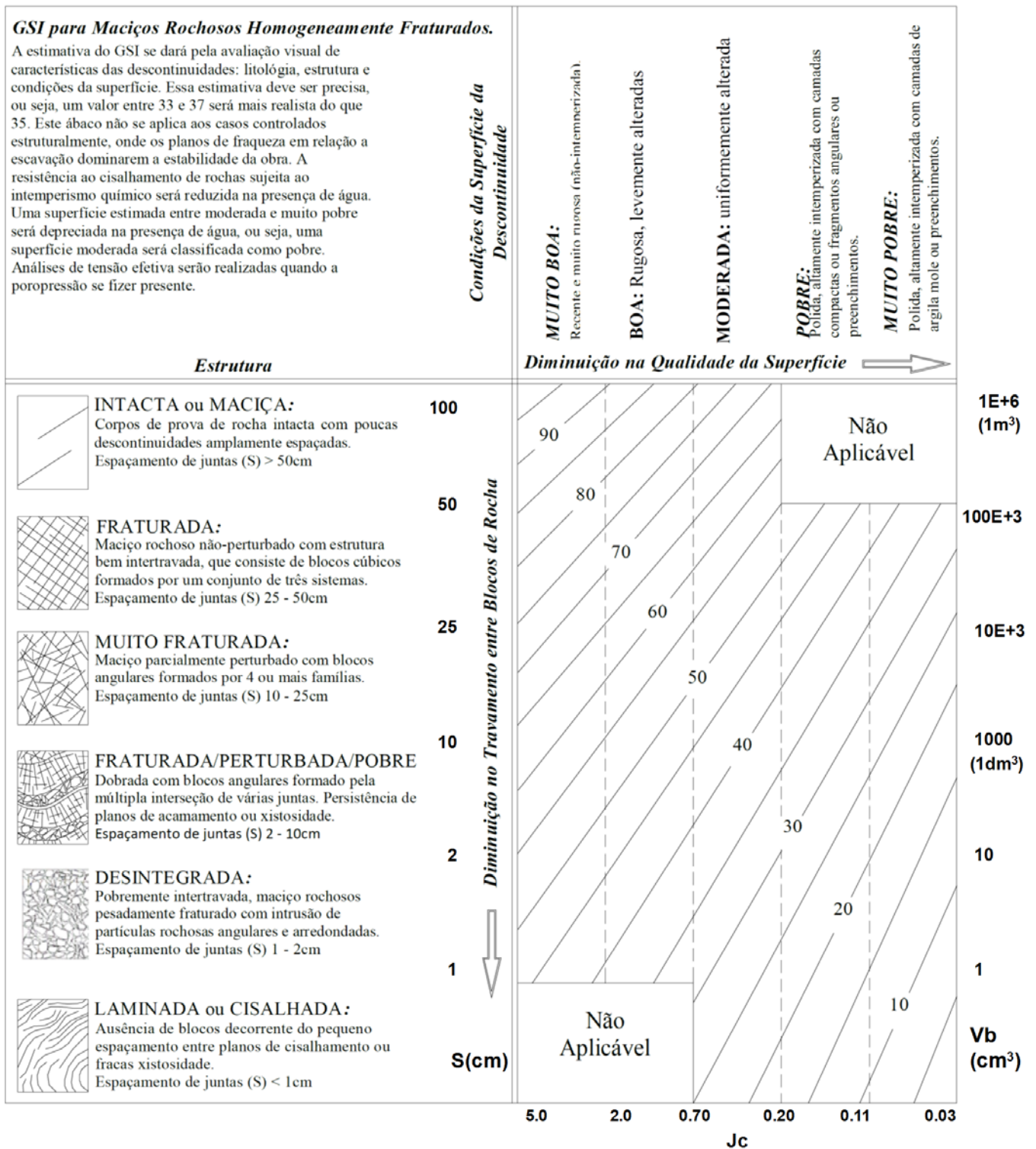


Figura 6.15 – Proposta para a estimativa do GSI<sub>TINTAYA</sub> a partir da modificação do ábaco de Marinos & Hoek (2000).

Então, na Figura 6.15 que tem base no ábaco de Marinos & Hoek (2000), pode-se ingressar de uma forma prática simplesmente com os dados dos sistemas de juntas identificados na Tabela



5.1, como é o espaçamento médio do maciço rochoso (entre <1cm e >50cm) interceptado com o valor do fator geométrico da descontinuidade ( $J_c$ ) calculado considerando que  $J_w=1$ . Utilizando os parâmetros da Tabela 6.21, os quais, são os obtidos neste capítulo.

Outra opção é calcular o volume do bloco rochoso ( $V_b$ ) mediante a equação 6.12 e ingressando o valor na Figura 6.15. O  $V_b$  é determinado a partir do espaçamento e/ou a persistência, em mineração a céu aberto este parâmetro geomecânico é de difícil registro, e a orientação das descontinuidades entre as diferentes famílias. Isto com base no número de sistemas identificados e avaliados já que sendo este um indicador de densidade de juntas no maciço rochoso, certas juntas aleatórias poderiam afetar a forma e tamanho dos blocos pela distribuição exponencial negativa do espaçamento (Cai et al., 2004).

Para fins práticos pode-se utilizar a Equação 6.13 já que a interseção dos blocos pode ser relativamente pequena. Outros métodos de cálculo de densidade de juntas podem ser também utilizados na Figura 6.15 como, por exemplo, o RQD (Deere, 1969) e o  $J_v$  (Palmström, 1996).

Tabela 6.21 – Resumo dos parâmetros geomecânicos estimados nesta pesquisa.

<b>Parâmetros Geomecânicos - TINTAYA</b>								
Condição	RMR	GSI	Sistemas	Blocos	$\sigma_c$ (MPa)	RQD(%)	S(m)	a(mm)
Inicial	52	47	7	Angulares inter-travados fraturados	88	45-75	0.2-0.6	1-5
Depois da detonação	53	48	7	Angulares inter-travados fraturados	125	48-75	0.2-0.6	1
Final	45	40	7	Angulares inter-travados fraturados	97	45-70	0.06-0.6	1-5
<b>Parâmetros Geomecânicos - CHABUCA</b>								
Condição	RMR	GSI	Sistemas	Blocos	$\sigma_c$ (MPa)	RQD(%)	S(m)	a(mm)
Inicial	50	45	5	Angulares inter-travados muito fraturados	85	45-80	0.06-0.6	1-5
Depois da detonação	52	47	5	Angulares inter-travados muito fraturados	93	48-75	0.2-0.6	1
Final	49	44	5	Angulares inter-travados muito fraturados	93	48-75	0.2-0.6	1-5

#### 7.1 CONCLUSÕES

No desenvolvimento desta tese, colocou-se em evidência a importância da estimativa dos parâmetros de resistência e deformabilidade do maciço rochoso, afetados pelas condições externas apropriadas, segundo o estágio de vida do empreendimento de mineração (projeto, operação/produção e fechamento) conhecido por as siglas no inglês LOM (*life of mine*).

Nesta tese se evidenciou também a variabilidade dos parâmetros para cada estágio da vida mineração já que, por exemplo, no projeto se tem a principal limitante quando os parâmetros de resistência extraídos de corpos de prova de testemunhos de sondagens que não estão afetados pela perturbação (D) da extração mineral (condição externa). Assim mesmo, a classificação geomecânica somente é feita em maciços rochosos superficiais.

A qualidade dos parâmetros geotécnicos no projeto de fases da cava a céu aberto (juntos a parâmetros geológicos e de equipamentos de extração) segundo o estágio da vida industrial vai estar suportado aos interesses econômicos dos acionistas gerados pela busca de otimização de reservas minerais que conseqüentemente produzira interesses técnicos decorrentes da necessidade de taludes mais íngremes, porém com a adoção de riscos como deslizamentos a diferentes escalas e quedas de blocos rochosos das bancadas superiores, produto da perda da resistência ao cisalhamento das descontinuidades pelo imtemperismo ao longo do tempo.

Estes interesses são solucionados com o prévio conhecimento da mudança dos parâmetros de resistência do maciço rochoso ao longo da vida da mineração, com base num trabalho de análise permanente e sistemático de busca deles, para assim conseguir os melhores resultados de base de dados, que subsidiem simulações numéricas de qualidade que ajudem ao projeto de taludes para diferentes fases de extração no estágio de produção da mineração.

Conclui-se finalmente que o processo de busca de parâmetros geotécnicos de qualidade é um processo interativo (Figura 7.1 e 7.2) em quanto ao relacionamento da análise estrutural com a rocha intacta e o índice de qualidade do maciço rochoso com as condições externas, que neste caso correspondem à operação produtiva relacionada com a escavação a fogo e a eliminação do confinamento por remoção de material, para que finalmente se tenha a escolha adequada do critério de ruptura, sendo para este caso o de Hoek & Brown com o fator de perturbação D.

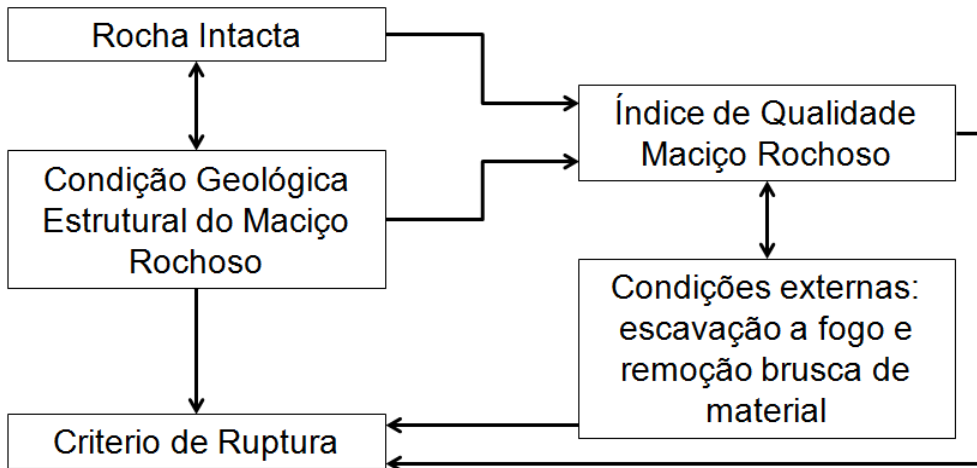


Figura 7.1 – Fluxo para a determinação de parâmetros geomecânicos do maciço rochoso.

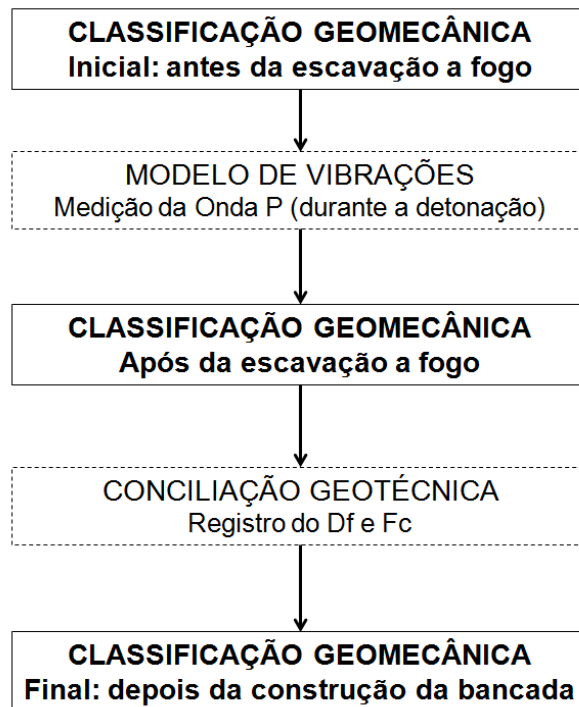


Figura 7.2 - Metodologia unificada para estimar o dano induzido pela escavação a fogo no maciço rochoso.

Assim, este capítulo resumirá os principais detalhes e resultados da consolidação ou unificação da metodologia (união de métodos com objetivos diferentes) (Figura 7.2) que tem o objetivo de estimar a distância de dano dentro do maciço rochoso relacionados aos parâmetros deflagrados ou reduzido pelo processo de escavação a fogo em grande escala, tais

como, suas etapas de trabalho e considerações sobre as condições de análises onde a metodologia se aplica num mesmo maciço rochoso porém em duas paredes ou seções diferentes (Tintaya e Chabuca) em Tintaya que extrai 300 000 toneladas de material por dia.

### **7.1.1 Parâmetros de Resistência do Maciço Submetidos a Carregamentos Dinâmicos**

Conclui-se que o dano ou a perturbação induzida pelo processo de escavação a fogo ocorre nos primeiros 25 m dentro do maciço rochoso paralelo à face do talude segundo o plano a fogo descrito, onde se evidenciou a perda gradual da coesão do maciço rochoso nesta zona.

Quanto aos parâmetros reduzidos da resistência do maciço rochoso induzidos pela escavação a fogo, sendo que estas variações são insignificantes comparadas com a variabilidade natural dos parâmetros, a avaliação realizada da condição inicial (antes da escavação a fogo) e posteriormente a condição final (após da escavação), tem-se:

(i) Em Tintaya, a coesão varia de  $c=0.56-1.33$  MPa a  $c=0.55-1.25$ MPa com valores médios de 0.98 MPa a 0.95 MPa, o ângulo de atrito varia de  $\phi= 31.6^\circ-48.4^\circ$  a  $\phi=31.0^\circ-47.4^\circ$  com valores médios de  $41.9^\circ$  a  $41.1^\circ$ , o módulo de deformabilidade varia de  $E_{rm}=1099-2688$  MPa a  $E_{rm}=1057-2244$  MPa com valores médios de 1738 MPa a 1623 MPa.

Observando que o parâmetro mais reduzido pela escavação a fogo é o módulo de deformabilidade do maciço rochoso (segundo Hoek & Diederichs, 2006) com uma diminuição de 6.6% da condição inicial. A coesão sofreu uma redução de 3.6% e o ângulo de atrito praticamente não mudou significativamente o valor com uma diminuição de 1.7%.

(ii) Em Chabuca a coesão varia de  $c=0.47-1.06$ MPa a  $c=0.51-1.03$ MPa com valores médios de 0.79MPa a 0.75MPa, o ângulo de atrito varia de  $\phi= 27.43^\circ-45.13^\circ$  a  $\phi=28.72^\circ-44.35^\circ$  com valores médios de  $37.68^\circ$  a  $36.75^\circ$ , o módulo de deformabilidade varia de  $E_{rm}=340.32-1815.25$ MPa a  $E_{rm}=364.73-1266.75$ MPa com valores médios de 665.55MPa a 592.72MPa.

Observando que o parâmetro mais reduzido pela escavação a fogo é também o módulo de deformabilidade do maciço rochoso (segundo Hoek & Diederichs, 2006) com uma diminuição de 10.94% da condição inicial. A coesão sofreu uma redução de 4.5% e o ângulo de atrito praticamente não mudou significativamente o valor com uma diminuição de 2.4%.

Quanto aos parâmetros de deformabilidade do maciço rochoso, a proposta de Barton (2007) utilizando os registros geofísicos é semelhante às propostas de Bieniawski (1989) e Read et

al. (1999), assim se adotou nesta pesquisa para Tintaya um  $E_{rm}=15.77\text{GPa}$  com  $\nu=0.25$  e para Chabuca um  $E_{rm}=13.44\text{GPa}$  com  $\nu=0.25$  estimados com a proposta de Barton (2007).

### **7.1.2 Aspectos de Geologia de Engenharia**

A mineração Tintaya segue o contacto entre o monzonito e o calcário, onde ocorrem os corpos de escarnito, localmente é subdividida nas cavas Tintaya e Chabuca. Estruturalmente, nos calcários ocorrem algumas dobras menores decamétricas de orientação EW e dobras maiores de centenas de metros de orientação NW. As estruturas rúpteis ocorrem em todos os litotipos, expressando falhas com padrões dominantes NE e NW e dispersas NS, e juntas com padrões similares às falhas tendo um padrão adicional disperso com direção EW. Os diques de intrusões posteriores ocorrem segundo a distribuição de falhas e juntas.

O sistema de falhas NW – NNW ocorre tanto no leste de Chabuca como no sudeste de Tajo, cortando principalmente o monzonito, os diques posteriores, calcário e diorito. As falhas mergulham entre  $50^\circ$  e  $70^\circ$ , nas direções NE ou SE, formando às vezes um par conjugado. O sistema de falhas NS ocorre tanto no leste de Chabuca como no norte de Tintaya cortando o monzonito, o diorito, os diques posteriores, e os sistemas de falhas NE e NW – NNW. Seus mergulhos entre  $55^\circ$  e  $90^\circ$  nas direções leste ou oeste.

As juntas ocorrem em sistemas subverticais similares às falhas e em geral são de difícil distinção, devido à ocorrência de dispersão. As juntas podem ser simplificadas aos sistemas NE, NW – NNW, ~NS e ~EW, caracterizados por espaçamentos variáveis e persistências que podem obedecer a uma distribuição exponencial. No entanto, a descrição das características das famílias de juntas, é feita pelos seus valores médios.

As juntas são subverticais com uma persistência maior que 15 m, com espaçamentos próximos de 0.2 m em quase todas as unidades litológicas, porém podem cortar mais de uma bancada na lavra da mina e formar blocos de tamanho pequeno. A maioria de juntas ocorrem com uma abertura que varia de 0 e 6 mm, entretanto aquelas com preenchimento têm espessuras entre 2 e 27 mm, podendo dizer que as paredes variam de fechadas a muito fechadas, o que sugere a ocorrência do contacto entre paredes (rocha - rocha). Por conveniência, a mineralogia do preenchimento é simplificada aos valores 0, 1 e 3 para indicar ausência de preenchimento, ocorrência de preenchimentos suaves (argilas ou patinas de oxidação) e ocorrência de preenchimentos duros (quartzo, silicatos ou minerais metálicos).

Contudo, os preenchimentos mais comuns são pátinas de óxido de ferro e às vezes calcita precipitada ou argila.

Nas falhas menores existem paredes com um intemperismo que varia de alto a total (de 4 a 5), com preenchimentos umedecidos, mas sem evidência de fluxo e em alguns casos secos. Por outra parte, a resistência do preenchimento varia de R0 a R3 (ISRM, 1981), dependendo do conteúdo de rocha triturada e dos materiais finos. O mecanismo de ruptura mais propenso para o caso do Talude Tintaya é do tipo planar e tombamento com o 40% de densidade de estruturas favoráveis, e para o Talude Chabuca é do tipo mecanismo em cunha e planar com aproximadamente o 50% de densidade de estruturas favoráveis. Para estruturas geológicas ou falhas maiores, definidas por uma extensão de traço maior que 30 m, a rugosidade é dominada por superfícies planas sejam estriadas, escalonadas, onduladas -3, 6 e 9- (Bienawski, 1989). O intemperismo das descontinuidades varia de moderado a total (de 3 a 5) e a percolação do preenchimento varia de material completamente seco até material com sinais de desgaste por fluxo (1 a 4). A resistência do preenchimento também varia de R3 a S6 (ISRM, 1981).

### **7.1.3 Parâmetros Geomecânicos**

Foram feitas 527 janelas geotécnicas de amostragem com a finalidade de obter a classificação geomecânica dos maciços rochosos para cada condição de avaliação: (i) inicial, antes da escavação a fogo; (ii) depois da escavação a fogo; e (iii) final.

Para a condição inicial: (i) o talude Tintaya na classificação geomecânica mostrou valores de GSI entre 38 e 55 com um valor médio 47 mostrando um maciço rochoso de moderada qualidade parcialmente perturbado com sete (7) sistemas de juntas com blocos angulares inter-travados muito fraturados; e para (ii) o talude Chabuca a classificação geomecânica mostrou valores de GSI com valores entre 34 e 52 com um valor médio 45 mostrando um maciço rochoso de moderada qualidade parcialmente perturbado com cinco (5) sistemas de juntas com os blocos angulares inter travados muito fraturados.

Os ensaios de resistência à compressão uniaxial para os taludes estudados em dezessete corpos de prova de monzonito, obtendo para Tintaya valores entre 65 MPa e 214 MPa, e para Chabuca valores entre 78 MPa e 122 MPa; variando estes dados pela presença de diferentes teores de quartzo em forma de cristais e de veios. Nos ensaios de compressão triaxial se teve resultados de coesão e ângulo de atrito variáveis entre 20-28 MPa e 47-58°, respectivamente,

associados a valores do  $m_i$  entre 14 e 32. Nos módulos elásticos se obteve valores de E e  $\nu$  variáveis entre 11-13 GPa e 0.27-0.32, respectivamente.

Para a condição de depois da escavação a fogo em ambos os taludes, o maciço rochoso comparado com os resultados do item anterior encontra-se na mesma classe de resistência, porém pode-se dizer que reportou na pontuação do RMR e do GSI com um leve incremento devido ao incremento da valoração do espaçamento e a condição das paredes das descontinuidades, particularmente a abertura, a rugosidade e a alteração das paredes e/ou do preenchimento. Para a condição final: (i) no talude Tintaya registrou-se a classificação geomecânica valores de GSI entre 37 e 54; e para (ii) Chabuca valores de GSI=36-54.

Conclui-se que quando o  $GSI(i) > GSI(f)$ , a diminuição entre estes valores se deve ao incremento da abertura das descontinuidades e a diminuição do espaçamento dos sistemas de descontinuidades; porém quando se incrementa os valores de  $GSI(f)$  é principalmente pelo aumento dos valores da resistência à compressão uniaxial, alteração praticamente nula e o incremento da rugosidade das paredes das descontinuidades. Isto ocorreu porém com menos frequência. Assim, quanto aos parâmetros geomecânicos, no talude Tintaya se tem uma  $\sigma_c=65-214$  MPa com um  $m_i$  que varia entre 18.4-30.5 ( $GSI=38-55$  e  $E_i=29,9$  GPa) e no talude Chabuca uma  $\sigma_c=66-127$  MPa com  $m_i$  que varia entre 15.1-41.0 ( $GSI=34-52$  e  $E_i=10,7$  GPa).

#### **7.1.4 Modelo de Vibrações de Campo Próximo e Distância Afetada**

O modelo de vibrações utilizando a metodologia do campo próximo foi o adotado como útil para a presente pesquisa. Assim, com os parâmetros geomecânicos supramencionados obteve-se um valor de  $PPV_{max}$  de 545 mm/s para o maciço rochoso estudado de até 7 sistemas de juntas. Segundo a proposta de Adamson et al. (1996) os níveis de danos para a presente pesquisa é de 4357 mm/s como valor da  $PPV_{max}$  para a existência de sobre fissuramento, 2179 mm/s para um intenso fraturamento, 545 mm/s para a criação de novas fraturas e de 136 mm/s para a extensão de fissuras existentes (limite da zona de perturbação). Concluiu-se que o  $PPV$  registrado de 545 mm/s ocasionará a criação de novas fraturas na face do talude.

Adicionalmente foram estimados os setores de energia dos diferentes furos de detonação recomendando cargas de explosivo com um intervalo de confiança de 82% (Scherpenisse, 1997) para os raios de influência do fogo. Com uma influência das vibrações das ondas de choque produto da detonação da escavação a fogo a 25 m dentro dos maciços rochosos estudados (zona perturbada pela condição externa) com  $V_p$  medida entre 2.65-2.88 km/s.

### 7.1.5 Conciliação Geotécnica

Quanto à conciliação geotécnica topográfica foi útil para definir os danos nas faces dos taludes remanescentes depois da escavação a fogo. Assim, se obteve, segundo as secções extraídas no modelo numérico do terreno, o resultado do fator de condição entre  $F_c=0.58-0.62$ , por meio do tratamento geomecânico do estado do talude pós-escavação. O fator de projeto com os componentes de ângulo do talude e altura de bancada, como da distância do pé do talude anterior ao pé do talude do projeto e largura da plataforma da bancada, deu como resultado valores entre  $D_f=0.72-0.78$ .

Conclui-se, como resultado final o dano ao talude (condições geomecânicas desfavoráveis) (Figura 7.3) e a existência de fator de perturbação real diferente a um, além da ocorrência principalmente de mecanismos de ruptura singulares em cunha e planares, é importante indicar que os mecanismos em tombamento não se desenvolveram por completo já que estes influem e se evidenciam em várias bancadas em taludes inter rampa ao longo do tempo.

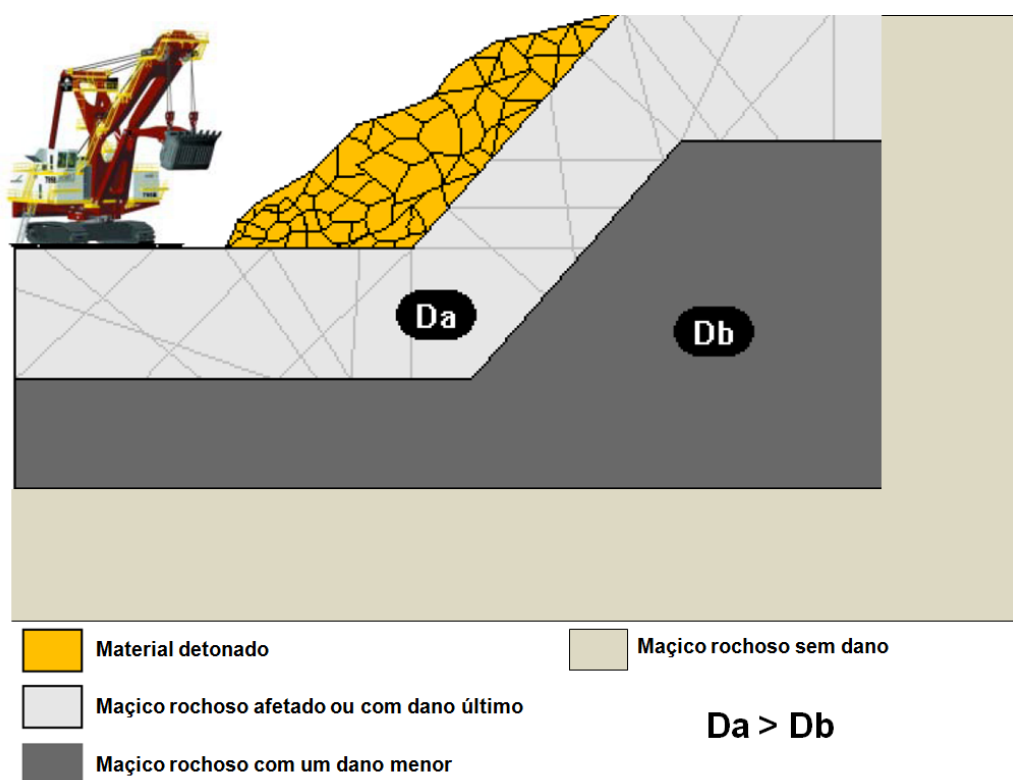


Figura 7.3 – Zoneamento do dano a maciços rochosos de mineração mostrados nesta pesquisa, provavelmente  $D_a$  ( $\approx 25$  m) e  $D_b$  não tem relação de escala na distância.



### **7.1.6 Estimativa do Fator de Perturbação (D) para Tintaya**

Nesta tese é proposto o fator D para a mineração Tintaya ( $D_{TINTAYA}$ ) com base na informação coletada e analisada relacionando as três condições do índice de resistência geológico: (i) inicial, o valor antes da detonação – GSI(i); (ii) o valor depois de executar o plano a fogo – GSI(d); e (iii) final com o GSI depois da escavação mecânica da bancada – GSI(f). Evitando assumir os valores de tabelas da literatura ou simplesmente fazer análises tentativas.

Conclui-se que os valores do fator de perturbação pela escavação a fogo para Tintaya podem atingir valores maiores a um, sendo isto fora da faixa recomendada por Hoek et al. (2002). Assim para o Talude Tintaya, o  $D_{TINTAYA}$  varia entre 0.96 e 1.15 e para o Talude Chabuca o  $D_{TINTAYA}$  varia entre 0.93 e 1.13, conseguindo calcular este parâmetro influente no critério de ruptura de Hoek & Brown para o zoneamento do dano de 25 m supramencionado mostrado na Figura 7.3. Nesta figura, o  $D_a = D_{TINTAYA}$ , o  $D_b$  se interpreta como uma zona provavelmente de menor distância com um fator de perturbação menor em relação a  $D_a$ , porém existente pelo registro de valores destacáveis (PPV = 61-131 mm/s) porém infelizmente não tem correspondência com nenhum critério de dano da literatura revisto nesta pesquisa.

### **7.1.7 Avaliação Preliminar de Estabilidade de Taludes**

Mediante a avaliação computacional preliminar não definitiva, pode-se dizer que a variação do fator de segurança é mínima de FS=1.23 a FS=1.19. Entretanto, o nível máximo de deslocamentos na face do talude remanescente, registra mudanças com valores iniciais entre 0.6-2.5 cm e no final entre 0.1-3.0 cm com uma maior plastificação na bancada de escavação respectiva na condição final, devido à mudança do módulo de deformabilidade.

### **7.1.8 Correlação de Parâmetros para a Estimativa da Resistência para Tintaya**

Foi estabelecida uma correlação dos valores dos parâmetros geofísicos ( $V_p$  e  $V_s$ ) com os parâmetros geomecânicos que foram possíveis de medição durante a presente pesquisa.

Os valores dos parâmetros do GSI(f), o  $E_{rm}$  segundo Barton (2007), o valor que é originado da medição das ondas P e S no ensaio geofísico de campo próximo e a estimativa do  $D_{TINTAYA}$  foram incluídos na avaliação da conciliação geotécnica ( $D_f - F_c$ ) segundo Williams et al. (2009), com o objetivo de comparar os danos a face do talude relacionados com as medições realizadas para cada bancada.

Foram introduzidos na estimativa do GSI (Marinos & Hoek, 2000) o tamanho ou volume do bloco rochoso (Vb) e o fator geométrico da descontinuidade – com base no espaçamento e na abertura das juntas - (Jc) para expressar a complexidade estrutural do maciço rochoso durante o processo evolutivo de escavação a fogo em mineração com o objetivo de estimar o  $GSI_{TINTAYA}$  de uma forma mais simples.

## 7.2 RECOMENDAÇÕES

O dano induzido ao maciço rochoso (perda da coesão pela escavação a fogo e a eliminação do confinamento) é uma consideração que se pode representar em diversas ferramentas de modelagem numérica ou simulação computacional com o propósito de avaliar a estabilidade de taludes. Por isso, a principal recomendação para continuar a presente pesquisa é utilizar o critério de ruptura não linear de Hoek & Brown incluindo o método de estimativa do fator de perturbação proposto nesta tese ( $D=0-1.2$ ) (Figura 7.4) nominalmente associado ao mostrado na Figura 7.3 anteriormente mostrada.

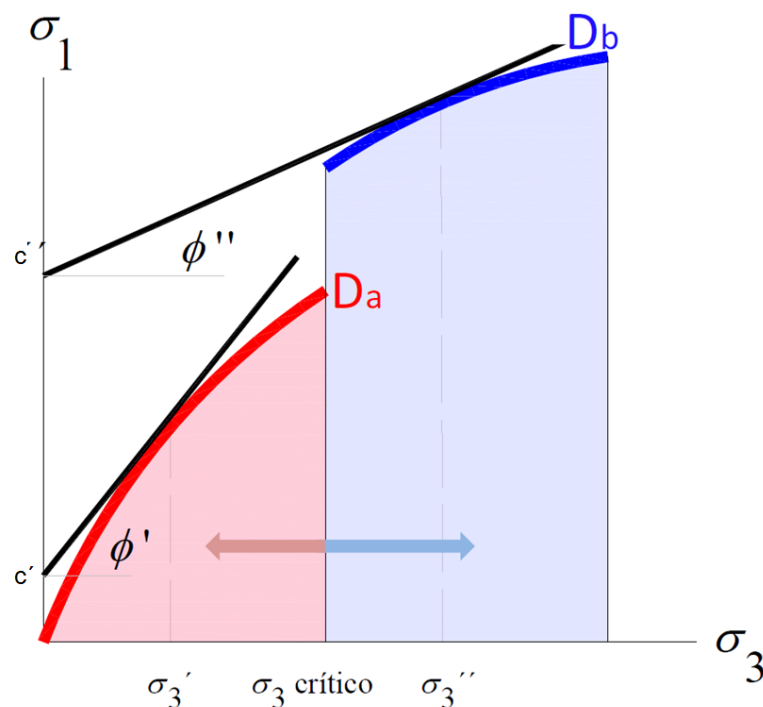


Figura 7.4 – Processo para a determinação dos parâmetros do critério de ruptura de Mohr - Coulomb ajustados segundo o confinamento e o nível de perturbação (D) com fins da modelagem numérica.

Segundo Carvalho et al. (2000) e Lorig & Varona (2004), uma forma de definir a geometria da zona da condição externa no maciço rochoso (neste caso o dano induzido pela detonação) em modelagem numérica é definir um valor de confinamento ( $\sigma_3$ ) crítico, determinando assim, que todas aquelas zonas onde o modelo numérico tenha um confinamento menor a este se colocará um valor de fator de perturbação ou de dano alto ( $D_a$  ou  $D_{TINTAYA}$ ) do contrário se colocará um valor baixo ( $D_b$  ou nulo indicando maciço rochoso sem dano).

Assim, uma vez identificada a envoltória de ruptura de Hoek & Brown correspondente para cada zona do modelo numérico é possível definir as parcelas da resistência ao cisalhamento em termos do critério de ruptura de Mohr – Coulomb como é mostrado na Figura 7.4 (em forma de reta tangencial na envoltória de Hoek & Brown com confinamento instantâneo) ajustado pelo confinamento crítico e pelo nível de dano.

Na Figura 7.4 pode-se evidenciar o maior grau de perda da coesão comparado com o ângulo de atrito. Na Figura 7.5 se mostra como exemplo, a aplicação deste procedimento na distribuição de zonas com diferentes valores de coesão na seção Tintaya no programa computacional UDEC de Itasca, onde é possível simular o supramencionado.

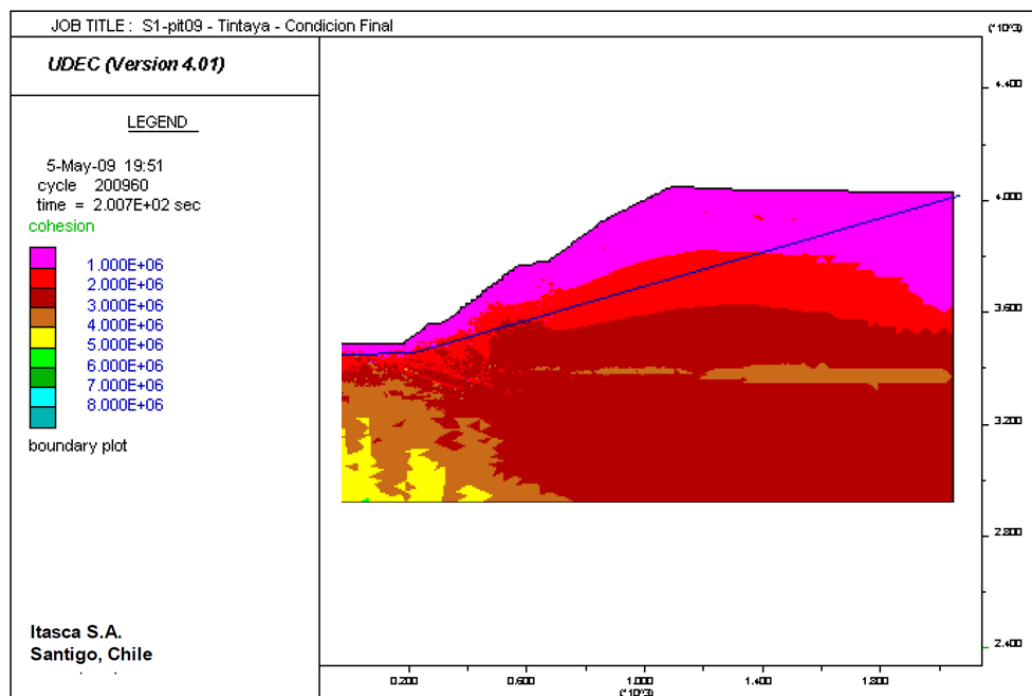


Figura 7.5 – Visualização do zoneamento por coesão indicando a perda progressiva de resistência ao cisalhamento pelo dano induzido em mineração, dentro da modelagem numérica do comportamento do talude.

### 7.3 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Iniciar uma linha de pesquisa de Dinâmica de Rochas, onde se possa aprofundar o tipo de pesquisa aqui apresentada e também incluir a influência sísmica natural no comportamento de maciços rochosos e a estabilidade de taludes rochosos, já que na literatura técnica tem-se pouca referência a este tema, além das publicações do comitê técnico da ISRM.

Com a finalidade de ensaiar corpos de prova das zonas de perturbação do maciço rochoso pode-se extrair testemunhos rochosos com perfurações horizontais (de aproximadamente 100 m) na face dos taludes para realização de ensaios de resistência e deformabilidade em rocha intacta, e assim conseguir estimar o zoneamento do Da e Db.

Nesta tese, o plano a fogo foi uma variável fixa durante a pesquisa, pode-se incluir dentro da metodologia uma variável corrigida a partir do fator de carregamento do explosivo incluindo possivelmente resultados de vibrações a campo afastado.

Além dos ensaios geofísicos realizados nesta pesquisa, podem-se realizar ensaios de deformabilidade in-situ semelhantes aos reportados por Hoek & Diederichs (2006).

Realizar análises numéricas detalhadas e definitivas em quanto à estabilidade de taludes com os métodos de equilíbrio limite, tensão - deformação e pela abordagem probabilística.

Complementar a modificação do método de Williams et al. (2009), aqui apresentado com uma maior quantidade de registros geofísicos de diferentes locais.

Realizar calibrações e ajustes do  $J_w$  com valores diferentes a 1 dentro do cálculo do fator geométrico de descontinuidades  $J_c$  da modificação do GSI (Marinos & Hoek, 2000) e testar as Figuras 6.14 e 6.15 primeiramente na mineração Tintaya e logo em outras cavas a céu aberto.

Esta metodologia não se encontra fechada e restrita para taludes a céu aberto de mineração de grande escala. A metodologia aqui apresentada pode-se implementar em outras obras geotécnicas onde se utilize a escavação a fogo como obras subterrâneas e fundações.

Para conseguir incluir o fator tempo nas ferramentas de retroanálise para propor este dentro de ferramentas semi empíricas é ideal contar com instrumentos de precisão (*microtremors*).

Realizar estudos de retroanálise de projetos de taludes de cavas a céu aberto em mineração onde o zoneamento dos aspectos de geologia de engenharia se realizem por parâmetros de resistência e não se agrupem por litotipos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- ADAMSON, W.R. (1992). Application of the Crosshole Seismic Technique to the Quantitative Assessment of Insitu Rock Structure, PhD Thesis, University of Queensland, Julius Kruttschnitt Mineral Research Centre, Brisbane, Australia, 200 p.
- ADAMSON, W.R., SCHERPENISSE, C.R., & DÍAZ, J.C. (1996). Determinación de Modelos de Velocidad de Partículas en Tronaduras de Mina Los Bronces, Final Report to CMD, Signet Ingeniería, March, 1996, 56 p.
- ADHIKARY, D. P. (1995). The Modeling of Flexural Toppling of Foliated Rock Slopes. PhD Thesis, University of Western Australia, 150 p.
- AMEY, E.B. (2000). Gold. United States Geological Survey.
- ASP BLASTRONICS (1997). Blasting: Design & Evaluation. Manual Prepared for Southern Peru Copper Corporation. B. Adamson, C. Scherpenisse & C. McKenzie (Editors). Australia, 150 p.
- ASSIS, A. P. (2003a). Mecânica das Rochas, Apostila do Curso Básico, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília DF, 110 p.
- ASSIS, A. P. (2003b). Mecânica e Engenharia de Rochas, Apostila do Curso Avançado, Depart. de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 72 p.
- AZEVEDO, I.C.D. & MARQUES, E.A.G. (2002). Introdução à Mecânica das Rochas, Caderno Didático, Editora UFV, Viçosa, Minas Gerais, Brasil, 361 p.
- BARTON, N. (1976). The Shear Strength of Rock and Rock Joints. International Journal Rock Mechanics Mining Science. & Geomechanics. Abstract, 19: 255-279.
- BARTON, N. (1995). The Influence of Joint Properties in Modelling Jointed Rock Masses. 8th International Congress of Rock Mechanics, ISRM, Tokio, Japan, 3: 1023-1032.
- BARTON, N. (2002). Some New Q-value Correlations to Assist in Site Characterization and Tunnel Design. International Journal Rock Mechanics Mining Science. & Geomechanics, (39): 185 – 216.
- BARTON, N. LIEN, R. & LUNDE, J. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics, 6: 189-236.
- BARTON, N. & CHOUBEY, V. (1977). The Shear Strength of Rocks in Theory and Practice, Rock Mechanics, New York, USA, 12: 1-54.
- BARTON, N. & BANDIS, S. (1980). Some Effects of Scale on the Shear Strength of Joints. International Journal Rock Mechanics Mining Science. & Geomechanics. Abstract, 17: 69-73.
- BARTON, N. & BANDIS, S. (1982). Effect of Block Size on the Shear Behavior of Joint Rock–Key Note Lect., 23<sup>rd</sup> U.S. Symposium. on Rock Mechanics, Berkeley-CA, USA, pp 739-760.
- BARTON, N, BANDIS, S. & BAKHTAR, K. (1985). Strength Deformation and Conductivity Coupling of Rock Joints. International Journal Rock Mechanics Mining Science. & Geomechanics. Abstract, 22 (3): 121-140.
- BARTON, N. (2007). Rock Quality, Seismic Velocity, Attenuation and Anisotropy. Taylor & Francis Group, London, UK, 756p.

- BHANDARI, S. (1997). *Engineering Rock Blasting Operations*, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 340 p.
- BICKERS, C.F., DUNBAR, C.T., LEJUGE, G.E. & WALKER, P.A. (2002). Wall Control Blasting Practices at BHP Billiton Iron Ore Mt Whaleback. *Proceedings of the Eighth International Symposium for Rock Fragmentation by Blasting – Fragblast 2002*, Volumen 6, Number 3-4, pp 359-380.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1967). Mechanism of Brittle Fracture of Rock: Part 1–Theory of the fracture process. *International Journal Rock Mechanics Mining Science. & Geomechanics. Abstract*, 4: pp. 395-404
- BIENIAWSKI, Z.T. (1974). Geomechanics Classification of Rock Masses and its Applications in Tunneling. *3rd International Congress. of Rock Mechanics, ISRM, Denver, Vol. IIA: 27-32.*
- BIENIAWSKI, Z.T. (1975). The Point-Load Test. *Engineering Geology*, 9(1): 1-11.
- BIENIAWSKI, Z. (1984). *Rock Mechanic Design in Mining & Tunnelling*, Rotterdam, 272 p.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1989). *Engineering Rock Mass Classification: A Complete Manual for Engineers and Geologists in Mining, Civil and Petroleum Engineering, USA*, 251 p.
- BISHOP, A.P. (1967). Progressive Failure with special reference to the mechanism causing – Panel Discussion, *Geotechnical Conference, Oslo, Norway, 2*, pp. 142-150.
- BRADY, B.H.G. & BROWN, E.T. (1994). *Rock Mechanics for Underground Mining. Second edition.* Chapman & Hall, London, UK, 571 p.
- BROADBENT, C.D. & KO, K.C. (1972). Rheologic Aspects of Rock Slope Engineering Failures. *Proc. 13<sup>th</sup> Symposium of Rock Mechanics, University of Illinois – Urbana, American Society of Civil Engineers - ASCE, New York, USA*, pp. 573-593.
- BROADBENT, C.D. & ZAVODNI, Z.M. (1982). Influence of Rock Structure Stability. *Proc. 3<sup>rd</sup> International Conference on Stability in Surface, American Society of Mining & Metalurgic Engineers - ASME, New York, USA*, pp. 7-18.
- BROCH, E. & FRANKLIN, J.A. (1972). The Point-Load Strength Test. *International Journal Rock Mechanics Mining Science. & Geomechanics. Abstract*, 9: 669-697.
- BROWN, T. & BOOTH, A. (2008). Risk Management. Guidelines for Open Pit Slope Design. Pre-Publication Draft of CSIRO. Read, J. & Stacey, P. (editors), Queensland, Australia, pp. 375-394.
- CAI, M., QIAO, L., LI, C., YU, B. & WANG, S. (2000). Results of in situ Stress Measurements and their Application to Mining Design at Five Chinese Metal Mines. *International Journal Rock Mechanics Mining Science. & Geomechanics. Abstract*, 37: 509-515.
- CAI, M., KAISER, P. K., UNO, H., TASAKA Y. & MINAMI, M. (2004). Estimation of Rock Mass Deformation Modulus and Strength of Jointed Hard Rock Masses Using GSI System. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 41:3-19.
- CALL, R.D., CICCHINI, P.F., RYAN, T.M. & BARKLEY, R.C. (2000). Managing and Analyzing overall pit slopes. *Slope Stability in Surface Mining*, W.A. Hustrulid, M.K. McCarter & D.J.A. Van Dyl (eds.), Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc, Littleton, Colorado, United States, pp. 39-46.
- CAMERON-CLARKE, I.S, & BUDAVARI, S. (1981). Correlation of Rock Mass Parameters Obtained from Borecore and In-Situ Observations. *Eng. Geology*, 17: 19-53.

- CARRANZA-TORRES, C. & FAIRHURST, C. (1999). The Elasto-Plastic Response of Underground Excavations in Rock Masses that Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion. *International Journal Rock Mechanics Mining Science. & Geomechanics*. Abstract, 36: 777-809.
- CARVALHO, J.L. (1997). Kinematic Bench Design, User Manual. Golder Associates Inc. Mississauga, Canada, 10 p.
- CARVALHO, J.L. (1999). Slope Stability Analysis for Open Pits. Mississauga, Canada, 15 p.
- CARVALHO, J.L., KENNARD, D.T. & LORIG, L. (2002). Numerical Analysis of the East Wall of Toquepala Mine, Southern Andes of Peru. Proc. ISRM International Symposium on Rock Engineering for Mountainous Regions, EUROCK 2002, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Madeira, Portugal, pp. 615-625.
- CHOWDHURY, R.N. (1978). Slope Analysis. *Developments in Geotechnical Engineering*, Elsevier Science Publishing Company, 15 p.
- COOK, N. G. W.; HOEK, E.; PRETORIUS, J. P. G.; ORTLEPP, W. D. & SALAMON, M. D. G., (1966). Rock mechanics applied to the study of Rockbursts, 25 p.
- COOK, N. G. W., HOOD, M. & TSAI, F., (1984). Observation of crack growth in hard rock loaded by an indenter. *International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences and Geomechanics*.
- COULTHARD, M.A., JOURNET, N.C. & SWINDELLS, C.F. (1992). Integrations of Stress Analysis into Mine Excavation Design, Proc. 33<sup>rd</sup> U.S. Symposium of Rock Mechanics – Santa Fe 1992, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 451-460.
- DEERE D.U. (1969). Geological Considerations. *Rock Mechanics in Engineering Practice*, K.G. Stagg & O.C. Zienkiewics (eds), John Wiley & Sons, London, UK, pp. 1-20.
- DESAI, C.S. & SIRIWARDANE, H.J. (1984). *Constitutive Laws for Engineering Materials, with Emphasis on Geologic Materials*. Prentice-Hall, New Jersey, USA, 468 p.
- DIEDERICHS, M.S. & HOEK, E. (1989). DIPS-Version 2.2 - User'S Manual. Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada, 30 p.
- DIEDERICHS, M.S. (1999). *Instability of Hard Rockmasses: The Role of Tensile Damage and Relaxation*, PhD Thesis, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, 617 p.
- DIEDERICHS, M.S., (2003). Rock fracture and collapse under low confinement conditions. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Austria, p. 339-381,
- DODD, J.S. & ANDERSON, H.W. (1971). Tectonic Stresses and Rock Slope Stability. Proc. 13th Symposium of Rock Mechanics, Illinois, USA, pp. 171-182.
- DONZÉ, F. V.; BOUCHEZ, J. & MAGNIER, S. A., (1997). Modeling fractures in rock blasting. *International Journal of Rock Mechanics Mining Sciences and Geomechanics*.
- DOURADO, J.C. (1984). A Utilização da Sísmica na Determinação de Parâmetros Elásticos de Maciços Rochosos e Terrosos “In Situ”. *Associação Brasileira de Geologia de Engenharia*. 16p.
- DOWDING, C. H., (1985). *Blast vibration monitoring and control*. Prentice Hall, London, 135p.
- DURAND, A.F. (1995). Estudo de Estabilidade de Taludes em Mineração a partir de Classificação Geomecânica, Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-023A/95, Depart. de Engenharia Civil & Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 192 p.

- EBERHARDT, E. (2001) Engineering Rock Mechanics, Toronto, Canada, 120 p.
- EDELBRO, C. (2003). Rock Mass Strength-A Review, Internal Report, Division of Rock Mechanics, Dep. of Civil & Envir. Engin., Lulea Univ. of Tech., Lulea, Sweden, 160 p.
- EDELBRO, C. (2004). Evaluation of Rock Mass Strength Criteria, Licenciante Thesis, Division of Rock Mechanics, Department of Civil and Environmental Engineering, Lulea University of Technology, Lulea, Sweden, 153 p.
- EDELSTEIN, D. (2000). Copper. United States Geological Survey. 20p.
- EVERITT, R. A. & LAJTAI, E. Z. (2004). The Influence of rock fabric on excavation damage in the Lac du Bonnet Granite. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences.
- FORSYTH, W. W. (1993). A Discussion of blast-induced overbreak around underground excavations. Proceedings of the Fourth Int. Symposium on Rock Fragmentation by Blasting, FRAGBLAST 4, Rotterdam, Balkema, pp 161-166.
- FOURNEY, W. L.; BARKER, D. B. & HOLLOWAY, D. C. (1983). Fragmentation in jointed rock material. First International Symposium of Rock Fragmentation by Blasting, Lulea, pp 505-531.
- GERALDI, J. L. P. (1987). Instrução Sísmica de Detonações - Controle do Meio Ambiente e Otimização de Planos de Fogo. In: Congresso Brasileiro de Mineração. São Paulo, IBRAM, 10 p.
- GIANNI, G.P. (1992) Rock Slope Stability Analysis, A.A. Balkema, The Netherlands, 361 p.
- GOODMAN, R.E. & SHI, G.H. (1985). Block Theory and its Application to Rock Engineering, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 585 p.
- GOODMAN, R.E. (1989). Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & Sons (2.ed.), New York, USA, 562 p.
- GRIMSTAD, E. & BARTON, N. (1993). Updating of the Q - System for NMT. International Symposium on Sprayed Concrete - Modern Use of Wet Mix Sprayed Concrete for Underground Support, Kompen, Psahl & Berg (eds), Fagernes, Norway, pp. 1-21.
- HAGAN, T.N. & BULOW, B. (2000). Blast Designs to Protect Pit Walls. Proceedings of Slope Stability in Surface Mining, W.A. Hustrulid, M.K. Mc Carter & D.J.A. Van Zyl (Editors), Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc. (SME), Littleton, Colorado, USA, pp. 125-130.
- HENDRON, A.J. (1969). Mechanical properties of rock. Rock Mechanics in Engineering Practice, K.G. Stagg & O.C. Zienkiewics (eds), John Wiley & Sons, London, UK: 21-53.
- HERGET, G. (1988). Stresses in Rock, Balkema Publ., Rotterdams, The Netherlands, 179 p.
- HIDALGO, C.A. (2002). Classificação Geomecânica e Simulação Numérica de Estrutura Subterrânea de Barragens, Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-089A/02, Depart. de Engenharia Civil & Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 200 p.
- HOEK, E. (1990). Estimating Mohr-Coulomb Friction and Cohesion Values from the Hoek - Brown Failure Criterion, International Journal Rock Mechanics Mining Science. & Geomechanics. Abstract, 27, pp. 227 -229.
- HOEK, E. (1998). Rock Engineering-The Application of Modern Techniques to Underground Design, Notes From a Short Course. ABMS-CBMR-CBT, São Paulo, SP, 268 p.



- HOEK, E. (2000), Practical Rock Engineering – An Ongoing Set of Notes, available on the Rocscience website, [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com). Acesso em: Outubro 2005.
- HOEK, E. & BROWN, E.T. (1980a). Underground Excavations in Rock (in Spanish), McGraw-Hill Book Co, Mexico DF, Mexico, 634 p.
- HOEK, E. & BROWN, E.T. (1980b). Empirical Strength Criterion for Rock Masses. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. 106 (GT9): 1013-1035.
- HOEK, E. & BRAY J.W. (1981). Rock Slope Engineering, The Institution of Mining & Metallurgy, London, UK, 358 p.
- HOEK, E. & BROWN, E.T. (1988). The Hoek-Brown Failure Criterion - a 1988 Update. Proc. 15th Canadian Rock Mech. Symp. (ed. J.C. Curran), Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Canada, pp. 31-38.
- HOEK, E., WOOD, D. & SHAH, S. (1992). A Modified Hoek & Brown Failure Criteria for Joint Rock Masses, International ISRM Symposium on Rock Characterization, EUROCK 92 Chester, Britain Geologic Society, London, United Kingdom, pp. 209 – 214.
- HOEK, E., KAISER P. K. & BAWDEN W. F. (1995). Support of Underground Excavations in Hard Rock, A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 350 p.
- HOEK, E., READ, J., KARZULOVIC, A. & CHEN, Z. Y. (2000a). Rock Slopes in Civil and Mining Engineering, Proc. International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng 2000, Invited Paper Inc, Lancaster, 1, pp. 643-658.
- HOEK, E., RIPPERE, K.H. & STACEY, P.F. (2000b). Large Scale Slope Designs- A Review of the State of Art. Slope Stability in Surface Mining, Hustrulid, McCarter & D.J.A. Van Dyl (eds.), Soc. for Mining, Metallurgy and Exploration, Littleton, CO, USA, pp. 3-10.
- HOEK, E., CARRANZA-TORRES C. & CORKUM B. (2002). Hoek-Brown Failure Criterion, Proc. North American Rock Mechanics Society, Toronto, Canada, 7 p.
- HOEK, E. & DIEDERICHS M.S. (2005). Empirical Estimation of Rock Mass Modulus, Article in Press – International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 3 p.
- HOEK, E. & DIEDERICHS M.S. (2006). Empirical Estimation Of Rock Mass Modulus. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol. 43, No 2. pp. 203–215.
- HOEK, E. & MARINOS P. (2007). A Brief History of the Development of the Hoek-Brown Failure Criterion. Soils and Rocks, No 2. pp. 2–13.
- HOLMBERG, R. (1993). Proceedings of the Fourth International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting – Fragblast 4, Rotterdam, Balkema, 155 p.
- HOLMBERG, R. & PERSSON, P. (1979). Design of Tunnel Perimeter Blasthole Patterns to Prevent Rock Damage, Proceedings, Tunnelling 1979, London, March 12-16, (Jones, M.J. Ed.), Institution of Mining and Metallurgy, London, UK.
- HUDSON, J. A. (1993). Comprehensive Rock Engineering. Pergamon Press, Oxford. 110p.
- HUDSON, J. A. & HARRISON, J. P. (1997a). Engineering Rock Mechanics, First Part: An Introduction to the Principles, Pergamon, London, UK, 444 p.
- HUDSON, J. A. & HARRISON, J. P. (1997b). Engineering Rock Mechanics, Second Part: Illustrative Worked Examples, Pergamon, London, UK, 506 p.
- HUSTRULID, W., KUCHTA M. (1995). Open Pit Mine Planning and Design, Volume 1 – Fundamentals, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfields, The Netherlands, 636 p.

- HUSTRULID, W.A., MC CARTER, M.K. & VAN ZYL, D.J.A. (2000). Slope Stability in Surface Mining, Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Inc. (SME), Littleton, Colorado, USA, 442 p.
- ISRM (1978). Suggested Methods for determining the strength of rock materials in triaxial compression. International Journal Rock Mechanics Mining Science. & Geomechanics. Abstract, 15 (2): 47-51.
- ISRM. (1973). Suggested Method for Determining the Point-Load Strength Index. ISRM Committee on Laboratory Tests, Document, 1; pp. 8-12.
- ISRM. (1981). Rock Characterization Testing and Monitoring-ISRM Suggested Methods. E.T. Brown (ed), Pergamon, Oxford, England, 211 p.
- JAEGER, J.C. & COOK, N.G.W. (1979). Fundamentals of Rock Mechanics, Fletcher & Son Ltd, Great Britain, 583 p.
- KARZULOVIC, A. (2003). Seminário Internacional de Geomecânica em Mineração (em espanhol), Universidade Nacional de Engenharia, Lima, Peru, 150 p.
- KENNEDY, B. & NIERMYER, K. (1970). Slope Monitoring Systems Used in the Prediction of the Major Slope Failure at the Chuquicamata Mine, Chile. In Planing Open Pits Mines, Proc. Symp. on the Theoretical Background to the Planing of Open Pits Mines with the Special Ref. to Slope Stability. Balkema, CapeTown. Johannesburg, Russia, pp. 215-225.
- KIRK, W.S. (2000). Iron Ore. United States Geological Survey. 15p.
- KOU, S. Q., (1995). Some basic problems in rock breakage by blasting and by indentation. PhD thesis, Lulea University of Technology, 90 p.
- KOU, S. Q.; LIU, H. Y.; LINDQVIST, P. A.; TANG, C. A. (2004). Rock fragmentation mechanisms induced by a drill bit. International Journal Rock Mechanics Sciences, 32p.
- LAUBSCHER, D.H. (1984). Geomechanics Classification of Jointes Rock Masses – Mining Applications. T. I. Min. & Metall A., (86): A1 – A8, 8p.
- LAURO, C.A. (1997). Análise da Interação Maciço-Suporte em Túneis Escavados em Rocha, Dissertação de Mestrado, Dep. Eng. Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 173 p.
- LEVINE, D.M., BERENSON, M.L. & STEPHAN, D. (1998). Estatística: Teoria e Aplicações, Livros Técnicos e Científicos, RJ, Brasil, 811 p.
- LIMA, M.J. (1983). Prospecção Geotécnica do Subsolo, LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, RJ, 104 p.
- LOPEZ, C. (1994). Escavação a Fogo em Rochas (em espanhol), Instituto Tecnológico Geominero de España, Madrid, Espanha, 544 p.
- LORIG, L. & VARONA, P. (2004). Numerical Analysis, Rock Slope Engineering – Civil and Mining, based on the third edition (1981) by E. Hoek & J.W. Bray (D.C. Wyllie & C.W. Mah, Authors), Fourth Edition, Spon Press, London, UK, pp. 219-244.
- MALDONADO, A. (2006). Caracterização das Estruturas Geológicas e Estimativa da Resistência ao Cisalhamento das Descontinuidades na Mineração Tintaya, Dissertação de Mestrado, Inst. de Geociências, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 146 p.
- MARINOS, P. & HOEK, E. (2000). GSI: A Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation. Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering – GeoEng2000, J.L. Briaud (ed.), Institution of Engineers, Melbourne, Australia, 19 p.

- MARINOS, P. & HOEK, E. (2001). Estimating the Geotechnical Properties of Heterogeneous Rock Masses such as Flysch. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 60(2): 85–92.
- MARINOS, V., MARINOS, P. & HOEK, E. (2005). The Geological Strength Index: Applications and Limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 64(1): 55–65.
- MARTIN, C.D., KAISER, P.K. & McCREATH, D.R. (1999). Hoek-Brown Parameters for Predicting the Depth of Brittle Failure Around Tunnels, *Canadian Geotechnical Journal* (36): 136 – 151.
- MARTINO, J. B. & CHANDLER, N. A. (2004). Excavation-Induced Damage Studies At The Underground Research Laboratory. *International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics*.
- MARTINS, F.F. & MARTINS, J.B. (2004). Rigid-Plastic and Elastic-Plastic Methods to Obtain the Safety Factor in the Slopes Stability Analysis, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 8 p.
- MCKENZIE, C. K. (1993). Methods of Improving Blasting Operations, *Comprehensive Rock Engineering; Principles, Practice & Projects*, Pergamon Press, England, 71-94;
- MEZA, P.A., DUEÑAS J.R. & RIVERA J.P. (2002). Field Data Geomechanics Guide (in Spanish), Faculty of Geology & Mining, San Agustín National University, Arequipa, Peru, 27 p.
- MITAIM, S. & DETOURNAY, E. (2004). Damage Around a Cylindrical Opening In A Brittle Rock Mass. *International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geomechanics*.
- MÜLLER, L. (1966). Progressive Failure in Medium Slopes (in german). Proc. 1<sup>st</sup> International Congresses of Rock Mechanics (Lisbon), pp. 679-686.
- PALMSTRÖM, A. (1995). R<sub>Mi</sub> – a Rock Mass Characterization System for Rock Engineering Purposes, Ph.D. Thesis, University of Oslo, Norway, 400 p.
- PALMSTRÖM, A. (1996a). Characterizing Rock Masses by the R<sub>Mi</sub> for Use in Practical Rock Engineering Part 1: The Development of the Rock Mass Index. *Tunneling and Underground Space Technology*, 11 (2): 175-188.
- PALMSTRÖM, A. (1996b). Characterizing Rock Masses by the R<sub>Mi</sub> for Use in Practical Rock Engineering, Part 2: Some Practical Applications of the Rock Mass Index (R<sub>Mi</sub>). *Tunneling and Underground Space Technology*, 11 (3): 287-303.
- PALMSTRÖM, A. & SINGH, R. (2001). The Deformation Modulus of Rock Masses-Comparisons Between in situ Tests and Indirect Estimates. *Tunneling and Underground Space Technology*, 16: 115-131.
- PARK, R. G., 1987. *Geological Structures and Moving Plates*. Chapman & Hall, 337 p
- PARRY, R.H.G. (1995). *Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics*, Chapman & Hall UK, Cambridge, UK, 230 p.
- PATTON, F.D. (1966). Multiple Modes of Shear Failure in Rock. 1st Congress of the International Society of Rock Mechanics, ISRM, Lisbon, Portugal, Vol. 1: 509-513
- PATTON, F. & DEERE, D. (1971). Geologic Factors Controlling Slope Stability in Open Pit Mine. Proc. 1st International Conference on Slope Stability In Open Pit Mining, Vancouver, Canada, pp. 23-47.

- PAVENTI, M.; LIZOTTE, Y.; SCOBLE, M.; MOHANTY, B., 1996. Measuring rock Mass Damage In Drifting. Proceedings of the Fifth International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting – Fragblast 5, Rotterdam, Balkema.
- PERSSON P. A., HOLMBERG, R. & PERSSON, G. (1977). Careful blasting of slopes in open pit mines. Swedish Detonic Research Foundation, Sweden, 155.
- RAMSAY, J. G. E HUBBER, M. J. (1983). The Techniques of Modern Structural Geology (Volume 1). Academic Press, 307 p.
- RAMSAY, J. G. E HUBBER, M. J. (1987). The Techniques of Modern Structural Geology (Volume 2) . Academic Press, 308 - 700 p.
- READ, J. & STACEY, P. (2009). Guidelines for Open Pit Slope Design. CSIRO Publishing. Perth, Australia, 482p.
- READ, S.A.L., RICHARDS, L.R. & PERRIN, N.D. (1999). Applicability of the Hoek–Brown Failure Criterion to New Zealand Greywacke Rocks. In: Vouille G, Berest P, editors. Proceedings of the Nineth International Congress on Rock Mechanics, Vol. 2, Paris, France, p. 655–660.
- RHATORE, S. S. & BHANDARI, S. (2003). Prevention of damages to remaining rock while blasting in dimensional stones. Workshop on Marketing and Technical Issues Related to Stone Industry, 5p.
- RICHARDS, L. R. & READ, S. A. L. (2011). A Comparison of Methods for Determining  $m_i$ , the Hoek-Brown Parameter Ffor Intact Rock Material, In Proceedings of the 45th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium sponsored by the American Rock Mechanics Association, 10p.
- RIPPERE, K., YONGLIAN, S., TEJADA, L. (1999). Geotechnical Monitoring and Modeling at Cuajone Open-Pit Mine, Mining Science and Technology '99, Xie & Golosinski (eds.), Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 379-383.
- ROCSCIENCE INC. (1997). Dips, User's Guide, Toronto, Ontario, Canadá, 90 p.
- ROCSCIENCE INC. (2004a). RocLab - Rock Mass Strength Analysis Using the Hoek-Brown Failure Criterion, User's Guide, Toronto, Ontario, Canadá, 27 p.
- ROCSCIENCE INC. (2004b). Slide v.5.0, User's Guide, Toronto, Ontario, Canadá, 124 p.
- ROCSCIENCE INC. (2009). Phase2 v.7.0, User's Guide, Toronto, Ontario, Canadá, 120 p.
- ROMANA, M.R. (1996). A Geomechanical Classification for Slopes: Slope Mass Rating. Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice & Projects. Hudson J.A. (ed.). Volume 3, Pergamon Press, England, 45 p.
- ROMANA, M.R., SERÓN J.B. & MONTALAR, E. (2003). SMR Geomechanics Classification: Application, Experience and Validation. I ISRM 2003: Technology Roadmap for Rock Mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy, South Africa, 4 p.
- RYAN, T.M. & CALL, R.D. (1992). Applications of Rock Mass Monitoring for Stability Assessment of Pit Slope Failure, Proc. 33<sup>rd</sup> U.S. Symposium of Rock Mechanics – Santa Fe – New Mexico, A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 221-229.
- SCHERPENISSE, C., VEGA, M. & VALDIVIA, C. (1997). Metodología de Simulación de Vibraciones para el Control de Estabilidad de la Esquina NE de la Mina Escondida. IV Congreso Chileno de Ingenieria Geotécnica, Valparaíso, Chile, 6p.

- SERAFIM, J.L. & PEREIRA, J.P. (1983). Consideration of the Geomechanical Classification of Bieniawski. Proc. Int. Symp. Eng Geol Underground Construction, Lisbon, Portugal, pp. 33–44.
- SERRA, E. J. & OJIMA L. M. (1998) Caracterização e Classificação de Maciços Rochosos. Geologia de Engenharia, Oliveira, A. S. & Brito, S. A. (Ed), ABGE, SP, 211-226 p.
- SHEOREY, P.R. (1985). Support Pressure Estimation in Failed Rock Conditions. Engineering Geology, 22: 127-140.
- SHEOREY, P.R. (1994). A Theory For In Situ Stress in Isotropic and Transversely Isotropic Rock. International Journal Rock Mechanics Mining Science. & Geomechanics. Abstract, 31: 23-34.
- SHEOREY, P.R., BISWAS, A.K. & CHOUBEY, V.D. (1989). An Empirical Criterion for Rocks and Jointed Rock Masses. Engineering Geology, 26: 141-159.
- SHERIFF, P. (1972). A Geophysical Encyclopedic. First Edition. John Willey & Sons. New York, USA. 600 p.
- SINGH, S. P. (1993). Prediction and determination of explosive induced damage. Proceedings of the Fourth International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting – Fragblast 4, Rotterdam, Balkema, 128 p.
- SJÖBERG, J. (1996). Large Scale Slope Stability in Open Pit Mining – A Review, Technical Report, Division of Rock Mechanics, Lulea University of Technology, Lulea, Sweden, 215 p.
- SJÖBERG, J. (1997). Estimating Rock Mass Strength using the Hoek-Brown Failure Criterion and Rock Mass Classification–A Review and Application to the Aznalcollar Open Pit, Internal Technical Report, Division of Rock Mechanics, Department of Civil and Environmental Engineering, Lulea University of Technology, Lulea, Sweden, 61 p.
- SJÖBERG, J. (1999). Analysis of Large Scale Rock Slopes, PhD Thesis, Division of Rock Mechanics, Department of Civil and Environmental Engineering, Lulea University of Technology, Lulea, Sweden, 788 p.
- SME (1992). Mining Engineering Handbook, Volume 1, Second Edition. H.L. Hartman, S.G. Britton, J.M. Mutmanský, D.W. Gentry, W.J. Schlitt, M. Karmis & M.Singh (editors). Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. Littleton, Colorado, USA, 2360 p.
- SOUZA, L.A.P., SILVA, R.F. & IYOMASA W.S. (1998) Métodos de Investigação. Geologia de Engenharia, Oliveira, A.S. & Brito, S.A. Editores, ABGE, São Paulo, SP, pp. 163-210.
- STACEY, T.R. (1973). Stability of Rock Slopes in Mining and Civil Engineering Situations Mine, National Mechanical Engineering Research Institute, Pretoria, South Africa, 217 p.
- SULLIVAN, T.D. (1993). Understanding pit slope movements. In Geotechnical Instrumentation and Monitoring in Open Pit and Underground Mining, The Netherlands, pp. 435-445.
- TEJADA, L.C. (2000). Geotechnical Monitoring and Modeling at Open-Pit Mine (in Spanish), Licenciante Thesis, Professional School of Engineering Geology, Faculty of Geology and Mining, San Agustín National University, Arequipa, Peru, 94 p.
- TEJADA-CERVANTES, L.M. (2007). Avaliação Geotécnica de Projeto de Taludes de Grande Porte de Mineração com Base nos Aspectos de Geologia de Engenharia. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-150/07, Departamento de Engenharia Civil & Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 220 p.

- TEJADA-CERVANTES L. M. & TEJADA, L.C.A. (2006) Evaluation of Andean Mining Slopes: Calculation of Safety Factor with Finite Element Code Program (in spanish). Proc. VI Inter. Symp. in Information Technology Applied to Mining, IIMP, Lima, Perú, 20 p.
- TEJADA – CERVANTES, L.M., MURRIETA, P & RIBEIRO, L.F.M. (2006). Aplicação da Avaliação Geomecânica de Maciços Rochosos no Planejamento da Escavação a Fogo em Mineração, II Simp. Brás. de Jovens Geotécnicos, GEOJOVEM, Nova Friburgo, RJ, 6 p.
- TEJADA-CERVANTES, L.M. & ASSIS, A. (2008). Controle da Fragmentação de Rochas em Mineração a Céu Aberto Mediante a Adaptação dos Parâmetros Obtidos na Classificação Geomecânica, XIV Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, Associação Brasileira de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, Rio de Janeiro, Brasil, 6 p.
- VARGAS, J. & HITCHCOCK, W. (2000). Tintaya Geotechnical Report: Mining Slopes Design (in Spanish). Internal Report. BHP Billiton Minerals Development Inc. 190 p.
- WESSELOO, J. & READ, J. (2008). Acceptance Criteria. Guidelines for Open Pit Slope Design. Pre-Publication Draft of CSIRO. J.Read & P.Stacey (Editors), Queensland, Australia, pp. 219-234.
- WILLIAMS, P., FLOYD, J., CHITOMBO., G. & MATON, T. (2009). Design Implementation. Guidelines for Open Pit Slope Design. Publication of CSIRO. J.Read & P.Stacey (Editors), Queensland, Australia, pp. 261-323.
- WYLLIE, D.C. & MAH, C.W. (2004). Rock Slope Engineering, Civil & Mining based on the 3rd edition (1981) by E. Hoek & J.W. Bray, 4th Edition, Spon Press, London, UK, 431 p.
- ZAGREBA, S.V. (2003). A Blasting Fragmentation Model of Rocks. FRAGM – West Virginia, 7 p.
- ZAVODNI, Z.M. & BROADBENT, C.D. (1978). Slope Failure Kinematics. Proc 19<sup>th</sup> U.S. Symposium of Rock Mechanics, Stateline, Nevada, USA, pp. 86-94.
- ZAVODNI, Z.M. & BROADBENT, C. (1980). Slope Kinematics. CIM Bul. 816, USA. 7 p.
- ZEA, R.E.H. (2004). Mecanismos de Ruptura em Taludes Altos de Mineração a Céu Aberto, Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade de São Paulo, SP, 124p.
- ZHANG, J. C. & CHANG, C. (1999). On Damage Mechanism Of Microcrack Zone In Rock Blasting And Its Measurement. Proceedings of the Sixth International Symposium for Rock Fragmentation by Blasting. Johannesburg, South African Institute of Mining and Metallurgy, pp 359-363.

PESOS DE ATRIBUIÇÃO DE PARÂMETROS PARA A APLICAÇÃO DE CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS

Tabela A.1 – Parâmetros para o cálculo de RMR versão 1989 (modificado - Bieniawski, 1989).

A. PARÂMETROS DE CLASSIFICAÇÃO E SEUS PESOS									
1	Resistência da rocha intacta	Índice de carga puntiforme (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	Para este baixo nível é preferível $\sigma_c$		
		Resistência à compressão uniaxial (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Peso	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD (%)	90-100	75-90	50-75	25-50	<25			
	Peso	20	17	13	8	3			
3	Espaçamento das descontinuidades	>2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm			
	Peso	20	15	10	8	5			
4	Condição das descontinuidades (ver E)	Superfície muito rugosa, descontínua, sem separação, rocha das paredes inalteradas.	Superfície ligeiramente rugosa, separação <1mm, paredes ligeiramente alteradas.	Superfície ligeiramente rugosa, separação <1mm, paredes altamente alteradas	Superfície polida ou preenchimento com espessura <5 mm ou separação 1-5 mm, contínua	Preenchimento mole com espessura >5 mm Separação >5 mm contínua.			
	Peso	30	25	20	10	0			
5	Água subterrânea	Fluxo por 10 em 10 m de comprimento do talude (l/min)	Nenhum	<10	10-25	25-125	>125		
		Razão da pressão da água na descontinuidade e a tensão principal maior	0	<0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	>0,5		

Tabela A.1 – Parâmetros para o cálculo de RMR 1989 (modificado - Bieniawski, 1989) (continuação).

6	Condições gerais	Completamente seco	Úmido	molhado	Gotejante	Fluxo
	Peso	15	10	7	4	0
<b>B. AJUSTE DOS PESOS POR ORIENTAÇÃO DAS DESCONTINUIDADES</b>						
Direção e orientação do mergulho		Muito favorável	favorável	regular	desfavorável	Muito desfavorável
Peso	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60
<b>C. CLASSES DE MACIÇO ROCHOSO DETERMINADO DO RMR</b>						
RMR		100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Número da classe		I	II	III	IV	V
Descrição do maciço rochoso		Muito bom	Bom	regular	ruim	Muito ruim
<b>D. SIGNIFICADO DA CLASSE DE MACIÇO ROCHOSO</b>						
Número da classe	I	II	III	IV	V	
Tempo médio de autosustentação	20 anos para um vão de 15 m	1 ano para um vão de 10 m	Uma semana para um vão de 5 m	10 horas para um vão de 2,5 m	30 min para um vão de 1 m	
Coesão do maciço rochoso (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100	
Ângulo de atrito do maciço rochoso ( $\phi^\circ$ )	>45	35-45	25-35	15-25	<15	



Tabela A.1 – Parâmetros para o cálculo de RMR 1989 (modificado - Bieniawski, 1989) (continuação).

E. GUIA PARA CLASSIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DAS DESCONTINUIDADES					
Persistência da descontinuidade	<1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	>20 m
Peso	6	4	2	1	0
Apertura	Nenhum	<0,1 mm	0,1-1,0 mm	mm	>5 mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugosa	Rugoso	Ligeiramente rugosa	lisa	Polida
Peso	6	5	3	1	0
Preenchimento	Nenhum	Preenchimento duro<5 mm	Preenchimento duro>5 mm	Preenchimento mole<5 mm	Preenchimento mole>5 mm
Peso	6	4	2	2	0
Alteração	Não alterada	Ligeiramente alterada	Moderadamente alterada	Altamente alterada	Decomposta
Peso	6	5	3	1	0
F. EFEITO DA ORIENTAÇÃO E MERGULHO DA DESCONTINUIDADE EM TÚNEIS					
Direção perpendicular ao eixo do talude			Direção paralela ao eixo do talude		
Mergulho na direção da inclinação do talude 45-90°	Mergulho na direção da inclinação do talude 20-45°		Mergulho 45-90°	Mergulho 20-45°	
Muito favorável	Favorável		Muito favorável	Regular	
Mergulho na direção oposta da inclinação do talude 45-90°	Mergulho na direção oposta da inclinação do talude 20-45°		Mergulho 0-20° independentemente da direção		
Regular	Desfavorável		regular		

Tabela A.2 – Fator de ajuste para as juntas para o cálculo de SMR (modificado - Romana, 1996).

Caso		Muito Favorável	Favorável	Normal	Desfavorável	Muito Desfavorável
P/T	$ \text{aj} \pm \text{bs} $ $ \text{aj} \pm \text{bs} $ $ \text{aj} \pm \text{bs} $ 180°	>30°	30°-20°	20°-10°	10°-5°	<5°
P/T	F1	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P	$ \text{bj} $	<20°	20°-30°	30°-35°	35°-45°	>45°
	F2	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
T	F2	1	1	1	1	1
P/T	$\text{bj}-\text{bs}$	>10°	10°-0°	0°	0°-(-10°)	<-10°
	$\text{bj}+\text{bs}$	<110°	110°-120°	>120°		-
P/T	F3	0	-6	-25	-50	-60

**P:** Ruptura planar    **as:** direção do mergulho            **aj:** direção do mergulho das juntas  
**T:** Ruptura por tombamento                                **bs:** mergulho do talude            **bj:** mergulho das juntas

Tabela A.3 – Fator de ajuste segundo o método de escavação para o cálculo do SMR (modificado - Romana, 1996).

Método	Talude Natural	Pré-Corte	Escavação a Fogo Leve	Escavação a Fogo ou Mecânica	Escavação a Fogo Deficiente
F4	+ 15	+ 10	+ 8	0	- 8

Tabela A.4 – Classificação da estabilidade segundo o SMR (modificado - Romana, 1996).

Clase	V	IV	III	II	I
<b>SMR</b>	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
<b>Descrição</b>	Muito Ruim	Ruim	Normal	Bom	Muito Bom
<b>Estabilidade</b>	Totalmente Instável	Instável	Parcialmente Estável	Estável	Totalmente Estável
<b>Rupturas</b>	Grandes rupturas por planos contínuos	Juntas ou grandes cunhas	Algumas juntas ou cunhas	Alguns blocos	Nenhuma
<b>Tratamento</b>	Escavar novamente	Correção	Sistemático	Ocasional	Nenhuma

Tabela A.5 – Rupturas segundo o valor do SMR (modificado - Romana, 1996).

Ruptura Planar		Ruptura em Cunha	
SMR>60	Nenhuma	SMR>75	Muito Poucas
60>SMR>40	Importantes	75>SMR>49	Algumas
40>SMR>15	Muito Grandes	55>SMR>40	Muitas
Ruptura por Tombamento		Ruptura Total (Circular)	
SMR>65	Nenhuma	SMR>30	Nenhuma
65>SMR>50	Menores	30>SMR>10	Possível
40>SMR>30	Muito Grandes		

Tabela A.6 - Valores do fator de rugosidade (JR) do RMi (modificado-Palmström, 1996a).

Rugosidade a pequena escala	Rugosidade de grande escala				
	Planar	Ligeiramente ondulada	Fortemente ondulada	Com degraus	Embricados
Muito rugosa	3	4	6	7,5	9
Rugosa	2	3	4	5	6
Ligeiramente rugosa	1,5	2	3	4	4,5
Lisa	1	1,5	2	2,5	3
Polida	0,75	1	1,5	2	2,5
Espelhada*	0,6-1,5	1/fev	1,5-3	2/abr	2,5-5

Para descontinuidades preenchidas: JR=1. Para descontinuidades irregulares é sugerido JR=5

\*Para descontinuidades espelhadas o valor de JR depende da ocorrência das situações, os maiores valores são usados para superfícies com marcado estriamento.

Tabela A.7 - Fator de tamanho e continuidade (JL) do RMi (modificado-Palmström, 1996a).

Comprimento descontinuidade (m)	Termo	Tipo	JL	
			Descontinuidade não persistente.**	Descontinuidade e persistente **
<0,5	Muito curta	Acamamento ou foliação	3	6
0,1-1,0	Curta/pequena	Descontinuidade	2	4
1-10	Mediana	Descontinuidade	1	2
10-30	Longa/comprida	Descontinuidade	0,75	1,5
>30	Muito comprida	Descontinuidade preenchida, cisalhamento*.	0,5	1

\*As vezes ocorre como uma descontinuidade única, e nesses casos deve ser tratado separadamente. \*\* descontinuidades não persistentes em rochas maciças.

Tabela A.8 - Fator de alteração da descontinuidade (JA) do RMi (modificado - Palmström, 1996a).

A. CONTATO ENTRE AS DUAS PAREDES DA DESCONTINUIDADE		
Termo	Descrição	JA
<b>Descontinuidades limpas</b>		
Descontinuidades fechadas ou soldadas	Preenchimento mole e impermeável (quartzo, epidotito, etc)	0,75
Paredes de rocha fresca	Sem recobrimento ou preenchimento da superfície da descontinuidade, exceto por degradação (staining).	1
Alteração das paredes	A superfície da descontinuidade exibe alteração maior que a rocha. Superfície da descontinuidade com dois tipos de alteração maior que a rocha.	2
1 escala mais alterada 2 escala mais alterada		4
<b>Cobertura ou preenchimento fino</b>		
Areia, silte, calcita etc. Argila, clorita, talco etc.	Cobertura de material granular sem argila	3
	Cobertura de minerais moles e coesivos	4

Tabela A.9 - Fator de alteração da descontinuidade (JA) do R<sub>Mi</sub> (modificado -Palmström, 1996a) (continuação).

<b>B. DESCONTINUIDADES PREENCHIDAS, CONTATO PARCIAL OU SEM CONTATO.</b>			
<b>Tipo de material do preenchimento</b>	<b>Descrição</b>	<b>JA</b>	
		<b>Parcial Preenchimento fino &lt;5 mm*</b>	<b>Nulo Preenchimento espesso &gt;5 mm</b>
Areia, silte, calcita etc	Preenchimento de materiais granulares sem argila	4	8
Matériaiais argilosos compactos	Preenchimento de materiais argilosos duros	6	10
Materiais argilosos moles	Preenchimento de argila com média ou baixa relação de pré-adensamento	8	12
Materiais argilosos expansivos	Material de preenchimento com claras propriedades expansivas	8-12	12-20

\*Baseado na divisão de espessuras do sistema RMR (Bieniawski, 1974)

Tabela A.10 – Classificação Geomecânica R<sub>Mi</sub> (modificado - Palmström, 1996a).

<b>Termo</b>		
<b>Para R<sub>Mi</sub></b>	<b>Relacionado à resistência do maciço rochoso</b>	<b>Valor de R<sub>Mi</sub></b>
Extremamente baixo	Extremamente fraco	<0,001
Muito baixo	Muito fraco	0,001-0,01
Baixo	Fraco	0,01-0,1
Moderado	Médio	0,1-1,0
Alto	Resistente	1,0-10
Muito alto	Muito resistente	10-100
Extremamente alto	Extremamente resistente	>100

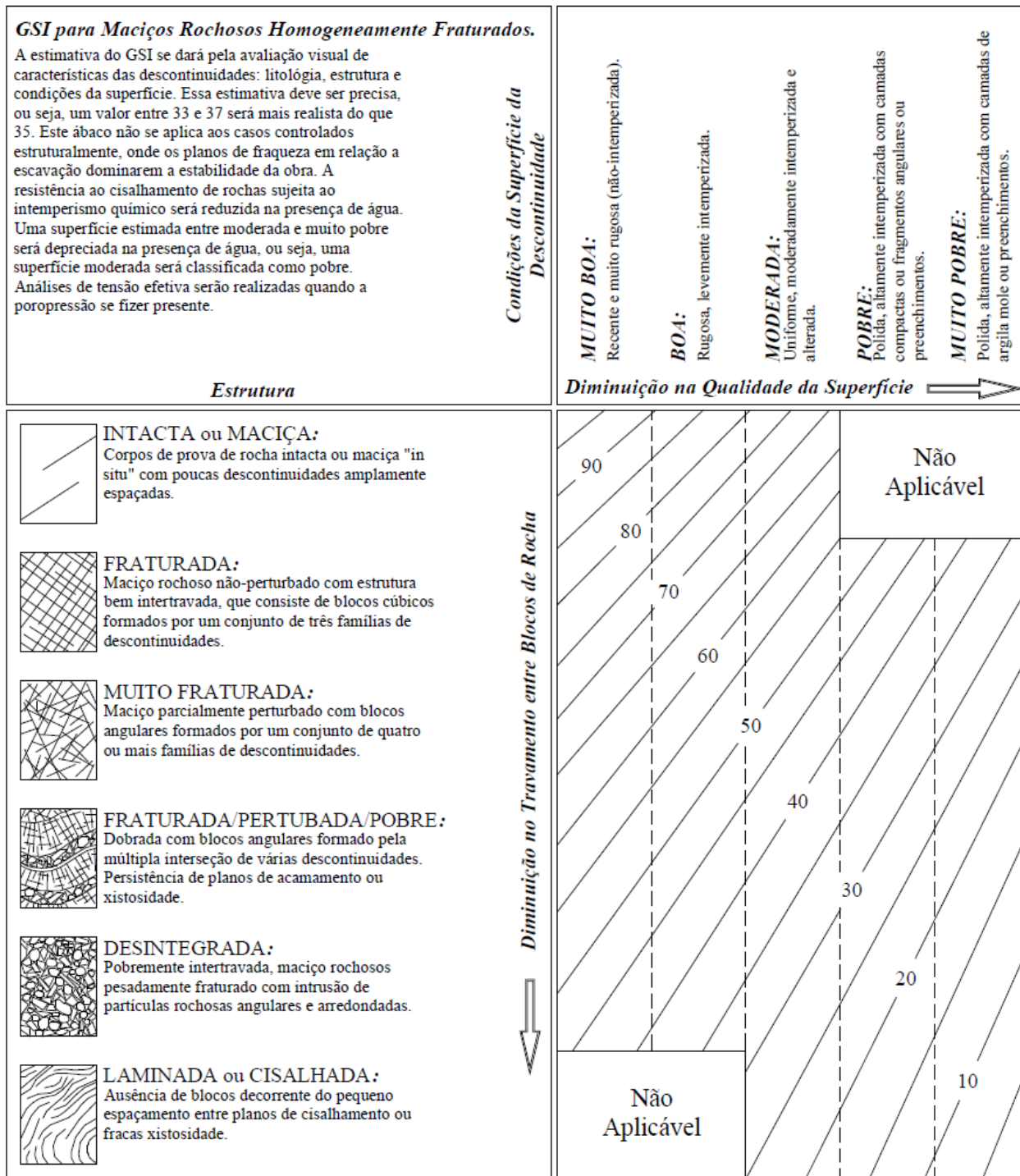


Figura A.1 – Guia de estimativa do valor de GSI a partir das características do maciço rochoso e das superfícies das descontinuidades (Marinos & Hoek, 2000).

LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS PRÓXIMAS AOS TALUDES TINTAYA E CHABUCA E CLASSIFICAÇÕES  
GEOMECÂNICAS NOS TESTEMUNHOS ROCHOSOS

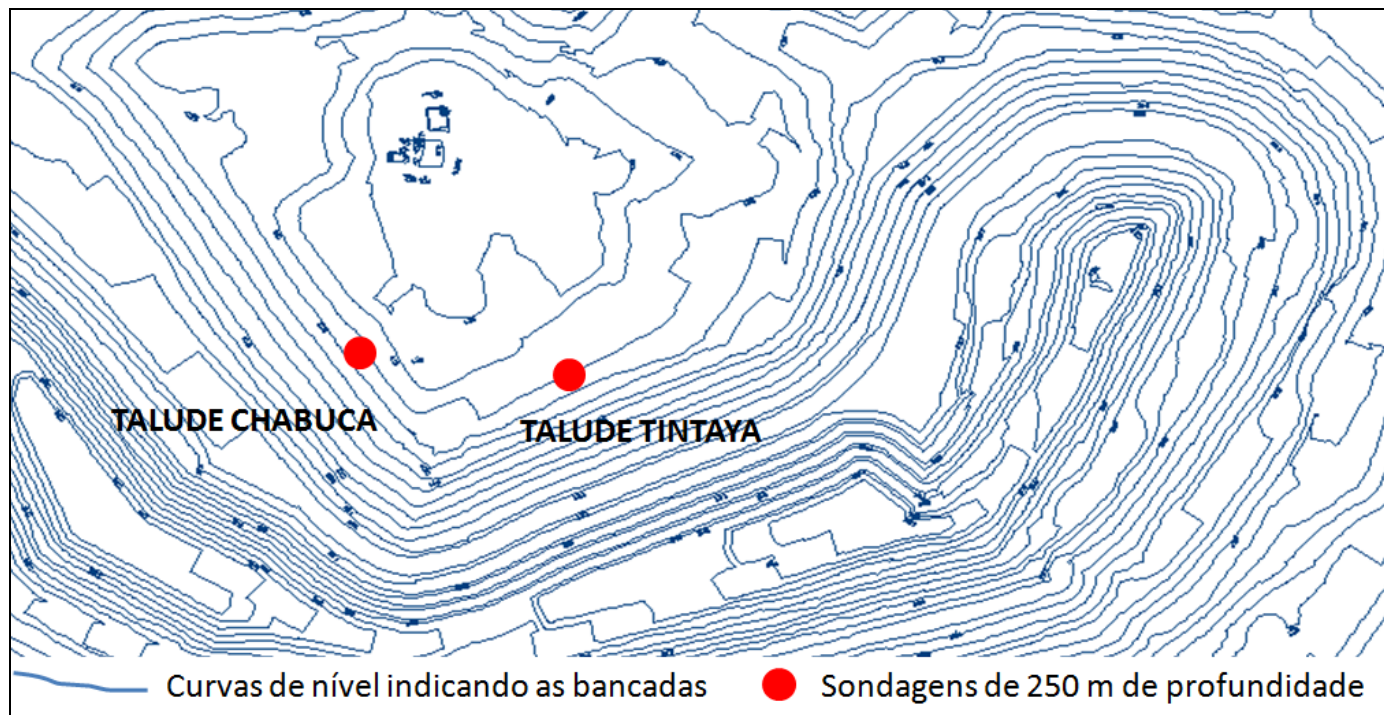


Figura B.1 – Localização das sondagens próximas aos taludes Tintaya e Chabuca.

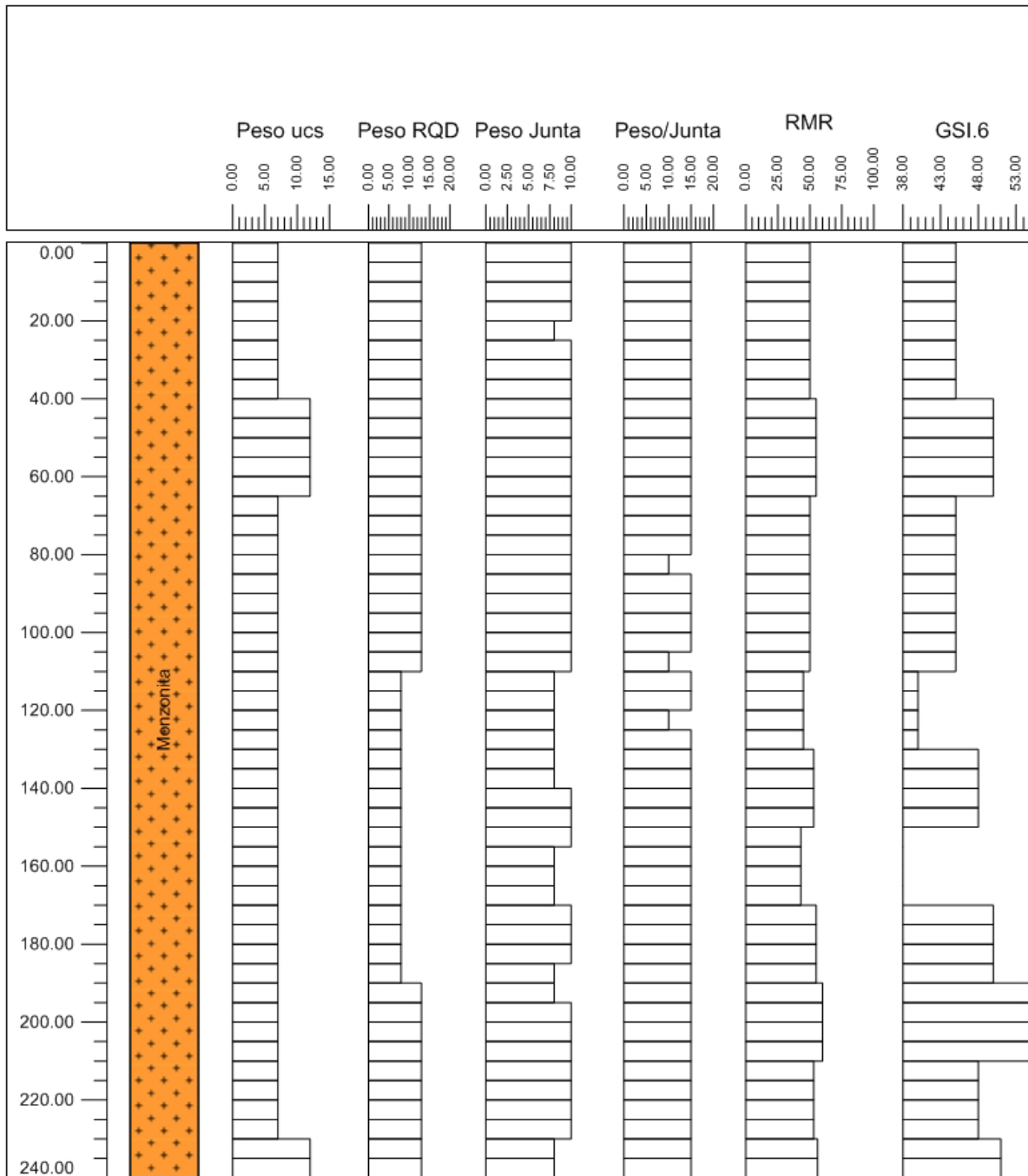


Figura B.2 – Classificação geomecânica dos testemunhos do Talude Tintaya.

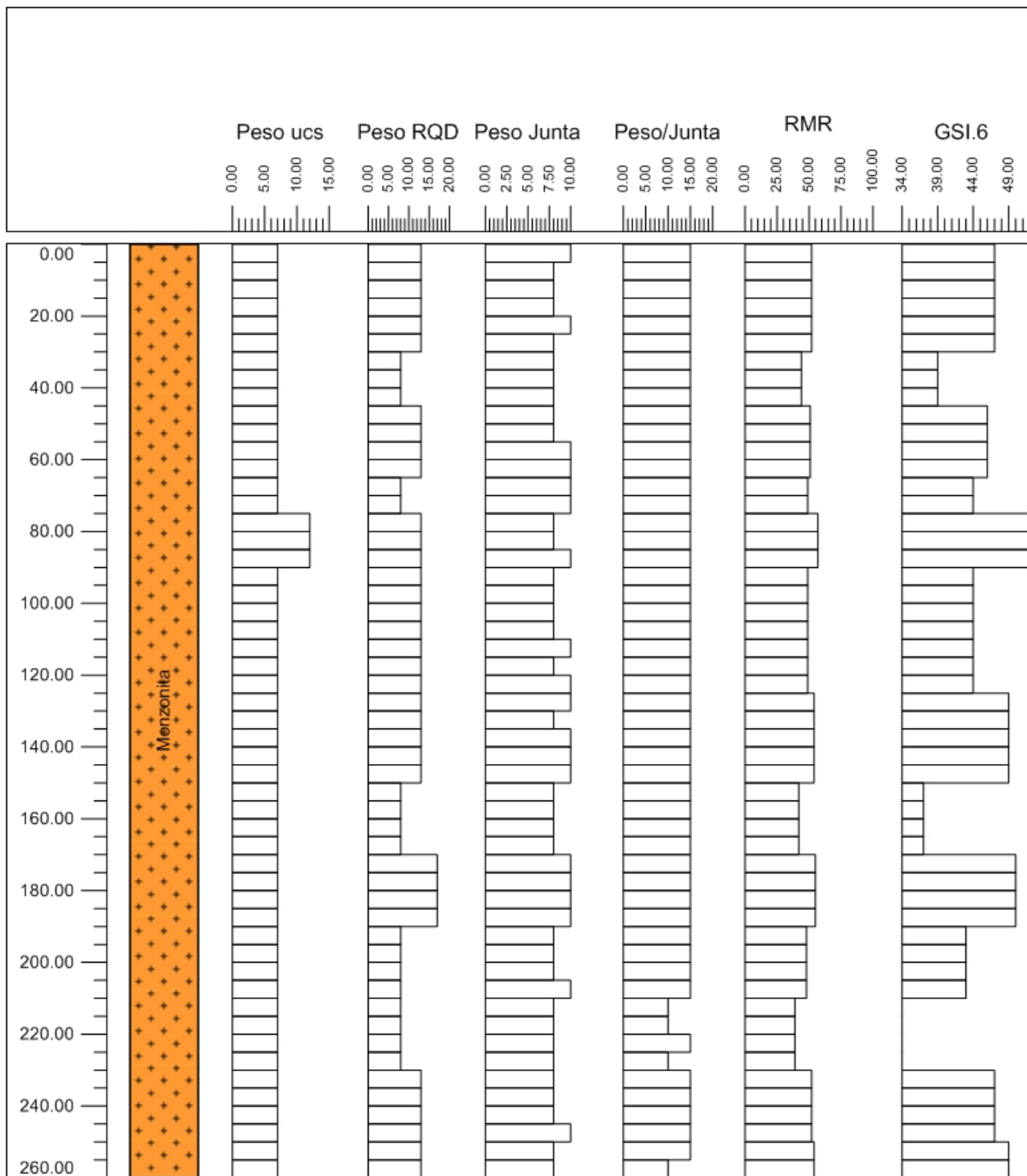


Figura B.3– Classificação geomecânica dos testemunhos do Talude Chabuca.



VIBRAÇÕES INSTRUMENTADAS

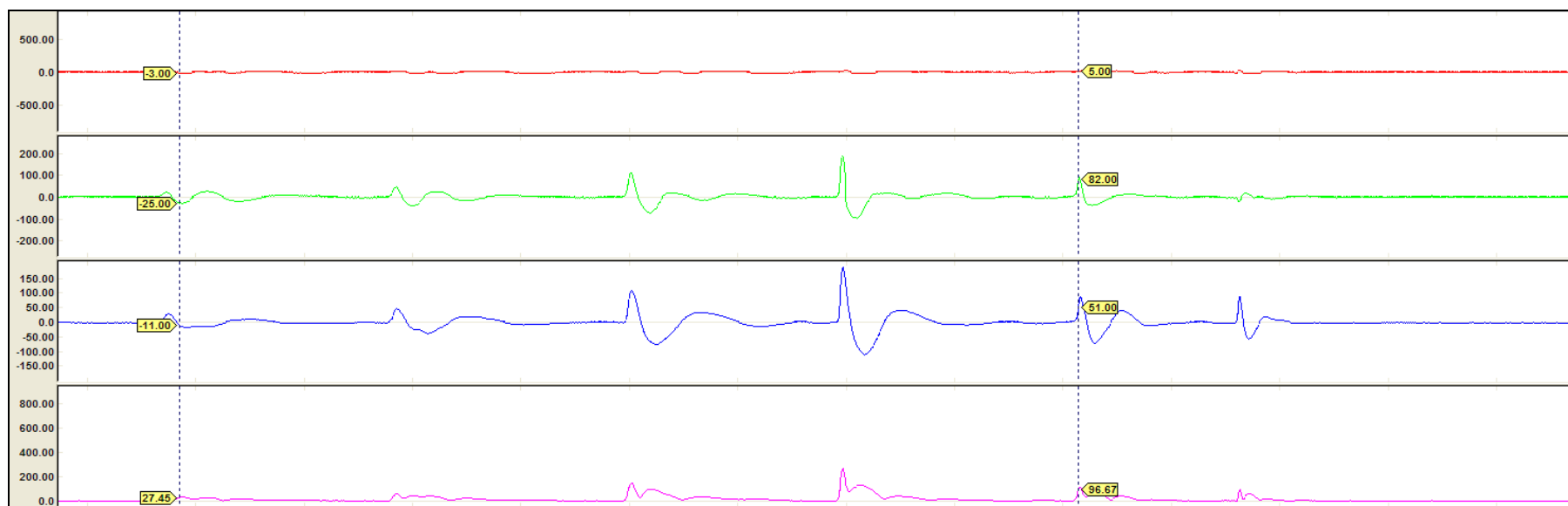


Figura C.1 – Vibrações instrumentadas provas 1 - 4.

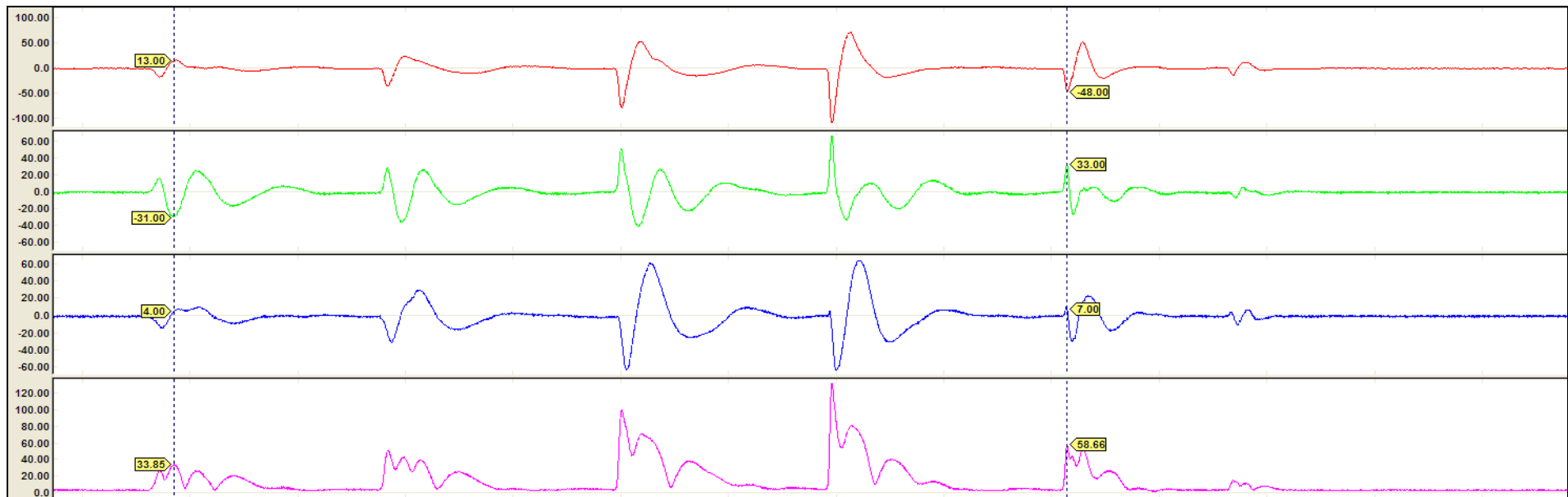


Figura C.2 – Vibrações instrumentadas provas 2 - 8.

CLASSIFICAÇÕES GEOMECÂNICAS NAS CONDIÇÕES AVALIADAS  
SEGUNDO O ESQUEMA METODOLÓGICO

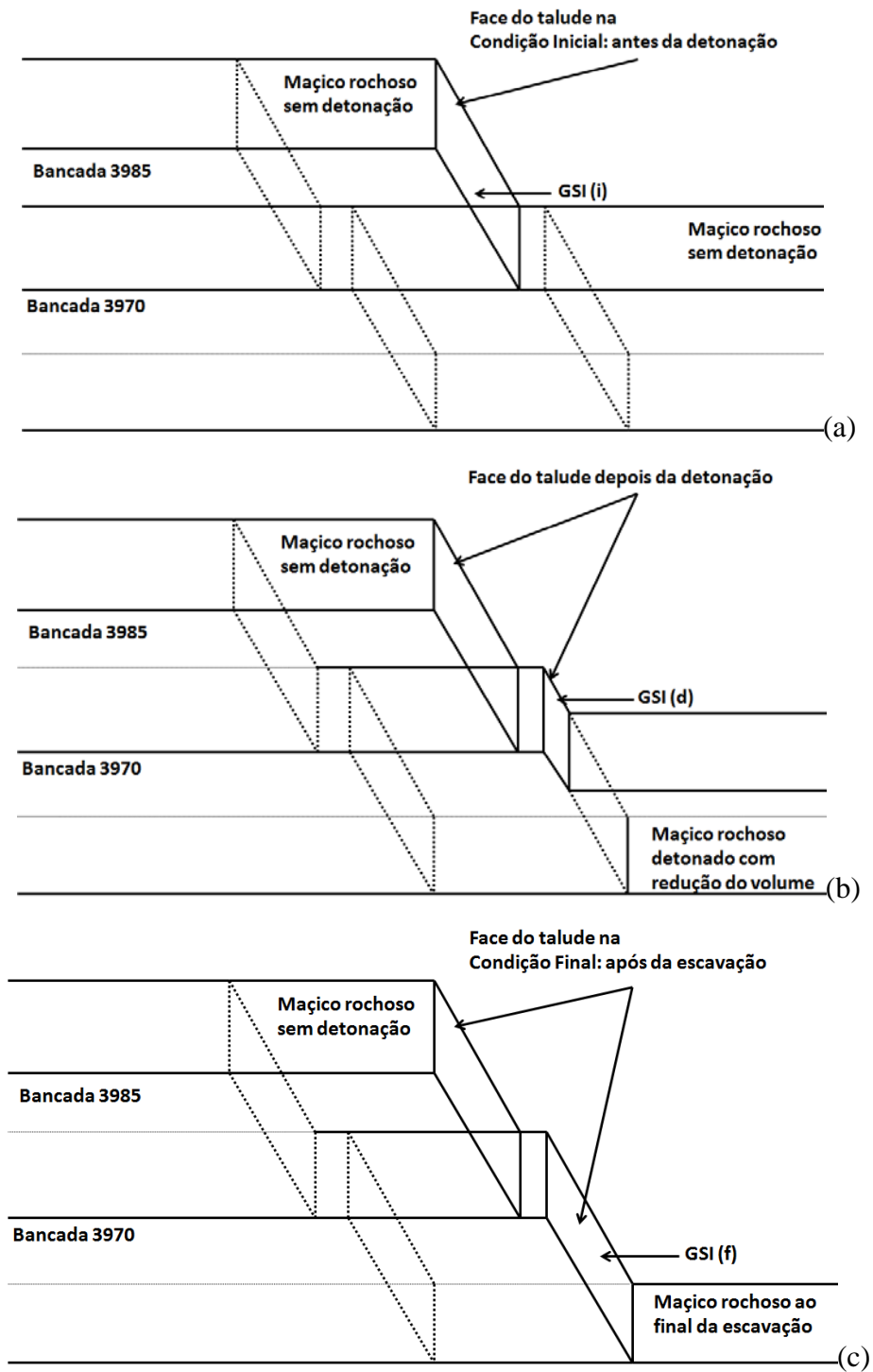


Figura D.1 – Esquema metodológico no maciço rochoso e os pontos de coleta das classificações geomecânicas nos taludes escavados representados pelo GSI (i) (d) (f).

Tabela D.1 – Classificação geomecânica para a condição inicial.

Talude	Rocha	Número de Janela		Resistência [1]		RQD [2]		Condição das Descontinuidades - Pesos [3]					S [4]			Água [5]		Ajuste [6]	RMR <sub>89</sub>	GSI	
		de	a	UCS (MPa)	Peso	RQD % Total	Peso	Persistência	Apertura	Rugosidade	Preenchimento	Alteração	Peso	Espaçamento	Peso Junta	Peso	Peso/Junta	Peso	Paralelo		[1]+[2]+[3]+[4]+[5]-[6]
		0	5	90	7	60	13	2	4	1	2	5	10	S1	10	10	15	15	5	50	45
		5	10	92	7	62	17	2	1	1	2	3	10	S2	10	10	15	15	5	54	49
		10	15	94	7	65	17	1	1	1	2	3	10	S3	10	10	15	15	5	54	49
		15	20	95	7	70	17	4	1	1	2	5	10	S4	10	10	15	15	5	54	49
		20	25	90	7	70	13	2	4	3	2	5	10	S1	8	10	15	15	5	50	45
		25	30	92	7	70	13	2	1	1	2	5	10	S2	10	10	15	15	5	50	45
		30	35	94	7	72	13	4	1	3	2	5	10	S3	10	10	15	15	5	50	45
		35	40	95	7	75	17	1	1	1	2	1	10	S4	10	10	15	15	5	54	49
		40	45	100	12	60	13	2	1	1	2	5	10	S1	10	10	15	15	5	55	50
		45	50	100	12	62	13	1	1	1	2	5	10	S2	10	10	15	15	5	55	50
		50	55	100	12	65	13	4	4	1	2	5	10	S3	10	10	15	15	5	55	50
		55	60	80	12	69	13	2	4	1	2	5	10	S4	10	10	15	15	5	55	50
		60	65	110	12	70	13	1	1	1	2	3	10	S5	10	10	15	15	5	55	50
		65	70	90	7	55	13	2	4	1	2	3	10	S1	10	10	15	15	5	50	45
		70	75	91	7	55	13	2	1	1	2	1	10	S2	10	10	15	15	5	50	45
		75	80	92	7	53	13	4	4	1	2	3	10	S3	10	10	15	15	5	50	45
		80	85	90	7	59	13	4	1	1	2	3	10	S4	10	10	10	15	5	50	45
		85	90	95	7	60	13	1	1	1	2	1	10	S5	10	10	15	15	5	50	45
		90	95	90	7	60	13	2	4	1	2	3	10	S1	10	10	15	15	5	50	45
		95	100	90	7	64	13	4	4	1	2	3	10	S2	10	10	15	15	5	50	45
		100	105	90	7	65	13	4	1	1	2	3	10	S3	10	10	15	15	5	50	45
		105	110	95	7	70	17	1	1	1	2	1	10	S4	10	10	10	15	5	54	49
		110	115	85	7	45	8	4	1	1	2	5	10	S1	8	10	15	15	5	45	40
		115	120	80	7	44	8	2	1	1	2	5	10	S2	8	10	15	15	5	43	38
		120	125	85	7	49	8	2	1	1	2	5	10	S3	8	10	10	15	5	43	38
		125	130	90	7	50	8	2	1	3	2	5	10	S4	8	10	15	15	5	43	38
		130	135	70	7	48	8	2	1	3	2	5	20	S1	8	8	15	15	5	53	48
		135	140	70	7	48	8	2	1	1	2	5	20	S2	8	8	15	15	5	53	48
		140	145	70	7	90	20	2	1	1	2	5	20	S3	10	8	15	15	5	67	62
		145	150	70	7	48	8	2	4	3	2	6	20	S4	10	8	15	15	5	55	50
		150	155	65	7	50	8	0	1	1	2	3	10	S1	10	8	15	15	5	43	38
		155	160	65	7	51	13	2	1	1	2	5	10	S2	8	8	15	15	5	48	43
		160	165	65	7	55	13	2	1	3	2	3	10	S3	8	8	15	15	5	48	43
		165	170	65	7	59	13	4	1	5	2	3	10	S4	8	8	15	15	5	48	43
		170	175	82	7	47	8	2	4	1	2	5	20	S1	10	10	15	15	5	55	50
		175	180	82	7	48	8	2	1	1	2	5	20	S2	10	10	15	15	5	55	50
		180	185	82	7	49	8	4	1	1	2	3	20	S3	10	10	15	15	5	55	50
		185	190	82	7	50	8	2	4	1	2	5	20	S4	8	10	15	15	5	53	48
		190	195	90	7	60	13	2	4	1	2	5	20	S1	8	10	15	15	5	60	55
		195	200	90	7	75	13	2	4	1	2	5	20	S2	10	10	15	15	5	60	55
		200	205	90	7	60	13	1	1	1	2	3	20	S3	10	10	15	15	5	60	55
		205	210	90	7	60	13	4	1	5	2	5	20	S4	10	10	15	15	5	60	55
		210	215	90	7	60	13	1	4	1	2	5	13	S1	10	10	15	15	5	53	48
		215	220	90	7	62	13	0	1	3	2	1	13	S2	10	10	15	15	5	53	48
		220	225	90	7	66	13	4	4	5	2	5	13	S3	10	10	15	15	5	53	48
		225	230	95	7	65	13	4	4	5	2	5	13	S4	10	10	15	15	5	53	48
		230	235	100	12	60	13	4	1	3	2	5	13	S1	8	8	15	15	5	56	51
		235	240	110	12	70	13	2	4	3	2	5	13	S2	8	8	15	15	5	56	51

Tabela D.1 – Classificação geomecânica para a condição inicial (continuação).

Talude	Rocha	Número de Janela		Resistência [1]		RQD [2]		Condição das Descontinuidades - Pesos [4]					S [3]			Água [5]		Ajuste [6]	RMR <sub>89</sub>	GSI	
		de	a	UCS (MPa)	Peso	RQD % Total	Peso	Persistência	Apertura	Rugosidade	Preenchimento	Alteração	Peso	Espaçamento	Peso Junta	Peso	Peso/Junta	Peso	Paralelo		[1]+[2]+[3]+[4]+[5]-[6]
		0	6	90	7	65	13	2	4	3	2	5	14	S3	10	8	15	15	5	54	49
		6	12	85	7	62	13	4	1	3	2	5	14	S4	8	8	15	15	5	52	47
		12	18	85	7	66	13	4	1	3	2	5	14	S5	8	8	15	15	5	52	47
		18	24	85	7	69	13	1	4	1	2	5	14	S1	8	8	15	15	5	52	47
		24	30	85	7	70	13	1	4	1	2	5	14	S2	10	8	15	15	5	54	49
		30	36	85	7	70	13	2	4	1	4	5	14	S3	8	8	15	15	5	52	47
		36	42	70	7	45	8	2	1	3	2	3	11	S1	8	8	15	15	5	44	39
		42	48	75	7	47	8	4	1	1	2	3	11	S2	8	8	15	15	5	44	39
		48	54	75	7	50	13	4	4	1	2	3	11	S3	8	8	15	15	5	49	44
		54	60	90	7	51	13	1	4	1	2	6	13	S1	8	8	15	15	5	51	46
		60	66	100	7	50	13	2	1	1	2	6	13	S2	8	8	15	15	5	51	46
		66	72	100	7	49	8	1	1	1	2	6	13	S3	10	8	15	15	5	48	43
		72	78	100	7	49	8	4	4	5	2	6	13	S4	10	8	15	15	5	48	43
		78	84	90	7	49	8	1	1	1	2	6	14	S1	10	10	15	15	5	49	44
		84	90	100	7	50	8	2	1	3	2	5	14	S2	10	10	15	15	5	49	44
		90	96	100	12	55	13	1	4	1	2	6	14	S1	8	8	15	15	5	57	52
		96	102	100	12	57	13	2	4	1	2	6	14	S2	8	8	15	15	5	57	52
		102	108	110	12	60	13	2	4	1	2	6	14	S3	10	8	15	15	5	59	54
		108	114	90	7	55	13	1	1	1	2	6	11	S1	8	8	15	15	5	49	44
		114	120	95	7	60	13	1	4	1	2	6	11	S2	8	8	15	15	5	49	44
		120	126	95	7	65	13	4	4	1	2	6	11	S3	8	8	15	15	5	49	44
		126	132	90	7	51	13	1	1	1	2	6	11	S1	8	8	15	15	5	49	44
		132	138	90	7	52	13	1	4	1	2	6	11	S2	10	8	15	15	5	51	46
		138	144	90	7	53	13	1	1	1	2	5	11	S3	8	8	15	15	5	49	44
		144	150	95	7	50	13	4	4	1	2	6	11	S4	10	8	15	15	5	51	46
		150	156	90	7	50	13	1	4	1	2	6	14	S1	10	10	15	15	5	54	49
		156	162	100	7	53	13	1	4	1	2	6	14	S2	8	10	15	15	5	52	47
		162	168	100	7	55	13	4	4	1	2	6	14	S3	10	10	15	15	5	54	49
		168	174	65	7	38	8	2	4	1	2	3	9	S1	8	8	15	15	5	42	37
		174	180	65	7	40	8	2	1	1	2	4	9	S2	8	8	15	15	5	42	37
		180	186	70	7	43	8	4	1	1	2	3	9	S3	8	8	15	15	5	42	37
		186	192	70	7	43	8	2	1	1	2	3	9	S4	8	8	15	15	5	42	37
		192	198	80	7	70	17	2	4	1	2	5	11	S1	10	10	15	15	5	55	50
		198	204	80	7	72	17	2	1	1	2	5	11	S2	10	10	15	15	5	55	50
		204	210	85	7	77	17	4	1	1	2	5	11	S3	10	10	15	15	5	55	50
		210	216	85	7	80	17	4	1	1	2	5	11	S4	10	10	15	15	5	55	50
		216	222	85	7	45	8	4	4	1	2	5	15	S1	8	8	15	15	5	48	43
		222	228	85	7	47	8	2	1	1	2	3	15	S2	8	8	15	15	5	48	43
		228	234	90	7	49	8	4	4	1	2	3	15	S3	8	8	15	15	5	48	43
		234	240	90	7	50	13	4	4	3	2	5	15	S4	10	8	15	15	5	55	50
		240	246	70	7	35	8	1	1	1	2	3	11	S1	8	8	10	10	5	39	34
		246	252	70	7	36	8	4	1	3	2	3	11	S2	8	8	10	10	5	39	34
		252	258	70	7	39	8	4	4	1	2	3	11	S3	8	8	15	10	5	39	34
		258	264	75	7	40	13	1	1	1	2	3	11	S4	8	8	10	10	5	44	39
		264	270	85	7	50	42	1	4	1	2	5	14	S1	8	8	15	15	5	52	47
		270	276	90	7	53	13	2	4	3	2	3	14	S2	8	8	15	15	5	52	47
		276	282	90	7	55	13	4	4	1	2	3	14	S3	8	8	15	15	5	52	47
		282	288	90	7	55	13	4	4	3	2	3	14	S4	10	8	15	15	5	54	49
		288	294	85	7	50	13	2	4	1	2	3	16	S1	8	8	15	15	5	54	49
		294	300	90	7	55	13	2	4	1	2	3	16	S2	8	8	10	15	5	54	49

Tabela D.2 – Classificação geomecânica para a condição após da detonação.

Talude	Rocha	Número de Janela		Resistência [1]		RQD [2]		Condição das Descontinuidades - Pesos [3]					S [4]			Água [5]		Ajuste [6]	RMR <sub>89</sub>	GSI	
		de	a	UCS (MPa)	Peso	RQD % Total	Peso	Persistência	Apertura	Rugosidade	Preenchimento	Alteração	Peso	Espaçamento	Peso Junta	Peso	Peso/Junta	Peso	Paralelo		[1]+[2]+[3]+[4]+[5]-[6]
Tintaya	Monzonito	0	5	90	7	60	13	2	4	1	2	3	12	S1	10	15	15	15	5	57	52
		5	10	93	7	50	13	2	4	1	2	3	12	S4	15	15	15	15	5	57	52
		10	15	95	7	65	13	1	1	1	2	3	8	S4	15	15	15	15	5	53	48
		15	20	95	7	70	13	4	1	1	2	5	13	S4	15	15	15	15	5	58	53
		20	25	90	7	70	13	2	4	1	2	5	14	S1	8	10	15	15	5	54	49
		25	30	90	7	70	13	2	4	1	2	5	14	S4	15	10	15	15	5	54	49
		30	35	95	7	73	13	4	4	1	2	5	16	S3	10	10	15	15	5	56	51
		35	40	95	7	75	13	1	4	1	2	1	9	S4	10	10	15	15	5	49	44
		40	45	100	12	60	13	2	4	1	2	5	14	S4	15	15	15	15	5	64	59
		45	50	110	12	60	13	1	4	1	2	5	13	S4	15	15	15	15	5	63	58
		50	55	120	12	60	13	4	4	1	2	5	16	S4	15	15	15	15	5	66	61
		55	60	120	12	65	13	2	4	1	2	5	14	S4	10	15	15	15	5	64	59
		60	65	120	12	70	13	1	4	1	2	3	11	S5	10	15	15	15	5	61	56
		65	70	90	7	55	13	2	4	1	2	3	12	S4	15	10	15	15	5	52	47
		70	75	93	7	59	13	2	1	1	2	3	9	S2	10	10	15	15	5	49	44
		75	80	90	7	45	8	4	4	1	2	3	14	S4	15	10	15	15	5	49	44
		80	85	95	7	30	8	4	1	1	2	3	11	S4	10	10	10	15	5	46	41
		85	90	95	7	60	13	1	1	1	2	3	8	S5	10	10	15	15	5	48	43
		90	95	90	7	60	13	2	4	1	2	3	12	S4	15	10	15	15	5	52	47
		95	100	90	7	66	13	4	4	1	2	3	14	S4	15	10	15	15	5	54	49
		100	105	95	7	23	3	4	1	1	2	3	11	S4	15	10	15	15	5	41	36
		105	110	95	7	70	13	1	1	1	2	3	8	S4	10	10	10	15	5	48	43
		110	115	85	7	45	8	4	1	1	2	5	13	S1	8	8	15	15	5	46	41
		115	120	85	7	66	13	2	4	1	2	2	11	S2	8	8	15	15	5	49	44
		120	125	85	7	50	13	2	4	1	2	5	14	S3	8	8	10	15	5	52	47
		125	130	90	7	50	13	2	4	3	2	5	16	S4	8	8	15	15	5	54	49
		130	135	70	7	48	8	2	4	3	2	5	16	S1	8	8	15	15	5	49	44
		135	140	70	7	45	8	2	4	1	2	5	14	S2	8	8	15	15	5	47	42
		140	145	70	7	90	20	2	4	1	2	5	14	S3	8	8	15	15	5	59	54
		145	150	70	7	48	8	2	4	1	2	6	15	S4	10	8	15	15	5	48	43
		150	155	65	7	50	8	0	1	1	2	3	7	S1	10	8	15	15	5	40	35
		155	160	65	7	55	13	2	1	1	2	5	11	S2	8	8	15	15	5	49	44
		160	165	65	7	45	8	2	1	1	2	3	9	S3	8	8	15	15	5	42	37
		165	170	65	7	50	13	4	1	1	2	3	11	S4	8	8	15	15	5	49	44
		170	175	82	7	47	8	2	4	1	2	5	14	S4	15	15	15	15	5	54	49
175	180	82	7	45	8	2	1	1	2	5	11	S4	15	15	15	15	5	51	46		
180	185	82	7	70	13	4	1	1	2	3	11	S4	15	15	15	15	5	56	51		
185	190	82	7	47	8	2	4	1	2	5	14	S4	8	15	15	15	5	54	49		
190	195	90	7	60	13	2	4	1	2	5	14	S1	8	10	15	15	5	54	49		
195	200	90	7	90	20	2	4	1	2	5	14	S2	10	10	15	15	5	61	56		
200	205	90	7	20	3	1	1	1	2	2	7	S3	10	10	15	15	5	37	32		
205	210	90	7	60	13	4	1	3	2	5	15	S4	10	10	15	15	5	55	50		
210	215	90	7	60	13	1	4	3	2	5	15	S1	10	10	15	15	5	55	50		
215	220	93	7	63	13	0	1	3	2	1	7	S2	10	10	15	15	5	47	42		
220	225	94	7	65	13	4	4	3	2	5	18	S3	10	10	15	15	5	58	53		
225	230	95	7	65	13	4	4	3	2	5	18	S4	10	10	15	15	5	58	53		
230	235	100	12	60	13	4	1	3	2	2	12	S1	8	8	15	15	5	55	50		
235	240	120	12	70	13	2	4	3	2	2	13	S2	8	8	15	15	5	56	51		

Tabela D.2 – Classificação geomecânica para a condição após da detonação (continuação).

Talude	Rocha	Número de Janela		Resistência [1]		RQD [2]		Condição das Descontinuidades - Pesos [4]					S [3]			Água [5]		Ajuste [6]	RMR <sub>89</sub>	GSI
		de	a	UCS	Peso	RQD % Total	Peso	Persistência	Apertura	Rugosidade	Preenchimento	Alteração	Peso	Espaçamento	Peso Junta	Peso	Peso/Junta	Peso	Paralelo	
Chabuca	Monzonito	0	6	85	7	65	13	2	4	1	2	11	S3	10	8	15	15	5	49	44
		6	12	85	7	65	13	4	1	1	2	10	S4	8	8	15	15	5	48	43
		12	18	88	7	67	13	4	1	3	2	13	S5	8	8	15	15	5	51	46
		18	24	85	7	65	13	1	4	1	2	10	S1	8	8	15	15	5	48	43
		24	30	90	7	80	17	1	4	1	2	10	S2	10	8	15	15	5	52	47
		30	36	90	7	70	13	2	4	1	4	13	S3	8	8	15	15	5	51	46
		36	42	70	7	45	8	2	1	1	2	12	S1	8	8	15	15	5	45	40
		42	48	72	7	43	8	4	1	1	2	14	S2	8	8	15	15	5	47	42
		48	54	75	7	50	13	4	4	1	2	17	S3	8	8	15	15	5	55	50
		54	60	90	7	51	13	1	4	1	2	14	S1	8	15	15	15	5	59	54
		60	66	95	7	56	13	2	1	1	2	12	S2	8	15	15	15	5	57	52
		66	72	100	7	70	13	1	1	1	2	11	S4	15	15	15	15	5	56	51
		72	78	100	7	51	13	4	4	1	2	17	S4	15	15	15	15	5	62	57
		78	84	90	7	49	8	1	1	1	2	11	S1	10	10	15	15	5	46	41
		84	90	100	7	49	8	2	1	1	2	12	S2	10	10	15	15	5	47	42
		90	96	100	12	55	13	1	4	1	2	14	S1	8	8	15	15	5	57	52
		96	102	108	12	56	13	2	4	1	2	15	S2	8	8	15	15	5	58	53
		102	108	110	12	60	13	2	4	1	2	15	S3	10	8	15	15	5	58	53
		108	114	90	7	55	13	1	1	1	2	11	S1	8	8	15	15	5	49	44
		114	120	93	7	89	17	1	4	1	2	14	S2	8	8	15	15	5	56	51
		120	126	95	7	65	13	4	4	1	2	17	S3	8	8	15	15	5	55	50
		126	132	90	7	51	13	1	1	1	2	11	S4	15	15	15	15	5	56	51
		132	138	99	7	50	13	1	4	1	2	14	S4	15	15	15	15	5	59	54
		138	144	95	7	53	13	1	1	1	2	10	S4	15	15	15	15	5	55	50
		144	150	95	7	51	13	4	4	1	2	17	S4	10	15	15	15	5	62	57
		150	156	90	7	50	13	1	4	1	2	14	S1	10	10	15	15	5	54	49
		156	162	100	7	54	13	1	4	1	2	14	S2	8	10	15	15	5	54	49
		162	168	100	7	55	13	4	4	1	2	17	S3	10	10	15	15	5	57	52
		168	174	75	7	38	8	2	4	1	2	15	S1	8	8	15	15	5	48	43
		174	180	77	7	39	8	2	1	1	2	12	S2	8	8	15	15	5	45	40
180	186	80	7	40	8	4	1	1	2	14	S3	8	8	15	15	5	47	42		
186	192	80	7	43	8	2	1	1	2	12	S4	8	8	15	15	5	45	40		
192	198	80	7	70	17	2	4	1	2	15	S4	15	10	15	15	5	59	54		
198	204	85	7	72	13	2	4	1	2	15	S4	15	10	15	15	5	55	50		
204	210	85	7	76	17	4	4	1	2	17	S4	15	10	15	15	5	61	56		
210	216	85	7	80	17	4	4	1	2	17	S4	10	10	15	15	5	61	56		
216	222	85	7	45	8	4	4	1	2	17	S1	8	8	15	15	5	50	45		
222	228	85	7	50	13	2	4	1	2	15	S2	8	8	15	15	5	53	48		
228	234	90	7	45	8	4	4	1	2	17	S3	8	8	15	15	5	50	45		
234	240	90	7	50	13	4	4	3	2	19	S4	10	8	15	15	5	57	52		
240	246	70	7	35	8	1	4	1	2	14	S1	8	8	10	15	5	47	42		
246	252	72	7	40	8	4	4	3	2	19	S2	8	8	10	15	5	52	47		
252	258	74	7	35	8	4	4	1	2	17	S3	8	8	15	15	5	50	45		
258	264	75	7	40	8	1	1	1	2	11	S4	8	8	10	15	5	44	39		
264	270	85	7	50	13	1	4	1	2	13	S1	8	8	15	15	5	51	46		
270	276	85	7	50	13	2	4	3	2	14	S2	8	8	15	15	5	52	47		
276	282	90	7	53	13	4	4	1	2	14	S3	8	8	15	15	5	52	47		
282	288	90	7	55	13	4	4	1	2	14	S4	10	8	15	15	5	52	47		
288	294	85	7	50	13	2	4	1	2	9	S1	8	8	15	15	5	47	42		
294	300	90	7	55	13	2	4	1	2	11	S2	8	8	10	15	5	49	44		

Tabela D.3 – Classificação geomecânica para a condição final.

Talude	Rocha	Número de Janela		Resistência [1]		RQD [2]		Condição das Descontinuidades - Pesos [3]					S [4]			Água [5]		Ajuste [6]	RMR <sub>89</sub>	GSI	
		de	a	UCS (MPa)	Peso	RQD % Total	Peso	Persistência	Apertura	Rugosidade	Preenchimento	Alteração	Peso	Espaçamento	Peso Junta	Peso	Peso/Junta	Peso	Paralelo		[1]+[2]+[3]+[4]+[5]-[6]
Tintaya	Monzonito	0	5	90	7	60	13	2	4	1	2	3	12	S1	10	15	15	15	5	57	52
		5	10	93	7	60	13	2	4	1	2	3	12	S4	10	15	15	15	5	57	52
		10	15	95	7	60	13	1	1	1	2	1	6	S4	10	15	15	15	5	51	46
		15	20	95	7	70	13	4	1	1	2	1	9	S4	10	15	15	15	5	54	49
		20	25	90	7	70	13	2	1	1	2	1	7	S1	10	10	15	15	5	47	42
		25	30	99	7	70	13	2	1	1	2	1	7	S4	10	10	15	15	5	47	42
		30	35	95	7	69	13	4	1	1	2	1	9	S3	10	10	15	15	5	49	44
		35	40	95	7	75	13	1	1	1	2	1	6	S4	10	10	15	15	5	46	41
		40	45	100	12	60	13	2	1	1	2	5	11	S4	10	10	15	15	5	56	51
		45	50	100	12	59	13	1	1	1	2	3	8	S4	15	10	15	15	5	53	48
		50	55	110	12	59	13	4	1	1	2	3	11	S2	15	10	15	15	5	56	51
		55	60	105	12	65	13	2	1	1	2	3	9	S2	10	10	15	15	5	54	49
		60	65	120	12	70	13	1	1	1	2	3	8	S2	10	10	15	15	5	53	48
		65	70	90	7	55	13	2	1	1	2	3	9	S2	10	10	15	15	5	49	44
		70	75	95	7	50	8	2	1	1	2	3	9	S2	10	10	15	15	5	44	39
		75	80	99	7	50	8	4	1	1	2	3	11	S4	15	10	15	15	5	46	41
		80	85	95	7	51	8	4	1	1	2	3	11	S4	10	10	10	15	5	46	41
		85	90	95	7	60	8	1	1	1	2	3	8	S5	10	10	15	15	5	43	38
		90	95	90	7	60	13	2	1	1	2	3	9	S4	10	10	15	15	5	49	44
		95	100	90	7	61	13	4	4	1	2	3	14	S4	10	10	15	15	5	54	49
		100	105	95	7	62	13	4	1	1	2	3	11	S4	10	10	15	15	5	51	46
		105	110	95	7	70	13	1	1	1	2	3	8	S4	10	10	10	15	5	48	43
		110	115	85	7	45	8	4	1	1	2	5	13	S1	8	8	15	15	5	46	41
		115	120	85	7	44	8	2	4	1	2	2	11	S2	8	8	15	15	5	44	39
		120	125	88	7	44	8	2	4	1	2	3	12	S3	8	8	10	15	5	45	40
		125	130	90	7	50	8	2	4	3	2	3	14	S4	8	8	15	15	5	47	42
		130	135	70	7	48	8	2	4	3	2	3	14	S1	10	10	15	15	5	49	44
		135	140	70	7	44	8	2	4	1	2	3	12	S2	10	10	15	15	5	47	42
		140	145	80	7	45	8	2	4	1	2	3	12	S3	10	10	15	15	5	47	42
		145	150	70	7	48	8	2	4	1	2	3	12	S4	10	10	15	15	5	47	42
		150	155	65	7	50	8	0	1	1	2	3	7	S1	10	10	15	15	5	42	37
		155	160	66	7	50	8	2	1	1	2	3	9	S2	10	10	15	15	5	44	39
		160	165	60	7	50	8	2	1	1	2	3	9	S3	8	10	15	15	5	44	39
		165	170	65	7	50	8	4	1	1	2	3	11	S4	8	10	15	15	5	46	41
		170	175	82	7	47	8	2	4	1	2	5	14	S4	15	15	15	15	5	54	49
175	180	85	7	44	8	2	1	1	2	5	11	S4	15	15	15	15	5	51	46		
180	185	80	7	45	8	4	1	1	2	3	11	S4	15	15	15	15	5	51	46		
185	190	82	7	47	8	2	4	1	2	3	12	S4	8	15	15	15	5	52	47		
190	195	90	7	60	13	2	4	1	2	3	12	S1	8	10	15	15	5	52	47		
195	200	95	7	66	13	2	4	1	2	3	12	S2	10	10	15	15	5	52	47		
200	205	90	7	61	13	1	1	1	2	3	8	S3	10	10	15	15	5	48	43		
205	210	90	7	60	13	4	1	3	2	3	13	S4	10	10	15	15	5	53	48		
210	215	90	7	60	13	1	4	3	2	3	13	S1	10	10	15	15	5	53	48		
215	220	90	7	63	13	0	1	3	2	3	9	S2	10	10	15	15	5	49	44		
220	225	95	7	63	13	4	4	3	2	3	16	S3	10	10	15	15	5	56	51		
225	230	95	7	65	13	4	4	3	2	3	16	S4	10	10	15	15	5	56	51		
230	235	100	12	60	13	4	1	3	2	3	13	S1	8	8	15	15	5	56	51		
235	240	120	12	70	13	2	4	3	2	2	13	S2	8	8	15	15	5	56	51		



Tabela D.3 – Classificação geomecânica para a condição final (continuação).

Talude	Rocha	Número de Janela		Resistência [1]		RQD [2]		Condição das Descontinuidades - Pesos [4]					S [3]			Água [5]		Ajuste [6]	RMR <sub>89</sub>	GSI	
		de	a	UCS	Peso	RQD % Total	Peso	Persistência	Apertura	Rugosidade	Preenchimento	Alteração	Peso	Espaçamento	Peso Junta	Peso	Peso/Junta	Peso	Paralelo		[1]+[2]+[3]+[4]+[5]-[6]
Chabuca	Monzonito	0	6	85	7	65	13	2	4	1	2	3	12	S3	10	8	15	15	5	50	45
		6	12	90	7	66	13	4	1	1	2	3	11	S4	8	8	15	15	5	49	44
		12	18	90	7	65	13	4	1	3	2	3	13	S5	8	8	15	15	5	51	46
		18	24	85	7	65	13	1	1	1	2	2	7	S1	8	8	15	15	5	45	40
		24	30	87	7	66	13	1	1	1	2	2	7	S2	10	8	15	15	5	45	40
		30	36	90	7	70	13	2	1	1	4	2	10	S3	10	8	15	15	5	48	43
		36	42	70	7	45	8	2	1	1	2	3	9	S1	10	10	15	15	5	44	39
		42	48	70	7	45	8	4	1	1	2	3	11	S2	10	10	15	15	5	46	41
		48	54	75	7	50	8	4	4	1	2	3	14	S3	10	10	15	15	5	49	44
		54	60	90	7	51	13	1	4	1	2	3	11	S1	10	10	15	15	5	51	46
		60	66	90	7	51	13	2	1	1	2	3	9	S2	10	10	15	15	5	49	44
		66	72	90	7	53	13	1	1	1	2	3	8	S4	15	10	15	15	5	48	43
		72	78	100	7	51	13	4	4	1	2	3	14	S4	15	10	15	15	5	54	49
		78	84	90	7	49	8	1	1	1	2	3	8	S1	10	10	15	15	5	43	38
		84	90	100	7	49	8	2	1	1	2	3	9	S2	10	10	15	15	5	44	39
		90	96	100	12	55	13	1	4	1	2	3	11	S1	8	8	15	15	5	54	49
		96	102	105	12	56	8	2	4	1	2	6	15	S2	8	8	15	15	5	53	48
		102	108	110	12	60	8	2	4	1	2	6	15	S3	10	8	15	15	5	53	48
		108	114	90	7	55	13	1	1	1	2	6	11	S1	8	8	15	15	5	49	44
		114	120	95	7	55	13	1	4	1	2	3	11	S2	8	8	15	15	5	49	44
		120	126	95	7	65	13	4	4	1	2	3	14	S3	8	8	15	15	5	52	47
		126	132	90	7	51	13	1	1	1	2	3	8	S4	8	8	15	15	5	46	41
		132	138	90	7	52	13	1	1	1	2	3	8	S4	8	8	15	15	5	46	41
		138	144	94	7	56	13	1	1	1	2	3	8	S4	8	8	15	15	5	46	41
		144	150	95	7	51	13	4	1	1	2	3	11	S4	8	8	15	15	5	49	44
		150	156	90	7	50	13	1	1	1	2	3	8	S1	10	10	15	15	5	48	43
		156	162	95	7	50	13	1	1	1	2	3	8	S2	8	10	15	15	5	48	43
		162	168	100	7	55	13	4	1	1	2	3	11	S3	10	10	15	15	5	51	46
		168	174	75	7	38	8	2	1	1	2	3	9	S1	10	8	15	15	5	42	37
		174	180	75	7	39	8	2	1	1	2	3	9	S2	8	8	15	15	5	42	37
180	186	80	7	40	8	4	1	1	2	3	11	S3	8	8	15	15	5	44	39		
186	192	80	7	43	8	2	1	1	2	3	9	S4	8	8	15	15	5	42	37		
192	198	80	7	70	17	2	1	1	2	6	12	S4	8	8	15	15	5	54	49		
198	204	80	7	70	13	2	1	1	2	3	9	S4	8	8	15	15	5	47	42		
204	210	85	7	71	13	4	1	1	2	3	11	S4	8	8	15	15	5	49	44		
210	216	85	7	80	17	4	4	1	2	3	14	S4	10	8	15	15	5	56	51		
216	222	85	7	45	8	4	4	1	2	3	14	S1	8	8	15	15	5	47	42		
222	228	85	7	46	8	2	4	1	2	5	14	S2	8	8	15	15	5	47	42		
228	234	85	7	46	8	4	4	1	2	5	16	S3	8	8	15	15	5	49	44		
234	240	90	7	50	8	4	4	3	2	5	18	S4	10	8	15	15	5	51	46		
240	246	70	7	35	8	1	4	1	2	5	13	S1	8	8	10	15	5	46	41		
246	252	90	7	33	8	4	4	3	2	5	18	S2	8	8	10	15	5	51	46		
252	258	70	7	32	8	4	4	1	2	5	16	S3	8	8	15	15	5	49	44		
258	264	75	7	40	8	1	1	1	2	5	10	S4	8	8	10	15	5	43	38		
264	270	85	7	50	13	1	4	1	2	5	13	S1	8	8	15	15	5	51	46		
270	276	85	7	52	13	2	4	3	2	3	14	S2	8	8	15	15	5	52	47		
276	282	90	7	56	13	4	4	1	2	3	14	S3	8	8	15	15	5	52	47		
282	288	90	7	55	13	4	4	1	2	3	14	S4	10	8	15	15	5	52	47		
288	294	85	7	50	13	2	4	1	2	3	12	S1	8	8	15	15	5	50	45		
294	300	90	7	55	13	2	4	1	2	2	11	S2	8	8	10	15	5	50	45		