

**FLÁVIO MOREIRA FERREIRA**

**METODOLOGIA PARA DEFINIÇÃO DE ÂNGULOS DE TALUDE DE MINAS A CÉU  
ABERTO EM MACIÇOS HETEROGÊNEOS**

Tese apresentada à Escola Politécnica  
da Universidade de São Paulo para  
obtenção do título de Doutor em  
Engenharia

**São Paulo  
1998**

## SUMÁRIO

	<b>Pág.</b>
SUMÁRIO DE TABELAS.....	iv
SUMÁRIO DE FIGURAS.....	viii
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xx
RESUMO.....	1
ABSTRACT.....	2
1 – INTRODUÇÃO.....	3
2 - REVISÃO DA TEORIA.....	6
2.1 – GEOLOGIA.....	7
2.1.1 - MODOS DE RUPTURA MAIS FREQUENTES NOS TALUDES DE MINAS A CÉU ABERTO.....	14
RUPTURAS PLANARES.....	14
RUPTURAS ROTACIONAIS.....	16
TOMBAMENTO ( <i>TOPPLING</i> ) E FLUXO DE BLOCOS.....	19
2.2 - ESTADO DE TENSÕES DO SISTEMA.....	22
2.2.1 – INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA CAVA NO ESTADO DE TENSÕES.....	27
2.3 – CONDIÇÕES HIDROGEOLÓGICAS.....	29
2.4 – DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	49
2.4.1 – DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM SOLOS.....	50

CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB.....	51
DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS.....	61
TÉCNICAS DE AMOSTRAGEM E PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS PARA ENSAIOS.....	63
ANISOTROPIA DA ORIENTAÇÃO DAS AMOSTRAS DOS SOLOS.....	69
TAMANHO DAS AMOSTRAS DOS SOLOS.....	71
VELOCIDADE DO CISALHAMENTO.....	71
2.4.2 – DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM ROCHAS.....	72
CRITÉRIO DE HOEK & BROWN PARA DEFINIÇÃO DA ENVOLTÓRIA DE RUPTURA DE MACIÇOS ROCHOSOS....	87
CRITÉRIO DE HOEK & BROWN ORIGINAL (1980).....	87
CRITÉRIO DE HOEK & BROWN REVISADO (1988).....	93
CRITÉRIO DE HOEK & BROWN MODIFICADO (1992).....	97
CRITÉRIO DE HOEK & BROWN GENERALIZADO (1995).....	99
DISCUSSÃO E CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO DO CRITÉRIO DE HOEK & BROWN.....	106
2.5 – INFLUÊNCIA DAS TÉCNICAS DE DESMONTE DE ROCHAS	113
2.5.1 – DESMONTE AMORTECIDO.....	115
2.5.2 – DESMONTE ESCULTURAL.....	116
2.5.3 – PREFISSURAMENTO.....	118

2.6 – MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	120
2.6.1 – MÉTODOS MANUAIS – RUPTURAS PLANARES.....	121
2.6.2 - MÉTODOS MANUAIS - RUPTURA ROTACIONAL.....	127
2.6.3 – MÉTODOS NUMÉRICOS.....	132
3 – METODOLOGIA PROPOSTA.....	138
4 – CONCLUSÕES.....	173
5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS.....	178
APÊNDICE 1 – CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS.....	184
APÊNDICE 2 – NOMOGRAMAS DE HOEK & BRAY PARA RUPTURAS CIRCULARES.....	194
APÊNDICE 3 – EQUAÇÕES DO MÉTODO GENÉRICO DE EQUILÍBRIO LIMITE (GLE).....	199
APÊNDICE 4 – PROCEDIMENTOS UTILIZADOS NA REVISÃO DO PROJETO DE ÂNGULOS DE TALUDE DE N4E EM 1992.....	202
APÊNDICE 5 – MAPA GEOTÉCNICO DE SUPERFÍCIE DE N4E, EM CARAJÁS.....	220
APÊNDICE 6 – FOTOS MOSTRANDO A CAVA DA MINA DE N4E, EM CARAJÁS.....	221



**SUMÁRIO DE TABELAS**

	<b>Pag.</b>
<b>Tabela 1</b> – Características das famílias de juntas mapeadas na mina de Aitik.....	11
<b>Tabela 2</b> – Fatores geológicos que controlam a forma da superfície potencial de ruptura.....	22
<b>Tabela 3</b> – Tamanhos típicos de vazios para vários solos e suas permeabilidades associadas.....	39
<b>Tabela 4</b> – Resistência ao cisalhamento de materiais de preenchimento de descontinuidades.....	85
<b>Tabela 5</b> – Relações aproximadas entre os coeficientes do critério de ruptura de Hoek & Brown (1980) para vários tipos de maciço e sua pontuação segundo a classificação do CSIR e NGI.....	92

<b>Tabela 6</b> – Correlações aproximadas para as constantes $m$ e $s$ do critério de Hoek & Brown (1988) e as pontuações dos sistemas de classificação de maciços rochosos de Bieniawski e Barton.....	96
<b>Tabela 7</b> – Relação $m_b/m_i$ e constante $a$ em função da classificação do maciço rochoso para o critério de Hoek & Brown modificado (1992).....	98
<b>Tabela 8</b> – Tabela para estimativas preliminares da constante $m_i$ do critério de Hoek & Brown (1995).....	100
<b>Tabela 9</b> – Estimativa dos valores das constantes $m_b/m_i$ , $s$ , $a$ , Módulo de Deformação $E_m$ (em GPa), e do Coeficiente de Poisson $\nu$ para o critério de Hoek & Brown generalizado (1995), baseando-se na estrutura do maciço rochoso e nas condições das superfícies das descontinuidades – Valores para maciço não perturbado.....	105
<b>Tabela 10</b> – Principais ábacos para definição da estabilidade de taludes.....	131
<b>Tabela 11</b> – Equações e incógnitas relacionadas ao sistema de equilíbrio-limite.....	136
<b>Tabela 12</b> – Comparação entre os vários métodos de equilíbrio-limite.....	136

<b>Tabela 13 – Conversão entre os critérios de classificação de materiais geotécnicos de 1991 e o posterior.....</b>	<b>149</b>
<b>Tabela 14 – Materiais e seus respectivos parâmetros de resistência para as rochas Máficas alteradas do talude leste.....</b>	<b>156</b>
<b>Tabela 15 – Materiais e seus respectivos parâmetros de resistência para as rochas Máficas alteradas do talude oeste.....</b>	<b>156</b>
<b>Tabela 16 – Parâmetros de resistência para o Minério Mole - A4 da mina de N4E.....</b>	<b>157</b>
<b>Tabela 17 – Parâmetros para caracterização das envoltórias de ruptura dos materiais rochosos da mina de N4E.....</b>	<b>162</b>
<b>Tabela 18 – Verificação dos resultados do fator de segurança para os vários setores geotécnicos da cava final de N4E.....</b>	<b>171</b>
<b>Tabela 19 – Comparação dos resultados das revisões de 1992 e 1996 do projeto de taludes da mina de N4E.....</b>	<b>176</b>

<b>Tabela A1.a</b> – Ilustração das várias revisões do critério de Bieniawski de classificação de maciços, para um granito levemente alterado, com um Índice de Carga Pontual de 7 MPa, um valor de RQD de 70%, juntas levemente rugosas com separação menor do que 1mm, e espaçadas de 300mm.....	186
<b>Tabela A1.b</b> – Critério Geomecânico de Classificação de Maciços Rochosos Fraturados de Bieniawski (1976) RMR.....	189
<b>Tabela A1.c</b> – Classificação Individual dos Parâmetros Utilizados no Cálculo do Índice de Qualidade de Maciços para Escavação de Túneis – Q – Barton, Lien & Lunde (1974).....	190
<b>Tabela A4.1.2</b> – Parâmetros de Resistência para os materiais considerados nas análises de estabilidade dos taludes de N4E.....	213
<b>Tabela A4.1.3a</b> – Resultados das análises de estabilidade efetuadas em diversos setores da mina de N4E, para Máfica A4 e A4/A3.....	218
<b>Tabela A4.1.3b</b> – Resultados das análises de estabilidade efetuadas no Minério Mole A4.....	218

**SUMÁRIO DE FIGURAS**

	<b>Pag.</b>
<b>Figura 1</b> – Diferentes tipos de falhas e juntas.....	9
<b>Figura 2</b> – Projeção estereográfica das atitudes das principais estruturas mapeadas no minério da mina de N4E.....	11
<b>Figura 3</b> – Padrão de descontinuidades para escala de bancada, com altura de 30m e ângulo de talude de 70°, com duas famílias distintas de juntas pré-existentes.....	12
<b>Figura 4</b> – Padrão de descontinuidades para um talude inter-rampas de 90m de altura e ângulo médio de 50°, com dois sistemas de juntas distintos.....	12
<b>Figura 5</b> – Descontinuidades numa escala de talude geral, com 500m de altura, duas famílias de juntas e 50° de inclinação.....	13
<b>Figura 6</b> – Combinação de descontinuidades formando superfícies de ruptura.....	16

<b>Figura 7 – Geometria tridimensional de uma típica ruptura rotacional.....</b>	<b>17</b>
<b>Figura 8 – Rupturas rotacionais e combinações de rupturas rotacionais e planares.....</b>	<b>18</b>
<b>Figura 9 – Rupturas por Fluxo de Blocos e <i>Toppling</i>.....</b>	<b>21</b>
<b>Figura 10 – Rupturas de grande escala por <i>toppling</i>.....</b>	<b>21</b>
<b>Figura 11 – Representação bidimensional da redistribuição das tensões horizontais em torno do limite de uma cava bastante longa (maior dimensão perpendicular ao plano considerado).....</b>	<b>25</b>
<b>Figura 12 – Incrementos de deformação devido à tensão de cisalhamento simulados no modelo de Diferenças Finitas FLAC.....</b>	<b>26</b>
<b>Figura 13 – Estado de tensões em diferentes porções de uma cava a céu aberto com curvaturas do talude variáveis.....</b>	<b>28</b>
<b>Figura 14 – Ilustração esquemática do estado de tensões em diferentes pontos ao longo de potenciais superfícies de ruptura planares e rotacionais.....</b>	<b>29</b>

<b>Figura 15</b> - Pressão hidrostática gerada pela água (a) e água preenchendo os vazios dos elementos dos solos (b).....	31
<b>Figura 16</b> – Princípio da Tensão Efetiva (a) sem fluxo d'água.(b) considerando Força de Infiltração resultante da mudança na pressão neutra devido ao fluxo de água subterrânea.....	37
<b>Figura 17</b> – Representação simplificada do ciclo hidrológico.....	38
<b>Figura 18</b> – Modos de fluxo da água de precipitação.....	42
<b>Figura 19</b> – Influência de estruturas geológicas nos padrões de drenagem da água subterrânea. (a) - Estruturas que podem conduzir ao aumento da pressão hidrostática. (b) - Ilustração do diagrama de pressões hidrostáticas resultante (c) – Ilustração do novo diagrama de pressões conseguido através de sistema de drenagem artificial.....	43
<b>Figura 20</b> – Visão esquemática de um poço de observação (a), e de um piezômetro (b).....	46
<b>Figura 21</b> – Comparação entre os métodos de cálculo utilizando as superfícies freática e piezométrica.....	48

<b>Figura 22</b> – Seis configurações das pressões hidrostáticas que agem ao longo das descontinuidades das rochas.....	49
<b>Figura 23</b> – Esquema mostrando elemento infinitesimal de material sujeito a dadas tensões no plano.....	51
<b>Figura 24</b> – Círculo de Mohr.....	52
<b>Figura 25</b> – Definição das tensões atuantes em vários planos passando pelo ponto P, utilizando-se o círculo de Mohr.....	53
<b>Figura 26</b> – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb.....	54
<b>Figura 27</b> – Exemplo de envoltória de ruptura não linear.....	55
<b>Figura 28</b> - Exemplo de representação da envoltória de ruptura no espaço $(p,q)$ e $(\sigma,\tau)$ .....	56
<b>Figura 29</b> – Variações nas poro-pressões, e no fator de segurança, durante e após a construção de um aterro sobre material argiloso.....	59
<b>Figura 30</b> - Variações nas poro-pressões, e no fator de segurança, durante e após a escavação de um talude.....	60



<b>Figura 31</b> – Trajetória das tensões durante a perfuração, amostragem, extrusão e preparação de amostras de uma argila normalmente consolidada.....	64
<b>Figura 32</b> – Anisotropia direcional da resistência dos solos.....	70
<b>Figura 33</b> – Correlação entre a tensão de cisalhamento $\tau$ necessária para produzir escorregamento ao longo da descontinuidade e a tensão normal, $\sigma$ , que atua ao longo da mesma.....	73
<b>Figura 34</b> – Curva mostrando as resistências de pico e residual para uma dada descontinuidade.....	74
<b>Figura 35</b> – Envoltórias de pico e residual para uma dada descontinuidade.....	74
<b>Figura 36</b> – Representação esquemática da influência de irregularidades ao longo da superfície de cisalhamento.....	75
<b>Figura 37</b> – Diferenciação entre irregularidades, ou ondulações, de primeira e de segunda ordem.....	75
<b>Figura 38</b> – Diferenciação entre os mecanismos de ruptura nas descontinuidades para diferentes níveis de tensão normal.....	76

<b>Figura 39</b> – Ilustração dos diversos níveis de tensão normal nas descontinuidades e do respectivo mecanismo de ruptura.....	77
<b>Figura 40</b> – Ilustração do teste utilizado para estimativa de JRC.....	80
<b>Figura 41</b> – Ilustração mostrando os perfis típicos de descontinuidades e a faixa de JRCs equivalente.....	81
<b>Figura 42</b> – Ilustração mostrando o efeito da escala nas componentes da resistência ao cisalhamento das descontinuidades.....	81
<b>Figura 43</b> – Relação entre a resistência ao cisalhamento e a tensão normal aplicada em descontinuidades com diferentes espessuras de material de preenchimento.....	83
<b>Figura 44</b> – Aparato para teste de cisalhamento <i>in situ</i> .....	86
<b>Figura 45</b> – Aparato para teste de cisalhamento em escala de laboratório.....	86
<b>Figura 46</b> – Representação gráfica do critério de ruptura de Hoek & Brown para rocha intacta em função das tensões principais $\sigma_1$ e $\sigma_3$ .....	88

<b>Figura 47</b> – Representação gráfica do critério de ruptura de Hoek & Brown para rocha intacta em função das tensões de cisalhamento $\tau$ e normal $\sigma$ .....	89
<b>Figura 48</b> – Envoltória de ruptura de Hoek & Brown para as amostras intactas do andesito de Panguna, Nova Guiné.....	90
<b>Figura 49</b> – Envoltória de ruptura de Hoek & Brown para vários graus de fraturamento/alteração do andesito de Panguna, Nova Guiné.....	91
<b>Figura 50</b> – Correlações entre RMR e Q com o Módulo de elasticidade de maciços rochoso, segundo Bieniawski, Serafim & Pereira, e Barton.....	104
<b>Figura 51</b> – Critérios de ruptura de Hoek & Brown de 1988 para maciços perturbados e não-perturbados, assim como a envoltória segundo o critério generalizado de 1995 para maciço não-perturbado, para maciços com GSI > 25.....	107

<b>Figura 52</b> – Critérios de ruptura de Hoek & Brown de 1988 para maciços perturbados e não-perturbados, assim como a envoltória segundo o critério generalizado de 1995 para maciço não-perturbado.....	110
<b>Figura 53</b> – Ilustração dos campos de aplicação para o critério de ruptura de Hoek & Brown.....	112
<b>Figura 54</b> – Esquema ilustrativo de desmonte amortecido.....	115
<b>Figura 55</b> – Ilustração da influência do tipo de explosivo na geração de fissuras a partir da detonação.....	117
<b>Figura 56</b> – Exemplo da sequência de detonação num desmonte escultural.....	117
<b>Figura 57</b> – Ilustração da importância do correto carregamento dos furos adjacentes ao contorno da escavação.....	118
<b>Figura 58</b> – Ilustração da sequência de detonação do fogo principal e do prefissuramento para o próximo desmonte.....	119
<b>Figura 59</b> – Ilustração da teoria do prefissuramento.....	119

<b>Figura 60</b> – Ilustração do método de equilíbrio limite em rupturas planares.....	122
<b>Figura 61</b> – Ilustração do equilíbrio limite em rupturas planares com fendas de tração.....	123
<b>Figura 62</b> – Ábaco de Hoek para rupturas planares.....	124
<b>Figura 63</b> – Função ângulo de talude (X) para várias situações.....	125
<b>Figura 64</b> – Função altura do talude (Y) para várias situações.....	126
<b>Figura 65</b> – Exemplo para ilustrar a utilização dos ábacos de Hoek.....	127
<b>Figura 66</b> – Ilustração do método para utilização dos ábacos de Hoek & Bray.....	129
<b>Figura 67</b> – Ilustração indicando o critério de escolha dos ábacos de Hoek & Bray, dependendo do nível d'água.....	130
<b>Figura 68</b> – Divisão da área potencial de instabilidade em fatias.....	132
<b>Figura 69</b> – Forças atuantes numa fatia típica.....	133

<b>Figura 70</b> – Funções para descrever as variações nos ângulos de aplicação das forças inter-fatias (GLE).....	137
<b>Figura 71</b> – Localização da Serra dos Carajás.....	139
<b>Figura 72</b> – Seção vertical típica da mina de N4E.....	142
<b>Figura 73</b> – Mapa mostrando levantamento geológico e estrutural da mina de N4E – 1972.....	143
<b>Figura 74</b> – Mapa estrutural de N4E elaborado em 1991.....	144
<b>Figura 75</b> – Seção geotécnica típica da mina de N4E – FFIII3.....	151
<b>Figura 76</b> – Furos geotécnicos projetados nas duas campanhas efetuadas para a caracterização dos maciços de rocha máfica alterada da mina de N4E, assim como as seções geotécnicas geradas.....	153
<b>Figura 77</b> – Acompanhamento de piezômetro da mina de N4E.....	158
<b>Figura 78</b> – Compartimentação do maciço como resultado do modelamento geotécnico de N4E.....	161

<b>Figura 79</b> – Envoltória de Ruptura de Hoek & Brown com limite de resistência à tração para o maciço de Máfica Semi-Decomposta (A3).....	163
<b>Figura 80</b> – Envoltória de Ruptura de Hoek & Brown com limite de resistência à tração para o maciço de Máfica Sã (A2 ou A1).....	163
<b>Figura 81</b> – Envoltória de Ruptura de Hoek & Brown com limite de resistência à tração para o maciço de Jaspelito.....	164
<b>Figura 82</b> – Diagrama de blocos do procedimento interativo para definição de cava final otimizada e do sistema de ângulos de talude associado à mesma.....	168
<b>Figura 83</b> – Gráfico auxiliar para primeira estimativa de qual ângulo de talude adotar para a região da seção geotécnica 610GT de N4E, na revisão de projeto efetuada em dezembro de 1996.....	169
<b>Figura 84</b> – Representação gráfica da abordagem de aproximações sucessivas a definição dos ângulos de talude de minas a céu aberto.....	177
<b>Figura A1.a</b> – Ilustração do cálculo do RQD.....	184
<b>Figura A2.a</b> – Ábaco número 1 de Hoek & Bray.....	194
<b>Figura A2.b</b> – Ábaco número 2 de Hoek & Bray.....	195

<b>Figura A2.c – Ábaco número 3 de Hoek &amp; Bray.....</b>	<b>196</b>
<b>Figura A2.d – Ábaco número 4 de Hoek &amp; Bray.....</b>	<b>197</b>
<b>Figura A2.e – Ábaco número 5 de Hoek &amp; Bray.....</b>	<b>198</b>
<b>Figura A4.1.a – Seção vertical típica do corpo de minério de N4E - CVRD – Carajás.....</b>	<b>202</b>
<b>Figura A4.1.2 – Vista esquemática dos setores geotécnicos de N4E.....</b>	<b>215</b>
<b>Figura A6.a – Vista aérea da Cava Sul de N4E, em Carajás.....</b>	<b>221</b>
<b>Figura A6.b – Visão do extremo norte da Cava Sul de N4E, em Carajás.....</b>	<b>222</b>
<b>Figura A6.c – Vista aérea das Cavas Norte, em primeiro plano, e Sul, ao fundo, da mina de N4E, em Carajás.....</b>	<b>223</b>
<b>Figura A6.d – Vista geral do Talude Leste, extremo sul, da mina de N4E, com algumas instabilidades em escala de bancada.....</b>	<b>224</b>



<b>Figura A6.e – Vista de instabilidades em escala de bancada do Talude Leste, extremo Sul, da mina de N4E, em Carajás.....</b>	<b>225</b>
<b>Figura A6.f – Vista geral do Talude oeste, extremo Sul, da mina de N4E, com algumas instabilidades em escala de bancada.....</b>	<b>226</b>
<b>Figura A6.g – Vista em detalhe do Talude Oeste, extremo sul, de N4E (seção FG08SE09), da mina de N4E, com algumas instabilidades em escala de bancada.....</b>	<b>227</b>

**LISTA DE SÍMBOLOS**

$v$  – velocidade da água;

$h$  – carga gravitacional;

$l$  – comprimento do fluxo;

$k$  – coeficiente que depende da permeabilidade do material, da aceleração da gravidade, e da viscosidade da água;

$\sigma'$  – tensão efetiva;

$\gamma_b$  – peso específico submerso do solo;

$\gamma_w$  – peso específico da água;

$Z$  – profundidade do ponto considerado no solo;

$i_c$  – gradiente hidráulico crítico;

$Q_s$  – vazão máxima de água superficial (unidade de volume/tempo);

$I$  – intensidade de chuva de projeto (unidade de comprimento);

$A$  – área de captação (em unidades de comprimento ao quadrado);

$K$  – coeficiente de água superficial;

$u$  – poro-pressão;

$\sigma_v$  – tensão normal vertical no solo à profundidade  $z$ ;

$r_u$  – relação de poro-pressão;

$\sigma$  – tensão normal;

$\tau$  – tensão de cisalhamento;

$\sigma_I$  – tensão principal maior;

$\sigma_3$  - tensão principal menor;

$\sigma_1'$  - tensão efetiva principal maior;

$\sigma_3'$  - tensão efetiva principal menor;

$p$  e  $q$  – variáveis auxiliares para representação da envoltória de ruptura;

$c$  – coesão;

$\phi$  – ângulo de atrito;

$c_p$  – coesão da resistência de pico da descontinuidade;

$\phi_p$  – ângulo de atrito de pico da descontinuidade;

$\phi_r$  – ângulo de atrito residual;

$i$  – inclinação das irregularidades presentes nas descontinuidades;

$a_s$  – é a proporção da superfície da descontinuidade que é cisalhada como material intacto;

$dv/du$  – sendo  $u$  o deslocamento de cisalhamento e  $v$  o deslocamento normal, a derivada  $dv/du$  é denominada razão de “dilatância”;

$\tau_r$  – é a resistência ao cisalhamento da rocha intacta;

$\sigma_J$  – é a resistência a compressão uniaxial do material rochoso adjacente a descontinuidade, que devido à possível alteração, pode ter resistência à compressão menor do que a rocha intacta do interior do maciço;

$n$  – é o quociente entre as resistências a compressão uniaxial, e a de tração, do material rochoso, tendo sido sugerido por Hoek que  $n$  é aproximadamente 10 para a maioria das rochas duras;

$JRC$  – coeficiente de Rugosidade de Juntas – conforme figura 2.4.2.i;

$\alpha$  – ângulo máximo de inclinação para o qual não há movimento entre as duas superfícies da descontinuidade;

- $\sigma_j$  – resistência a compressão das paredes das juntas;
- $\sigma$  – tensão normal sobre a superfície da descontinuidade testada, podendo ser tão pequena quanto 0,001MPa para pequenas amostras;
- $\sigma_{j0}$  – resistência para amostras em escala de laboratório, até 100mm ;
- $JRC_0$  – coeficiente de rugosidade para amostras em escala de laboratório, até 100mm;
- $L_0$  – comprimento da amostra para escala de laboratório, até 100mm;
- $\sigma_c$  – resistência à compressão uniaxial de amostras de rocha intacta;
- $m$  – constante do material que controla a forma da curva  $\sigma_1$  versus  $\sigma_3$  de Hoek & Brown;
- $s$  - constante do material que controla a localização no espaço da curva  $\sigma_1$  versus  $\sigma_3$ ;
- A e B – constantes do material que interpolam o critério de ruptura de Mohr-Coulomb;
- $\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_c (m - \sqrt{m^2 + 4s})$  - resistência à tração aparente do maciço rochoso;
- $m_b$  – valor da constante m para rocha fraturada;
- $a$  – constante que depende das características do maciço;
- $E_m$  – módulo de deformação do maciço, em GPa;
- RMR* - pontuação segundo o critério de classificação de maciços de Bieniawski;
- GSI* – *Geological Strength Index*, similar ao RMR, para a versão de 1995 do critério de ruptura de Hoek & Brown;
- $Q$  – índice de qualidade para escavação de túneis – (NGI);
- $J_n$  – índice para o número de famílias de descontinuidades;
- $J_r$  – índice para a rugosidade das juntas;
- $J_a$  – índice para o grau de alteração das descontinuidades;
- $J_w$  – fator de redução para as condições de água subterrânea;
- SRF* – fator de redução para as condições de tensão;

$F$  – fator de segurança;

$\psi_g$  – ângulo de inclinação da descontinuidade;

$\psi_s$  – ângulo de inclinação do talude;

$W$  – peso da cunha potencial de instabilidade;

$A$  – área da região potencial de ruptura;

$H$  – altura do talude;

$H_w$  – altura da coluna d'água no talude;

$Z_0$  – profundidade da fenda de tração;

$X$  e  $Y$  – variáveis auxiliares para utilização dos ábacos de Hoek para rupturas planares;

$S_a$  – resistência disponível =  $c + N' \operatorname{tg} \phi$ ;

$S_m$  – resistência mobilizada;

$U_\alpha$  – força de poro-pressão;

$U_b$  – força da água superficial;

$W$  – peso da fatia;

$N'$  – força normal efetiva;

$Q_e$  – sobrecarga externa;

$k_v$  – coeficiente sísmico vertical;

$k_h$  – coeficiente sísmico horizontal;

$Z_L$  – força inter-fatias do lado esquerdo;

$Z_R$  – força inter-fatias do lado direito;

$\Theta_L$  – ângulo de inclinação da força inter-fatias do lado esquerdo;

$\Theta_R$  – ângulo de inclinação da força inter-fatias do lado direito;

$h_L$  – altura do ponto de aplicação da força  $Z_L$ ;

$h_R$  – altura do ponto de aplicação da força  $Z_R$ ;

$\alpha$  – inclinação da base da fatia;

$\beta$  – inclinação do topo da fatia;

$h$  – altura média da fatia;

$h_c$  – altura média do centróide da fatia;

## **AGRADECIMENTOS**

À Cia. Vale do Rio Doce, através do seu corpo gerencial em Serra dos Carajás, cujo apoio e suporte prestados foram imprescindíveis para a realização deste trabalho.

A minha esposa Edna, pela imensa compreensão, estímulo e suporte durante os momentos mais difíceis.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Lineu Azuaga Ayres da Silva pelas diretrizes sempre seguras e pelo incentivo para conclusão do trabalho.

## **RESUMO**

Este trabalho se propõe a indicar uma metodologia para a abordagem do problema da definição dos ângulos de talude em maciços heterogêneos, definidos como aqueles que são compostos por materiais que possuem tanto um comportamento típico de solos, quanto por outros cujo comportamento, descrição e propriedades sejam melhor explicados, tomando-se por base os princípios da Mecânica das Rochas.

Observe-se que a metodologia referida anteriormente foi definida por meio de vários trabalhos efetuados desde 1990 por diferentes equipes técnicas, consultores, empresas de engenharia, e estratégias de gerenciamento de projetos aplicadas na mina de ferro de N4E, de propriedade da Companhia Vale do Rio Doce S/A, localizada na Serra dos Carajás, região sul do Estado do Pará.



## **ABSTRACT**

This thesis aims to show an approach for solving the problem of definition of slope angles in heterogeneous mass, defined as that ones which the components behave either soil like materials or other ones which descriptions, features, and behavior could be better explained using the rock mechanics principles.

It should be noticed that the aforementioned approach was defined through several studies performed by different technical staffs, consultants, consultancy enterprises, and management strategies applied on N4E iron ore mine, belonging to Companhia Vale do Rio Doce S/A, located at Carajas ridge, at southern area of Para state.

## 1 - INTRODUÇÃO

A definição dos ângulos de talude de uma mina a céu aberto, para um determinado nível de segurança preestabelecido, tem, via de regra, grande importância na economicidade do empreendimento. Tanto maior quanto maiores forem os taludes da mina em questão e, por conseguinte, maior a quantidade de material estéril cuja retirada se evita quando se aumenta a inclinação dos mesmos.

Já no início da década de 80, Richings (1) afirmava que, em função do aumento nas escalas de investimento necessárias para se implantar projetos de mineração nos Estados Unidos (de algo em torno de 40 a 150 milhões de dólares no final dos anos 60, início dos 70, para algo em torno de 400 milhões no início dos anos 80), as empresas de mineração tinham como tendência alavancar recursos de terceiros a fim de implantar seus projetos, fazendo com que os executivos da área mineral tivessem de demonstrar a economicidade de seu projetos de forma mais objetiva a tomadores de decisão da área financeira e de companhias de petróleo, aumentando sobremaneira os investimentos efetuados em estudos geotécnicos. Hoje em dia, até mesmo grandes empresas de mineração, tais como a Anglo American, alavancam recursos do mercado financeiro, demandando serviços técnicos especializados de empresas de consultoria na área geotécnica, não somente para otimizar o desempenho financeiro do projeto, mas também para oferecer aos investidores uma maior segurança na aplicação dos recursos, o que também se reflete nas taxas de risco utilizadas para avaliar o projeto .

Outro ponto importante, que aumenta a criticidade da definição dos ângulos anteriormente referidos, diz respeito ao nível de segurança mínimo que se considera adequado utilizar nas análises de estabilidade efetuadas para definição das inclinações máximas dos taludes da mina, sendo o mesmo função de uma variedade de fatores, dentre os quais se destacam:

- Prejuízo provável que a ruína de algum dos taludes irá acarretar em termos de acidentes com perdas de vidas humanas, equipamentos, e não-atendimento a contratos de fornecimento já assinados;
- Acréscimo de custo que a lavra de estéril adicional irá acarretar para se aumentar o nível de segurança de uma dada área da mina.

Como se pode perceber através da leitura dos itens acima referidos, há sempre o conflito entre os fatores de Custo/Economicidade e Segurança, cabendo à área de estudos geotécnicos compatibilizar os dois aspectos anteriormente citados, seja através do desenvolvimento de novas teorias/metodologias de trabalho, seja através do ainda necessário empirismo que esta área do conhecimento humano ainda não pode prescindir.

Os taludes são objeto de estudo, tanto para solução de problemas ligados à Engenharia Civil, quanto para problemas relacionados à Mineração e, segundo Sjoberg (2), as abordagens desses problemas são bastante distintas em função de algumas peculiaridades que as aplicações de Mineração têm com relação àquelas relacionadas às Obras Cíveis e vice-versa. Como exemplo citam-se:

- A localização dos taludes é sempre mais fixa nas minas a céu aberto, ao passo que o projeto de estradas pode, até certo ponto, ser redirecionado em função de dificuldades previstas em sua construção;
- O único parâmetro de projeto que pode ser variado no projeto de taludes, para condições fixas de drenagem, é o seu ângulo de inclinação e, até certo ponto, sua altura; geralmente os taludes de Mineração têm vidas muitíssimo mais curtas que seus congêneres de Obras Civas;
- A economicidade das operações de lavra tem um maior nível de dependência da geometria do talude do que as das aplicações de Engenharia Civil. As consequências de instabilidades são enormemente diferentes, e requerem abordagens distintas, por exemplo: taludes de obras civis em áreas urbanas devem ter níveis de segurança muito maiores do que seus equivalentes em mineração, onde é sempre aceitável correr-se algum risco de instabilidade.

Para efeito da apresentação do assunto aqui abordado, será inicialmente introduzida uma revisão dos princípios teóricos envolvidos no problema, com ênfase nos modos de falha dos taludes a céu aberto, ocasião em que serão detalhados os procedimentos utilizados na revisão do modelo de ângulos da mina de Carajás.

## 2 - REVISÃO DA TEORIA

A estabilidade de taludes em minas a céu aberto tem sido objeto de várias publicações específicas, não sendo a finalidade principal deste trabalho o detalhamento dos princípios teóricos envolvidos. No entanto, é desejável uma breve revisão dos princípios que governam a ruptura de taludes a céu aberto, antes de passar-se ao tratamento da metodologia utilizada em Carajás.

De acordo com Stacey, *in* Sjoberg (2), uma lista dos principais fatores que governam a estabilidade de taludes em mineração pode ser resumida a seguir:

- i.* Geologia, tanto no que diz respeito ao modelo tridimensional dos vários litotipos e solos, quanto das estruturas geológicas da área de interesse;
- ii.* Estado de tensões das rochas e materiais que compõem os taludes anteriormente referidos;
- iii.* Condições hidrogeológicas (níveis d'água, transmissividades e armazenamentos) dos vários materiais constituintes dos taludes;
- iv.* Resistência, tanto das discontinuidades das rochas, quanto da própria rocha intacta e demais materiais formadores do Sistema;

- v. Geometria da cava considerada, tanto no que se refere aos ângulos dos taludes em questão, quanto às suas respectivas curvaturas ;
- vi. Vibrações provenientes, tanto de desmontes de rocha, quanto de eventos sísmicos;
- vii. Condições climáticas;
- viii. Tempo.

## 2.1 - GEOLOGIA

O item Geologia é um dos mais importantes fatores que governam a estabilidade de taludes em rochas e solos, pois o termo Geologia compreende tanto a definição espacial dos diferentes tipos litológicos e de solo, quanto as discontinuidades que, conjuntamente, formam os maciços de interesse para o problema.

Segundo Abramson *et al.* (3), para se efetuarem análises de estabilidade dos taludes, é essencial entender-se a geologia do local, sendo que as principais feições geológicas que podem afetar a anteriormente referida estabilidade são:

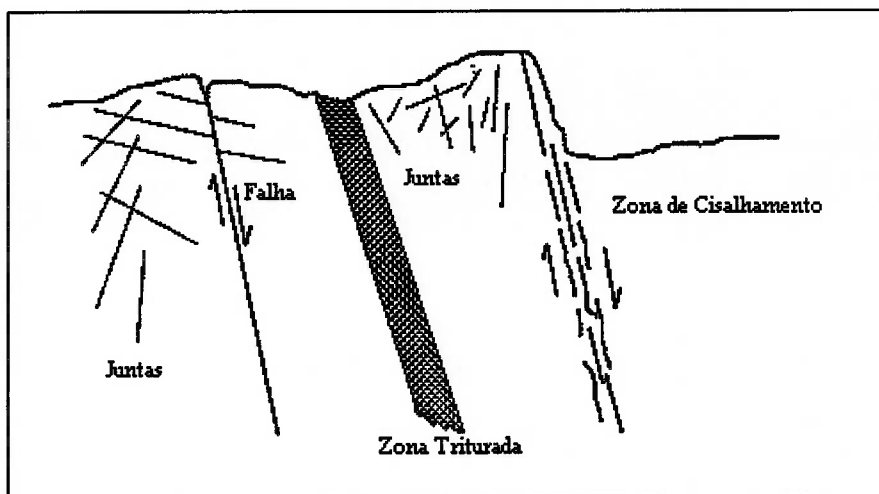
- Materiais constituintes dos taludes e sua respectiva mineralogia;
- Orientação dos minerais, bem como da possível estratificação;

- Descontinuidades e planos de acamamento resultantes de falhas, dobramentos, xistosidades, foliações e fraturas;
- Anomalias geológicas, tais como horizontes constituídos por material friável, contatos entre os vários tipos litológicos e entre os vários níveis de alteração de rocha e solo;
- Graus de alteração dos vários materiais.

Algumas das estruturas citadas anteriormente são mostradas na figura 1, a seguir

As descontinuidades estão presentes em virtualmente todas as escalas de problema, indo desde microfissuras menores do que 10mm, até falhas regionais com comprimentos de centenas de quilômetros.

Observe-se que a geometria e orientação de descontinuidades preexistentes podem ter um grande impacto no comportamento de taludes em rocha, dado que as descontinuidades representam pontos de fraqueza no maciço rochoso. Na hipótese de baixas tensões normais, o modo de ruptura dos taludes dependerá fortemente da orientação das descontinuidades com relação à direção e ao ângulo do talude considerado. Obviamente, a frequência e a persistência das descontinuidades também são aspectos importantes do problema.



**Figura 1 – Diferentes tipos de falhas e juntas – *Apud Sjoberg (2)*.**

A fim de identificar padrões estruturais no maciço rochoso, normalmente são processados mapeamentos das descontinuidades, sendo que a maior parte das técnicas correntes de mapeamento baseia-se no levantamento de superfície, seja na forma de varredura de linhas, seja na de mapeamento em células.

A varredura de linhas é normalmente efetuada em bancadas de mina, nas quais as descontinuidades que interceptam uma linha imaginária (ou fisicamente desenhada) são registradas. Já no mapeamento em células, uma certa “janela” é definida numa dada região, e todas as descontinuidades que estiverem parcial, ou completamente, neste domínio são registradas.

A avaliação das possíveis famílias de descontinuidades geralmente é efetuada utilizando-se projeções estereográficas, nas quais descontinuidades de orientação similar aparecem agrupadas em subconjuntos de juntas ou fraturas, podendo as várias combinações de juntas serem analisadas para efeito da possibilidade cinemática de ocorrência de instabilidades com relação a um dado talude (figura 2).



Deve-se observar que toda técnica de levantamento de superfície induz a um certo viés, uma vez que estruturas localizadas em maior profundidade no maciço não podem ser detectadas. E, apesar do mapeamento utilizando-se informações oriundas de furos de sonda acessar tais estruturas, dados relativos à sua persistência e continuidade são praticamente impossíveis de se conseguir utilizando essa técnica.

A construção de modelos representativos dos maciços rochosos se torna ainda mais difícil para a análise de problemas de talude em grande escala, em virtude do grande volume de rocha envolvido. Tais complicações não devem, no entanto, ser utilizadas com justificativa para não se efetuarem trabalhos de mapeamento, pois apesar de poder haver algum viés, o conhecimento do modelo estrutural dos taludes em estudo é de fundamental importância para a definição dos modos de falha e de possíveis zonas de fraqueza do Sistema

A influência que o mapeamento estrutural pode ter sobre a definição dos modos de ruptura e a inter-relação que este tem com a escala das instabilidades, podem ser esclarecidas utilizando-se um exemplo hipotético de sistemas de juntas em taludes similares aos encontrados na mina de Aitik, localizada no norte da Suécia.

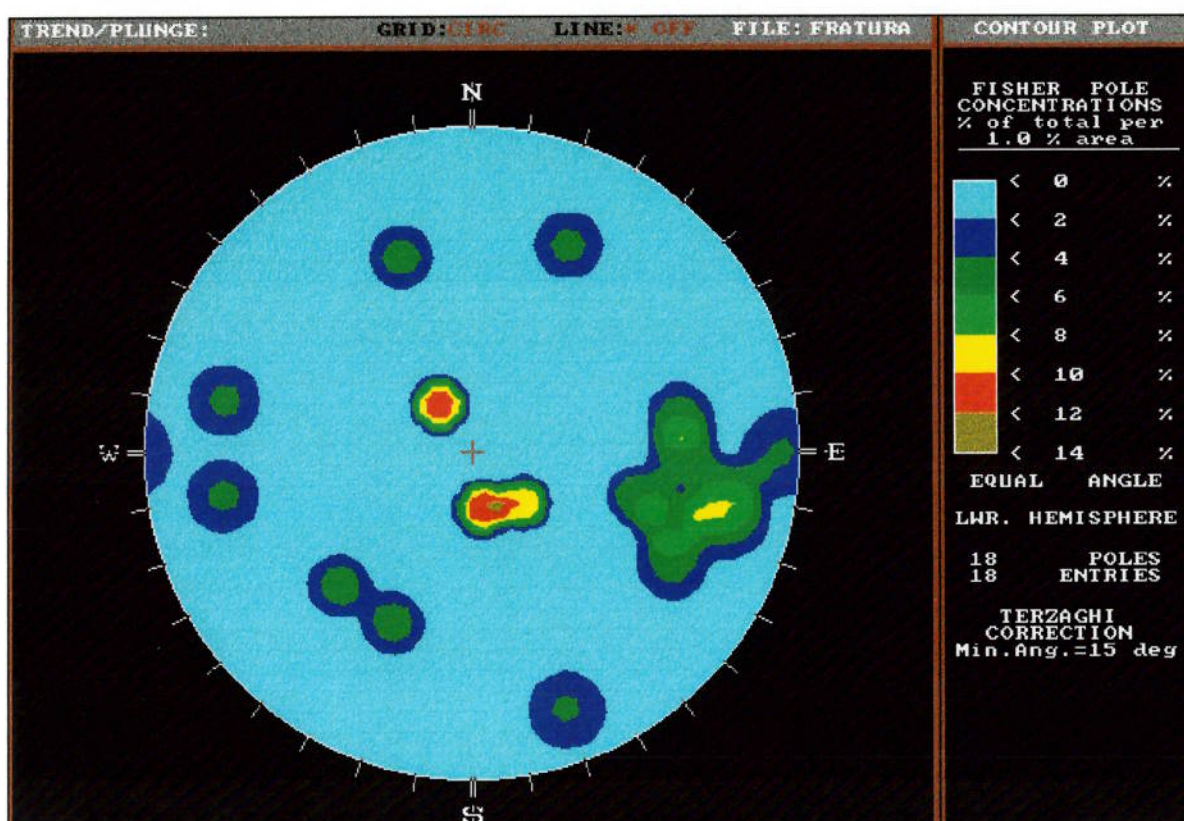


Figura 2 – Projção estereográfica das atitudes da principais estruturas mapeadas no minério da mina de N4E.

Um mapeamento estrutural efetuado na referida mina indicou que as descontinuidades preexistentes no maciço rochoso eram de comprimento limitado (menos do que 10m), tendo sido detectadas duas famílias de juntas cujas características aparecem na tabela 1, a seguir.

Tabela 1 – Características das famílias de juntas mapeadas na mina de Aitik – Apud Sjoberg (2).

PARÂMETROS	FAMÍLIA DE JUNTAS A	FAMÍLIA DE JUNTAS B	COMENTARIO
Mergulho (graus)	60	135	Fixo
Comprimento das Juntas (m)	10 ± 1	8 ± 2	Média e Desvio Padrão (Dados Normalmente Distribuídos)
Comprimento de rocha intacta entre juntas (m)	3 ± 1	5 ± 2	Média e Desvio Padrão (Dados Normalmente Distribuídos)
Espaçamento entre juntas (m)	3	7	Fixo

As figuras de 3 a 5 mostram taludes em diferentes escalas, a saber: para uma bancada de até 30m de altura, com ângulo de face de  $70^\circ$ , para um talude de 90m de altura e ângulo médio de talude de  $50^\circ$  (tipicamente um talude inter-rampas) e um talude de 500m de altura, com  $50^\circ$  de ângulo médio.

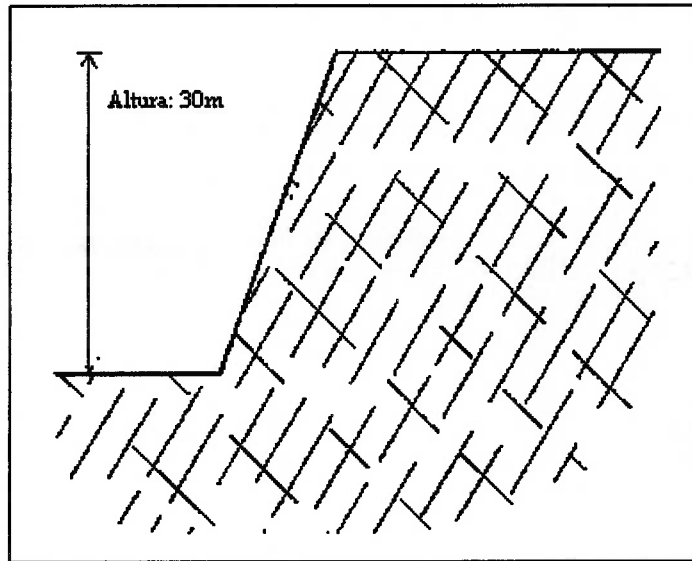


Figura 3 – Padrão de descontinuidades para escala de bancada, com altura de 30m e ângulo de talude de  $70^\circ$ , com duas famílias distintas de juntas pré-existentes – *Apud* Sjoberg(2).

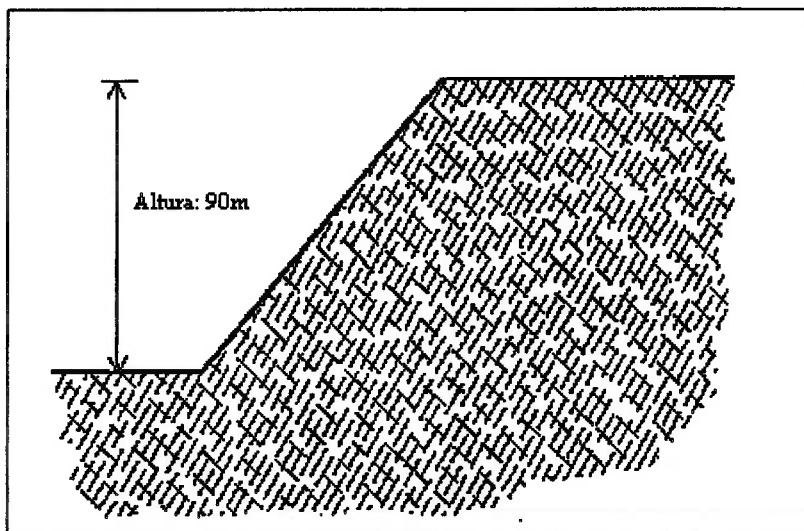
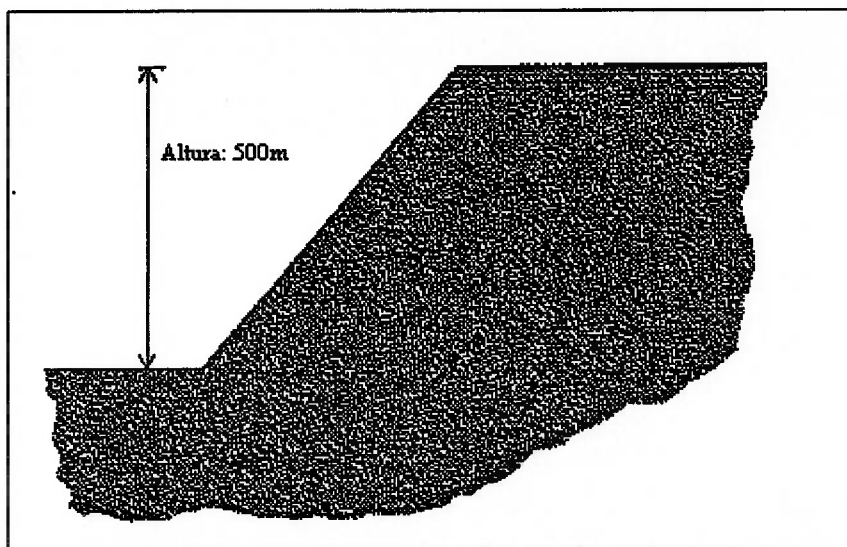


Figura 4 – Padrão de descontinuidades para um talude inter-rampas de 90m de altura e ângulo médio de  $50^\circ$ , com dois sistemas de juntas distintos – *Apud* Sjoberg (2).



**Figura 5 – Descontinuidades numa escala de talude geral, com 500m de altura, duas famílias de juntas e 50° de inclinação – *Apud* Sjoberg (2).**

Os dois conjuntos de descontinuidades, aqui utilizados como exemplo, são somente uma aproximação grosseira da descrição de um maciço rochoso fraturado. Na realidade, deve haver mais de duas famílias de juntas, com espaçamentos e comprimentos que são, geralmente, muito menores do que os aqui mostrados nas figuras de 3 a 5. A rocha na qual foi imputado o padrão de descontinuidades aqui utilizado tem um RQD de 100%, indicando um maciço de muito boa qualidade. Não obstante, as figuras anteriores ilustram dramaticamente as diferenças entre taludes de alturas moderadas e taludes de grande escala. Daí, depreende-se que o modo de ruptura esperado pode diferir significativamente, dependendo da escala do talude estudado com relação ao espaçamento, frequência e persistência das descontinuidades presentes no maciço. Tendo os parâmetros de resistência das descontinuidades muito mais importância em taludes de pequena altura do que naqueles de maior escala, apesar de ser necessário sempre se verificar a existência de descontinuidades da mesma escala do talude geral.

### 2.1.1 - MODOS DE RUPTURA MAIS FREQUENTES NOS TALUDES DE MINAS A CÉU ABERTO

Baseando-se nas estruturas geológicas e no estado de tensões atuante no maciço rochoso, certos modos de ruptura dos taludes parecem ser mais prováveis do que outros em taludes de grande escala, sendo a seguir descritos aqueles mais frequentemente observados em rupturas de taludes de minas a céu aberto.

#### RUPTURAS PLANARES

A primeira classe de modos de ruptura, ou modos de falha, é aquela que é mais fortemente influenciada pela presença de descontinuidades no maciço rochoso, uma vez que esta se refere a combinações geométricas de descontinuidades que formam blocos que estão cinematicamente livres para se mover. O fato de a ruptura ocorrer, ou não, depende da resistência ao cisalhamento das descontinuidades, ou da resistência das interseções entre descontinuidades, quando comparada às solicitações ao longo dos planos considerados. Numa classificação simplificada de modos de ruptura em taludes rochosos, Coates *in* Sjöberg (2) denominou este último de *Rupturas Planares* (ver figura 6).

A superfície de falha, ou superfície de ruptura, é definida como aquela ao longo da qual a ruptura se desenvolve, podendo ser um único plano (*Ruptura Planar*), ou duas descontinuidades interceptando-se entre si (*Ruptura em Cunha*), ou ainda uma

combinação de várias descontinuidades sendo conectadas entre si (*Ruptura Planar em Estágios*).

Observe-se que os desenhos da figura 6, com exceção da ruptura em cunha, são representações bidimensionais do fenômeno de ruptura, sendo que, para que tal ocorra, deve haver a presença de superfícies de alívio que definam o bloco de rocha na direção lateral.

Com referência às figuras 3 a 4, é bastante claro que as rupturas planares, ou em cunha, serão mais prováveis na escala de bancada do que na escala do talude global, a não ser que grandes descontinuidades, da mesma ordem de grandeza do talude global, estejam presentes. Apesar disso, tal modo de ruptura não pode ser em hipótese alguma desprezado *a priori* quando se estuda a possibilidade de rupturas na escala do talude geral.

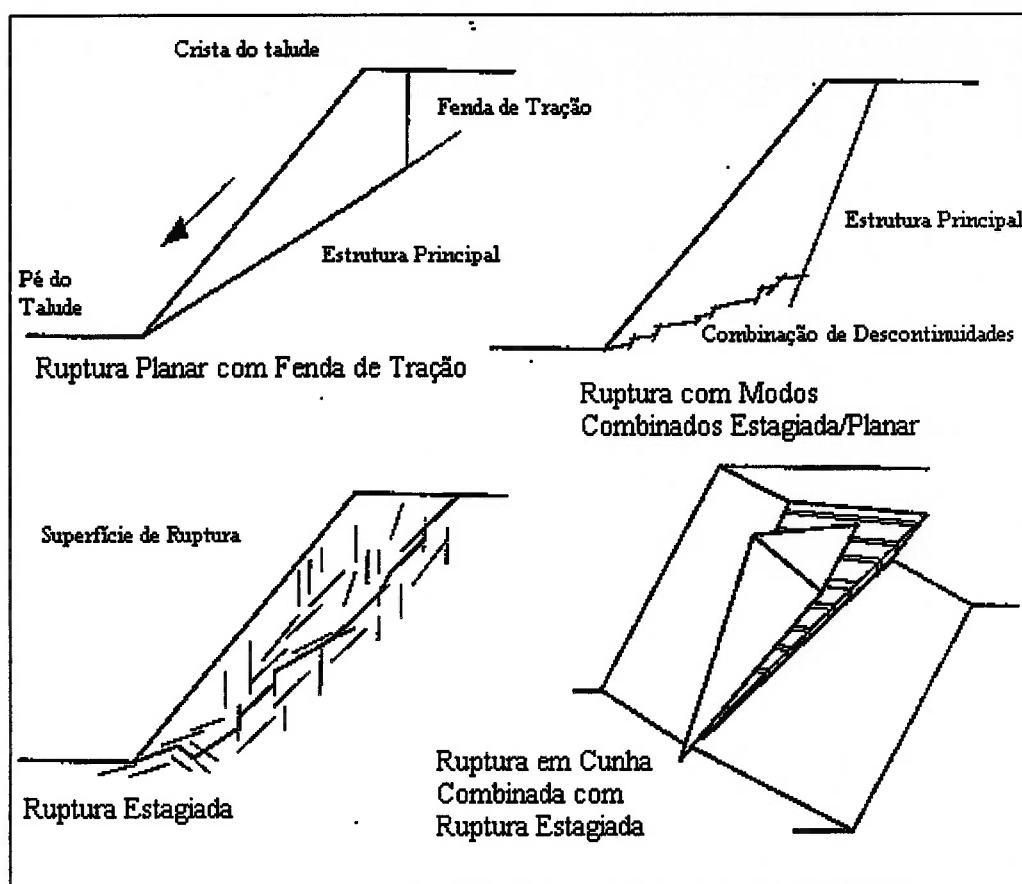


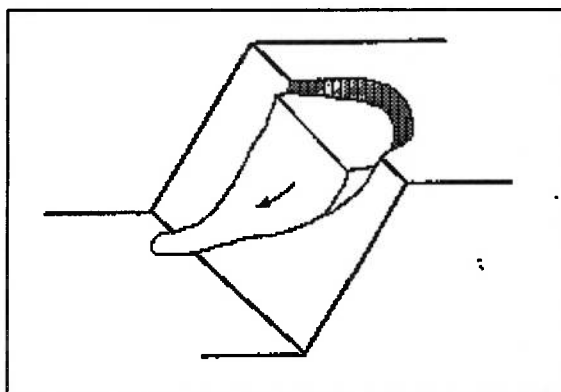
Figura 6 – Combinação de descontinuidades formando superfícies de ruptura – Apud Sjoberg (2).

## RUPTURAS ROTACIONAIS

Seguindo a mesma classificação de Coates, anteriormente citada, o próximo grupo de modos de ruptura dos taludes é aquele denominado de *Rupturas Rotacionais*, também conhecido como *Rupturas Circulares*. Tais tipos ocorrem em taludes nos quais não há descontinuidades criticamente orientadas, ou planos de fraqueza, sendo, portanto, um modo de ruptura típico de solos. Entretanto, como apontado por Hoek e Bray, a ruptura rotacional também pode ocorrer em taludes rochosos onde não haja fortes condicionantes estruturais, por exemplo, num talude em maciço altamente

fraturado sem predominância na orientação das discontinuidades. Um exemplo de ruptura rotacional tridimensional pode ser visto na figura 7.

Segundo Sjoberg (2), a condição para a ocorrência de rupturas rotacionais é que as partículas individuais no maciço rochoso, ou de solo, devem ser pequenas quando comparadas à dimensão do talude, e que estas não estejam intertravadas como resultado de sua forma. Comparando-se essas condições com aquelas da figura 5, parece que, para escalas de talude similares àquela, é mais plausível o aparecimento de rupturas rotacionais, sendo, no entanto, válidos os mesmos comentários do item anterior.

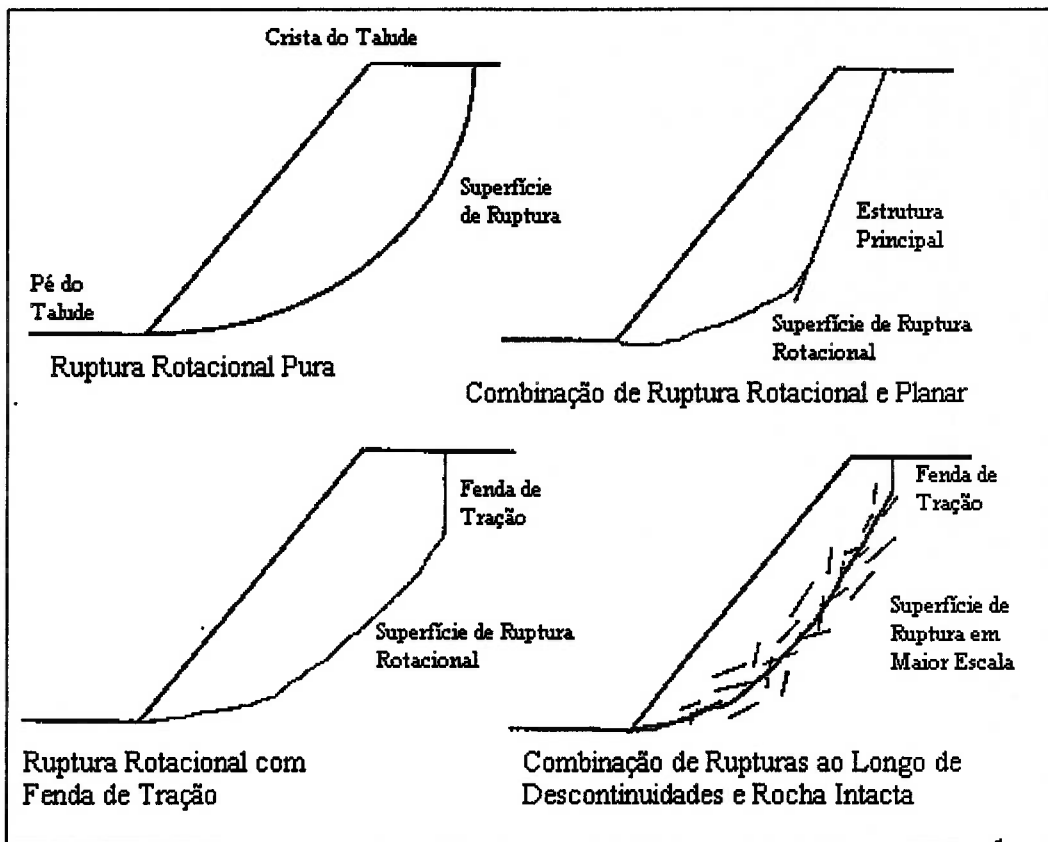


**Figura 7 – Geometria tridimensional de uma típica ruptura rotacional – *Apud* Sjoberg (2).**

Rupturas rotacionais em taludes de grande escala provavelmente envolveriam, numa primeira etapa, rupturas ao longo de discontinuidades preexistentes com, talvez, algumas porções da superfície de ruptura se propagando através da rocha intacta. Além disso, rotação e translação dos blocos individuais internamente ao maciço rochoso poderiam ajudar a criar a superfície de ruptura, que teria como resultado um aspecto curvo. Pode-se ver este processo ilustrado através da figura 8, porém com as discontinuidades individuais desenhadas com comprimentos muito maiores do que



ocorreriam na realidade, somente para efeito de ilustração. Na prática, um padrão de fraturamento similar àquele mostrado na figura 5 é mais provável acontecer e, portanto, é relativamente fácil visualizar o desenvolvimento de tal superfície de ruptura. A superfície resultante, entretanto, não necessita possuir a forma circular neste caso.



**Figura 8 – Rupturas rotacionais e combinações de rupturas rotacionais e planares – *Apud* Sjoberg (2).**

Várias rupturas em grande escala com superfícies de forma curva têm sido observadas em cavas a céu aberto com taludes relativamente altos, particularmente em rochas brandas, tais como xistos. Conseqüentemente, o modo de ruptura rotacional não pode ser desprezado, sendo importante quando se considerarem grandes taludes em rocha, ou solo, assim como outros modos de ruptura associados

conjuntamente com sistemas de descontinuidades formando superfícies de ruptura através do material intacto.

### **TOMBAMENTO (*TOPPLING*) E FLUXO DE BLOCOS**

Um terceiro grupo de modos de ruptura é denominado por Coates *Ruptura por Fluxo de Blocos*. A característica deste tipo de colapso é que ocorrem sucessivas rupturas do talude rochoso. O colapso pode ser iniciado pelo esmagamento do material do pé do talude rochoso que, por sua vez, causa a transferência da carga para áreas adjacentes que podem romper. Obviamente, as tensões *in situ*, quando comparadas à resistência da rocha, são fatores importantes neste modo de ruptura. Outro aspecto importante é que a concentração de tensões no pé do talude aumenta na relação direta do aumento da altura do mesmo, sendo tal modo de ruptura mais provável em taludes de grande escala.

A presença de descontinuidades no maciço rochoso pode resultar em vários modos secundários de ruptura, uma vez que o esmagamento do material do pé do talude tenha ocorrido. Grandes blocos e cunhas, ou conjuntos de blocos menores, podem ser liberados, e uma combinação de fluxo de blocos e rupturas planares pode se desenvolver. Uma forma de ruptura associada é a denominada Tombamento, ou *Toppling*, que se refere ao tombamento de colunas de rocha formadas por descontinuidades com alto mergulho em direção oposta à do talude e por outro sistema de juntas subhorizontais cruzadas (tombamento ou *toppling* primário). O tombamento também pode ser iniciado pelo esmagamento do material do pé do

talude (tombamento secundário). O tombamento provocado por esforços de flexão pura é mais provável ocorrer em escala de bancada, dado que este requer um conjunto bastante contínuo de juntas/descontinuidades pré-existentes. Tais modos de ruptura podem ser vistos na figura 9.

Em várias minas a céu aberto, o tombamento foi observado em taludes bastante altos. Neste caso, rotação e cisalhamento ao longo de juntas de alto mergulho ocorreram até grande profundidade em direção oposta ao mergulho do talude, resultando numa superfície de cisalhamento de base, ao longo da qual uma porção maior do talude poderia escorregar, sendo que a superfície de escorregamento se desenvolve quase subparalelamente à face do talude e, algumas vezes, numa superfície côncava de forma aproximadamente esférica. O descrito anteriormente pode ser visto na figura 10, a seguir.

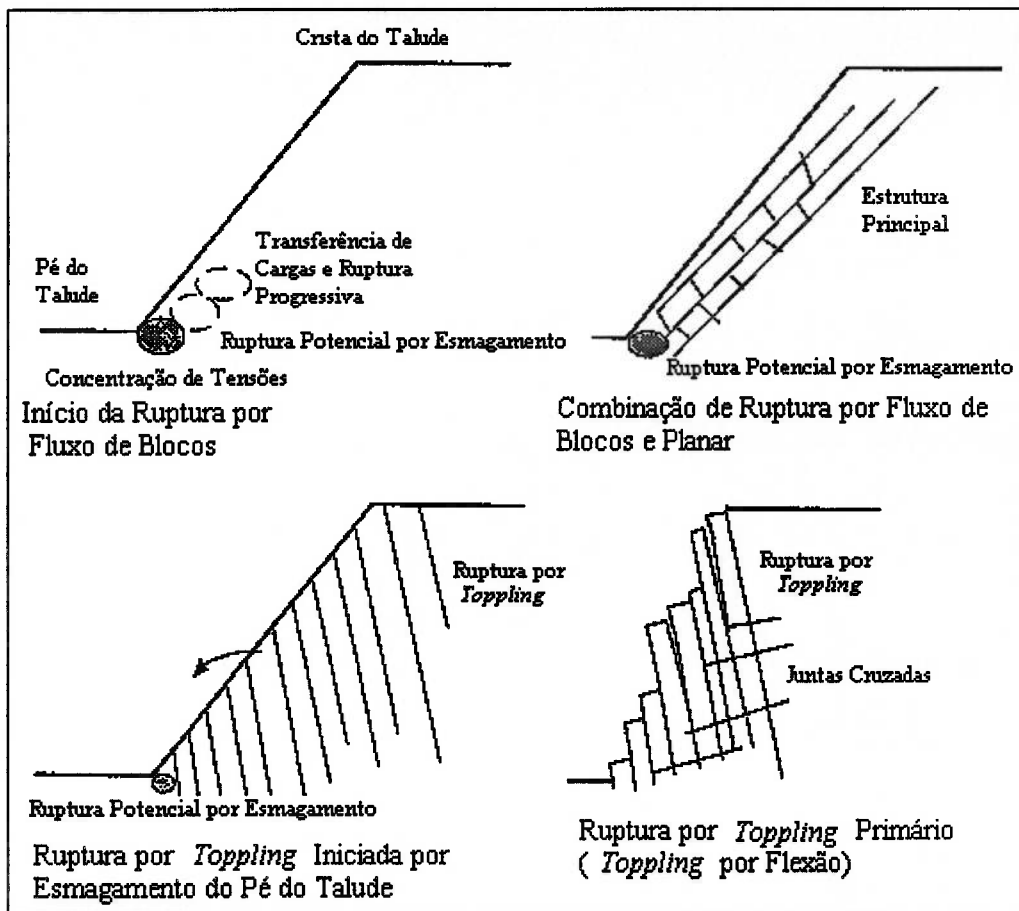


Figura 9 – Rupturas por Fluxo de Blocos e Toppling – Apud Sjoberg(2).

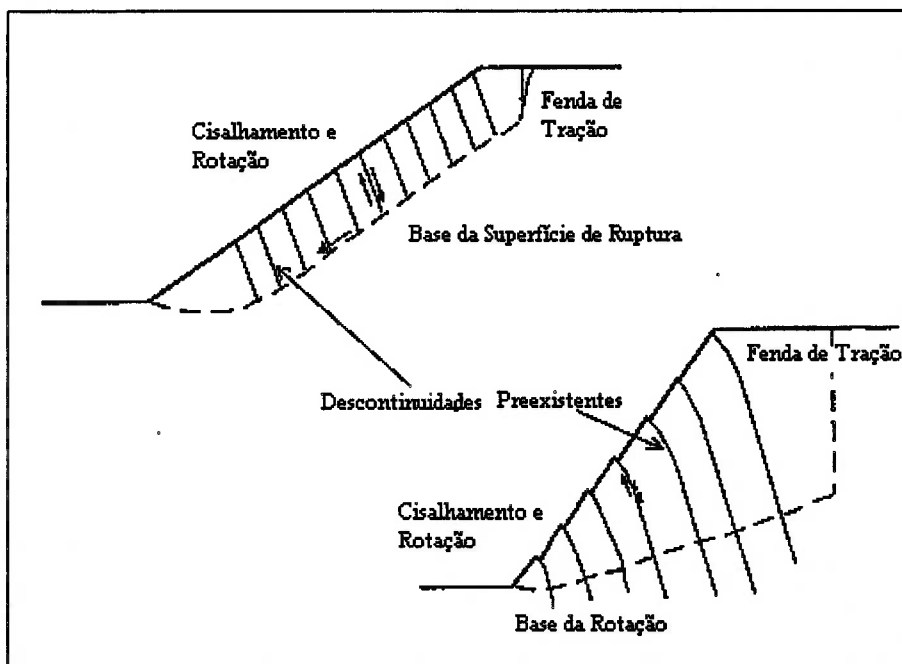


Figura 10 – Rupturas de grande escala por toppling – Apud Sjoberg (2).

Alguns autores classificam os modos de ruptura em função da forma da superfície potencial de ruptura, utilizando critérios empíricos, ao invés de considerar o mecanismo de formação da referida superfície, tal como Abramson *et al.* (3), cuja tabela de classificação aparece a seguir (Tabela 2).

**Tabela 2 – Fatores geológicos que controlam a forma da superfície potencial de ruptura – *Apud Abramson et al.* (3).**

Condições Geológicas	Superfície Potencial de Ruptura
Solos sem coesão; Solos residuais ou colúviais pouco espessos sobre rocha; Argilas rígidas e fissuradas, ou folhelhos marinhos dentro da camada superior, altamente intemperizada.	Translacional, com pequena relação profundidade/comprimento
Escorregamento de blocos; Material de zonas de cisalhamento; Solo rígido, intacto, duro e coesivo em taludes inclinados.	Superfície planar de ruptura
Escorregamento de blocos em maciços rochosos; Rochas sedimentares alteradas; Folhelhos argilosos e argilar rígidas fissuradas; Solos estratificados; Aterros na encosta de morros sobre colúvio.	Superfícies multiplanares
Camadas espessas de solo residual ou colúvionar; Argilas e folhelhos marinhos brandos; Solos coesivos de brandos a firmes.	Circular

## 2.2 - ESTADO DE TENSÕES DO SISTEMA

As tensões atuantes sobre uma estrutura, comparadas com a sua resistência, condicionam a sua estabilidade. As tensões virgens (antes da escavação) no maciço rochoso são, na maioria dos casos, compressivas e, principalmente, uma combinação de:

- Tensões de origem gravitacional, oriundas do peso da rocha sobrejacente;
- Tensões de origem tectônica, que registram forças tectônicas externas;
- Tensões causadas por eventuais glaciações passadas;
- Tensões residuais.

As componentes gravitacionais e tectônicas são, na maior parte dos casos, as maiores contribuintes para o estado de tensões virgens. A tensão virgem vertical pode ser usualmente assumida como sendo somente devido ao peso do material sobrejacente. A tensão virgem horizontal, por outro lado, é mais difícil de se quantificar por causa da componente tectônica normalmente presente. As tensões tectônicas variam significativamente conforme as diferentes regiões do globo, e isto somente ressalta a importância de medidas de tensão para determinar o estado de tensões antes do início das operações de lavra.

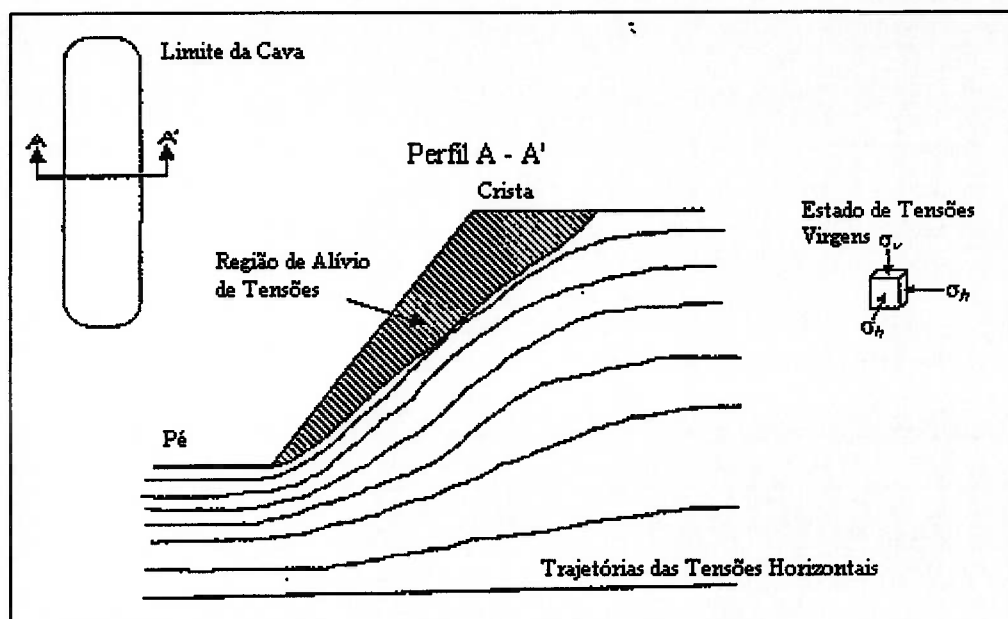
O estado virgem de tensões é alterado conforme o *pit* é escavado. O vazio criado força as tensões a se redistribuírem ao longo da borda da cava. Para melhor entendimento, considere-se uma seção bidimensional de uma cava bastante longa, na qual o estado inicial das tensões fosse caracterizado na vertical pela tensão oriunda das forças gravitacionais e, na horizontal, por uma tensão maior do que a vertical.

Teoricamente, as tensões horizontais são forçadas para baixo do último nível de lavra, resultando em concentrações de tensão no pé do talude e alívio de tensões nas paredes da cava, como ilustrado na figura 11. O valor da tensão vertical após a escavação ainda será, na sua maior parte, função da carga gravitacional, portanto, as tensões principais resultantes em torno do *pit* terão se reorientado com relação ao

estado de tensões virgens. Para uma cava bastante longa, as tensões principais serão orientadas paralelamente e perpendicularmente ao contorno do *pit*.

A concentração de tensões compressivas no pé do talude pode promover a ruptura por excesso de tensões nesta região, ao passo que uma zona de aumento de tensões de cisalhamento também se desenvolve abaixo do pé do talude. Próximo à parede da cava, as tensões principais serão mais baixas do que as tensões virgens, o que promove a abertura das juntas e a ruptura por cisalhamento ao longo de descontinuidades preexistentes no maciço.

Segundo Sjoberg (2), na literatura relativa à estabilidade de taludes, é sempre afirmado que as tensões nos taludes são baixas. Tal afirmação genérica é bastante perigosa, uma vez que somente se aplica a regiões próximas às paredes da cava e ao pé de taludes de pequena escala. Para taludes de grande escala, o estado de tensões é muito mais complexo, com zonas tanto de baixa, quanto de alta tensão. Existem, no entanto, muito poucos estudos relativos ao estado de tensões em taludes de cavas a céu aberto.



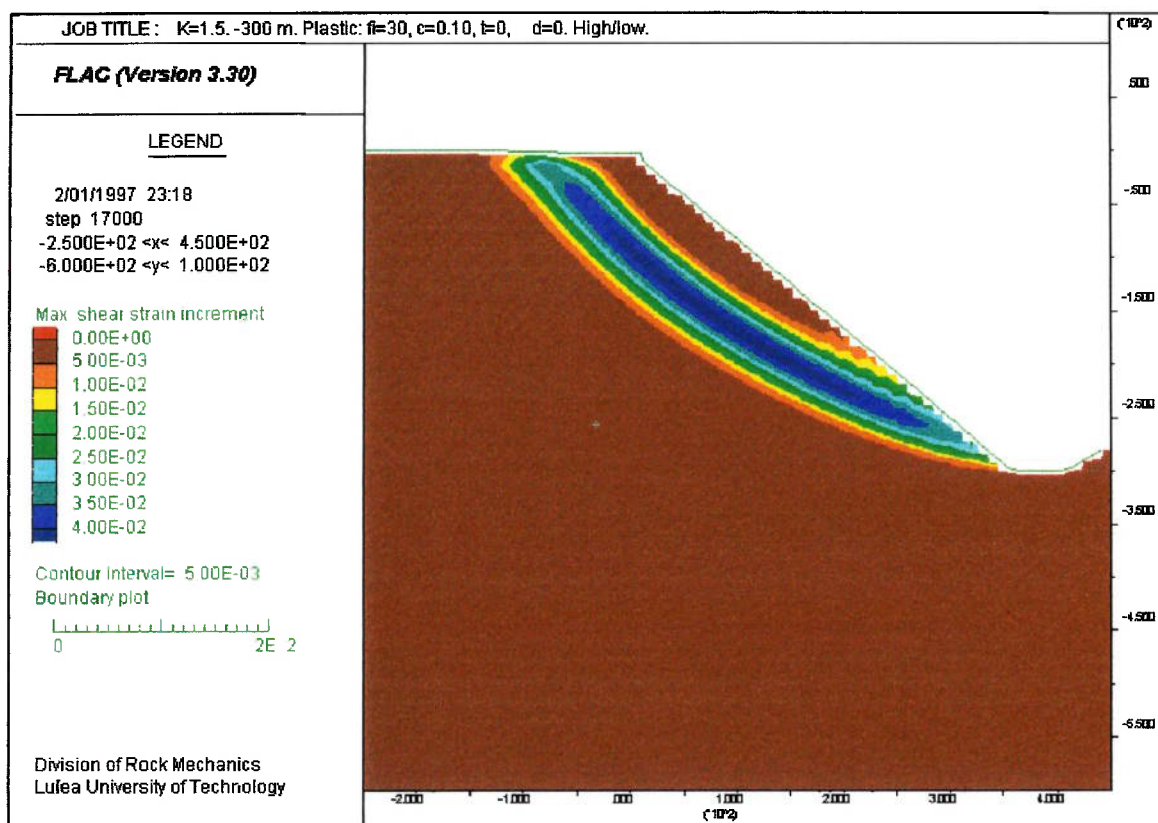
**Figura 11 – Representação bidimensional da redistribuição das tensões horizontais em torno do limite de uma cava bastante longa (maior dimensão perpendicular ao plano considerado) – *Apud* Sjoberg (2).**

Apesar da existência de modelos matemáticos razoavelmente precisos, que permitiriam a previsão das tensões advindas da escavação, talvez a literatura técnica seja escassa em comparações entre grandezas efetivamente medidas e previstas em modelos, em função da dificuldade de calibração destes mesmos modelos matemáticos, porque os testes de laboratório ora conhecidos não conseguem medir parâmetros de deformabilidade inerentes à macroestrutura dos maciços, sejam eles rochosos ou de solos.

Segundo Lancellotta (4), um dos problemas com os métodos dos ensaios de laboratório ora disponíveis é que o volume das amostras utilizadas não permite, via de regra, que se considerarem os aspectos da macroestrutura dos solos. Tal fato é particularmente crítico em solos residuais e saprolíticos, como apontado por Cruz (5) e Brand (6).



No que diz respeito aos maciços rochosos, a existência de efeitos de escala é bastante conhecida, fazendo com que parâmetros confiáveis de deformabilidade sejam obtidos somente a partir de retroanálises, requerendo-se, portanto, a instrumentação e acompanhamento do maciço por algum tempo. Caso se consiga obter parâmetros de resistência e deformabilidade confiáveis, há modelos matemáticos que permitem a previsão do estado de tensões, ou de deformações, do maciço quando sujeito a diferentes solicitações. Um exemplo disto pode ser visto na figura 12.



**Figura 12 – Incrementos de deformação devido à tensão de cisalhamento simulados no modelo de Diferenças Finitas FLAC.**

### 2.2.1 – INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA CAVA NO ESTADO DE TENSÕES

Conforme visto no item anterior, as tensões preexistentes no maciço desempenham um papel importante na estabilidade dos taludes de minas a céu aberto. Tão importante quanto as direções, módulos e sentidos das tensões anteriormente referidas, é a orientação espacial da cava com relação as mesmas, conforme mostrado por Stacey, *in* Sjoberg (2).

A partir de um modelo tridimensional de tensões, mostrou-se que o padrão da distribuição de tensões numa seção vertical é o mesmo do caso bidimensional. Entretanto, por causa do confinamento adicional da estrutura tridimensional, a magnitude das tensões no pé do talude é significativamente menor. Além disso, quanto maior é a diferença entre as tensões virgens principais, maiores são as zonas de tração formadas pela acomodação das tensões em razão da escavação do talude.

A extensão das zonas de baixas tensões nas paredes da cava também depende da orientação da escavação com relação às direções e sentidos das tensões virgens principais. Geralmente, para uma cava alongada, os efeitos advindos da tridimensionalidade serão mais pronunciados no eixo menor do *pit*. Nas regiões côncavas, graças ao confinamento adicional relacionado à tensão principal intermediária, haverá menores zonas de alívio de tensões. As tensões principais serão todas compressivas, talvez, exceto a tensão principal menor.

Tais efeitos foram confirmados por observações, que indicaram um aumento de pouco mais de  $10^\circ$  nos ângulos de estabilidade dos taludes, quando o raio de curvatura diminuía de 300 para 60 metros, para uma altura de talude de 100m. Para o caso de regiões convexas na cava, o estado de tensões será muito mais desfavorável, com a tensão principal menor,  $\sigma_3$ , sendo de tração e orientada tangencialmente com relação à face do talude. A tensão principal intermediária pode também ser baixa, ou de tração, neste último caso (ver figura 13).

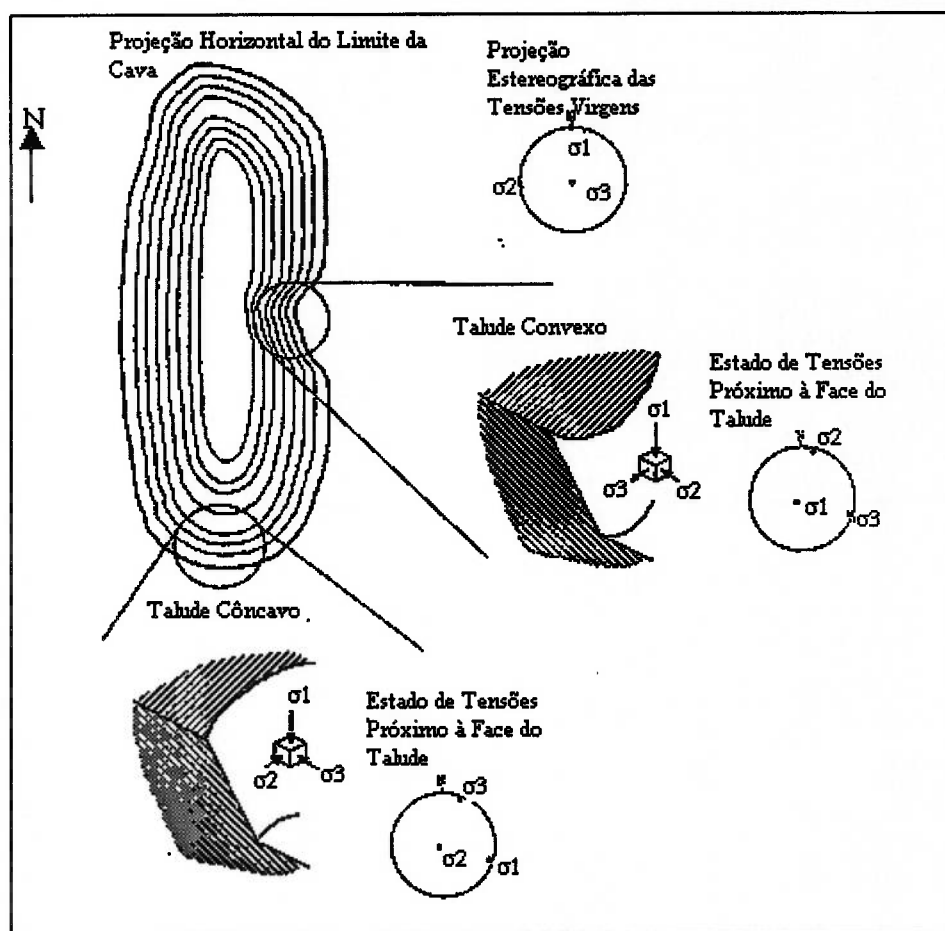


Figura 13 – Estado de tensões em diferentes porções de uma cava a céu aberto com curvaturas do talude variáveis – *Apud Sjoberg (2)*.

A não-uniformidade do estado de tensões no talude também afeta a resistência do maciço rochoso, como ilustrado na figura 14, onde são mostradas tensões compressivas

baixas, ou até de tração, que são vistas na crista e na face do talude, enquanto que no pé as tensões normais são moderadas e a tensão de cisalhamento é relativamente alta. No interior do talude, a tensão normal é alta, o que implica que a resistência da potencial superfície de ruptura também é alta neste ponto.

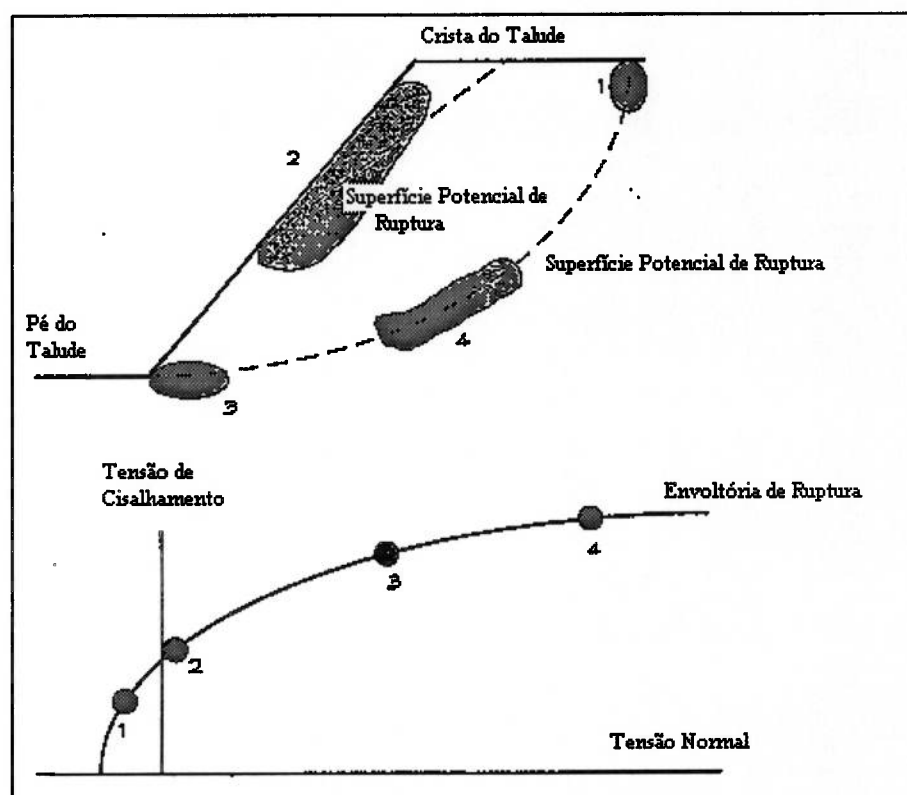


Figura 14 – Ilustração esquemática do estado de tensões em diferentes pontos ao longo de potenciais superfícies de ruptura planares e rotacionais – *Apud Sjoberg (2)*.

### 2.3 – CONDIÇÕES HIDROGEOLÓGICAS

De acordo com Abramson *et al.* (3), a água é um dos mais importantes fatores na maior parte dos problemas relacionados com a estabilidade de taludes, sendo, portanto, o

conhecimento das condições hidrogeológicas do maciço essencial para a análise e projeto de taludes.

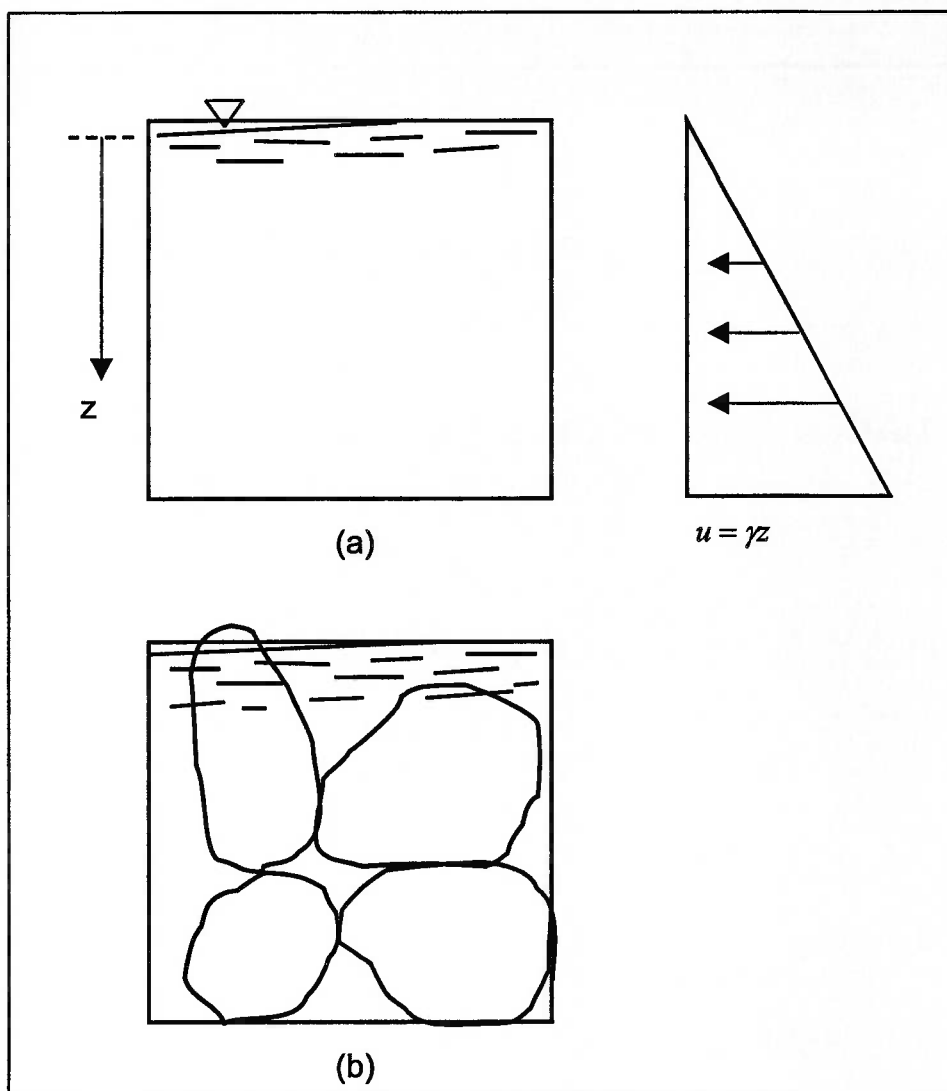
O diagrama da pressão hidrostática exercida pela água num dado corpo tem a forma triangular com a amplitude  $\gamma z$ , conforme mostrado na figura 15(a). Tal pressão também atua nos poros existentes no solo e preenchidos por água, conforme a figura 15(b).

A água pode afetar a estabilidade dos taludes através de:

- Geração de poro-pressões, tanto positivas, quanto negativas, que alteram as condições de tensão no maciço;
- Mudança na densidade natural do material formador do talude;
- Desenvolvimento de erosão;
- Mudança nos minerais constituintes do material formador dos taludes.

O fluxo de água subterrânea é usualmente muito lento e, geralmente, obedece ao regime laminar definido na Mecânica dos Fluidos, sendo que o regime turbulento pode ocorrer em grandes passagens subterrâneas, tais como aquelas que aparecem em cavernas de formações calcárias, ou em solos onde predomina a fração cascalho.

No regime laminar, a água subterrânea em contato com as paredes dos interstícios é presumivelmente mantida em repouso, ao passo que aquelas partículas situadas a alguma distância da parede se movem mais rapidamente num suave padrão filiforme, no qual a resistência ao movimento diminui à medida que se aproxima do centro de uma abertura.



**Figura 15 - Pressão hidrostática gerada pela água (a) e água preenchendo os vazios dos elementos dos solos (b). – Apud Abramson *et al.* (3)**

A energia que causa o movimento da água subterrânea é a potencial gravitacional. A gravidade faz a água se mover verticalmente para baixo até encontrar o lençol freático, a partir do qual ela flui para um ponto de descarga numa nascente, riacho ou lago. Da mesma forma que a água de superfície necessita de um plano inclinado para se movimentar, a água subterrânea também necessita de um gradiente hidráulico para tal. Este gradiente hidráulico é definido como sendo a relação entre a distância vertical do ponto de entrada, até o ponto de saída da água no sistema (denominada carga potencial), e o comprimento da linha de fluxo entre os dois pontos citados anteriormente.

A relação mostrando a taxa de movimento da água subterrânea foi desenvolvida pelo engenheiro francês Henri Darcy em 1856, que estabelece:

$$v = k*(h/l)$$

onde:

$v$  – velocidade da água;

$h$  – carga gravitacional;

$l$  – comprimento da linha de fluxo;

$k$  – coeficiente que depende da permeabilidade do material, da aceleração da gravidade e da viscosidade da água.

Vale a pena notar que a equação de Darcy somente é válida se o movimento for laminar. Felizmente, como se mencionou anteriormente, a maior parte dos fluxos de água subterrânea na natureza é laminar, fazendo com que se possa aplicar a referida lei.

Geralmente, a água subterrânea se move lentamente nos maciços de solo, ou rocha, em função de ter de viajar através de passagens, ou interstícios, muito pequenas. Algumas definições úteis serão dadas a seguir (segundo Abramson *et al.* (3)):

**Porosidade:** é medida pela porcentagem do volume total de solo, ou rocha, que é ocupada por vazios, ou interstícios. Quanto mais poroso for o solo, ou a rocha, maior a quantidade de espaços vazios que o compõe, sendo esta uma característica que varia de material para material. Um depósito de areia composto por grãos de quartzo arredondados tem uma alta porosidade, mas se

houver a entrada de minerais que cimentem os grãos entre si, a porosidade é reduzida na mesma proporção da entrada do agente cimentante.

**Permeabilidade:** é a capacidade de transmitir água. A taxa com que a rocha/solo transmite água não depende somente de sua porosidade, mas também do tamanho das interconexões entre as aberturas. Um exemplo do citado anteriormente é que a água passa muito mais facilmente através de areia do que de argila, porque a atração molecular é muito mais forte nas pequenas aberturas da argila do que nas da areia. Deve-se notar que não importa o quão grandes sejam os vazios do material, mas sim o tamanho das conexões entre os mesmos, de forma a permitir a passagem da água.

O maciço de solo é composto basicamente por duas fases distintas, a saber: o “esqueleto” do solo e os poros, ou vazios existentes entre as partículas sólidas, preenchidos por ar ou água.

Como exibido na figura 16(a), quaisquer que sejam as tensões (tensões totais,  $\sigma$ ) impostas sobre o solo, estas serão sustentadas tanto pelo “esqueleto” do solo (tensões efetivas,  $\sigma'$ ), quanto pela água que se encontra nos vazios (poro-pressão,  $u$ ). Podendo as poro-pressões serem determinadas a partir das condições do lençol freático encontradas no maciço.

O fluxo de água de infiltração ocorre frequentemente nos taludes, devendo ser considerado nas análises de estabilidade. A fim de explicar a aplicação do princípio da Tensão Efetiva nestes casos, é essencial entender o princípio básico das forças que se



desenvolvem por causa da água no maciço de solo. A figura 16(b) mostra um arranjo, no qual a água está fluindo verticalmente para cima através do maciço de solo, sujeita a um gradiente de carga,  $i$ , que é igual a  $h/Z$ . A força de infiltração por unidade de volume é igual ao gradiente de carga total,  $i$ , vezes o peso específico da água, que é  $\gamma_w$ . Num solo isotrópico, a força de infiltração sempre age na direção do fluxo e tende a mover as partículas nesta mesma direção, sendo tal fenômeno denominado *piping*. O *piping* irá ocorrer sempre que o gradiente hidráulico for maior do que o gradiente crítico,  $i_c$ , ou seja, aquele que faz com que a tensão efetiva se anule:

$$\sigma' = \gamma_b Z - i_c \gamma_w Z = 0$$

$$i_c \gamma_w Z = \gamma_b Z$$

$$i_c = \gamma_b / \gamma_w$$

onde:

$\sigma'$  – tensão efetiva;

$\gamma_b$  – peso específico submerso do solo;

$\gamma_w$  – peso específico da água;

$Z$  – profundidade do ponto considerado no solo;

$i_c$  – gradiente hidráulico crítico.

Em outras palavras, o gradiente hidráulico crítico é igual ao quociente entre o peso específico submerso do solo e o peso específico da água.

Como pressão efetiva, define-se a diferença entre a pressão total e a pressão neutra, ou seja:

$$\sigma = \sigma' + u$$

onde:

$\sigma$  – Pressão total;

$\sigma'$  – Pressão efetiva;

$u$  – Pressão neutra;

Caso não haja fluxo d'água subterrânea, tem-se o caso (a) da figura 16, onde:

$$u = (H + Z)\gamma_w$$

$$\sigma = H\gamma_w + Z\gamma$$

$$\sigma' = \sigma - u$$

$$\sigma' = (\gamma - \gamma_w)Z = \gamma_b Z$$

Sendo:

$H$  – Altura da coluna d'água acima da superfície do solo;

$Z$  – Altura de solo acima do ponto para o qual se consideram as pressões acima;

$\gamma$  – Peso específico do solo (base umidade natural);

$\gamma_w$  – Peso específico da água.

Ainda considerando a figura 16, caso (a), sem o fluxo a tensão efetiva fica:

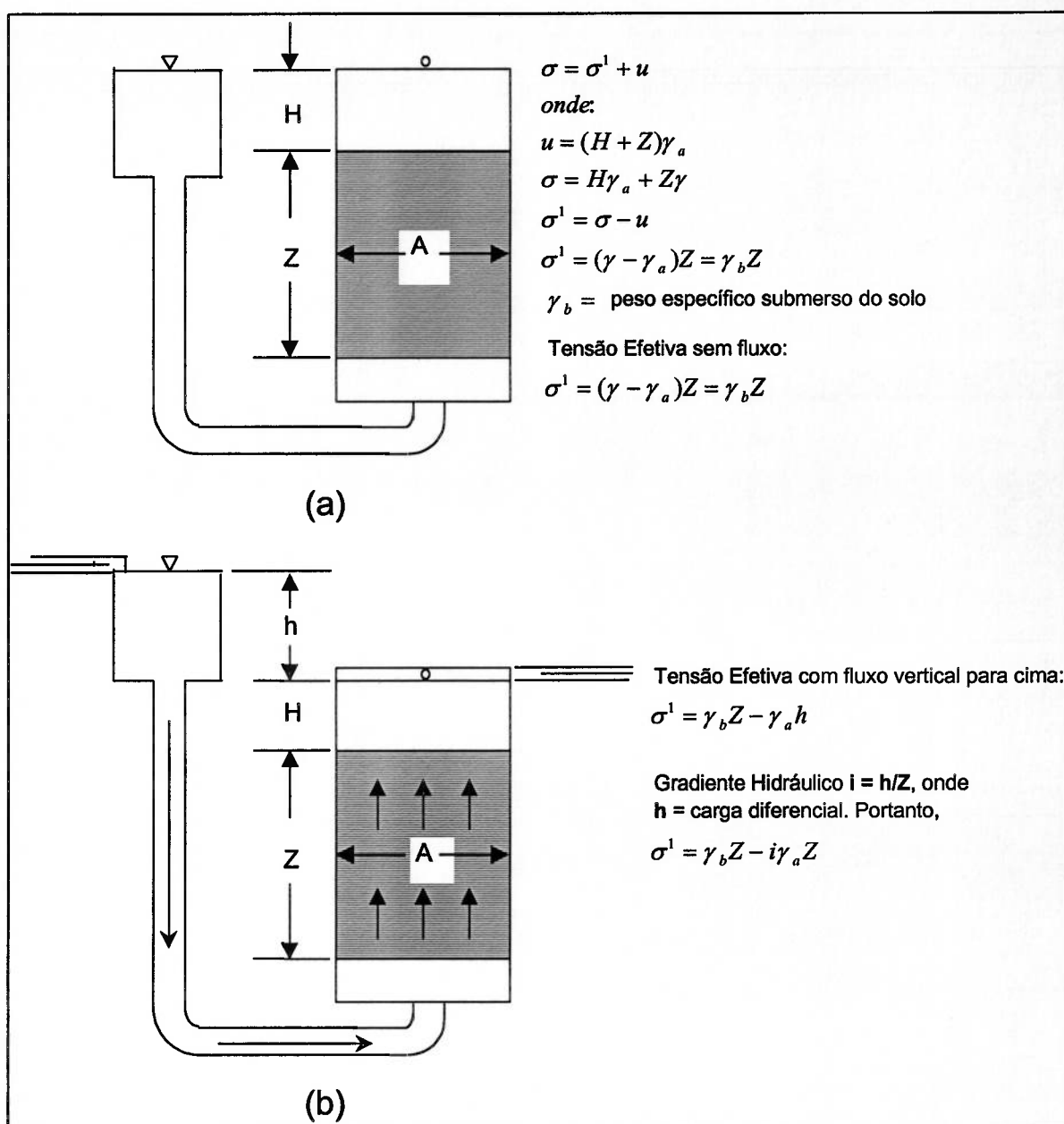
$$\sigma' = \sigma - u = (\gamma - \gamma_w)Z = \gamma_b Z$$

Na hipótese de haver fluxo de água subterrânea, conforme a figura 16, caso (b), se o gradiente hidráulico for  $i = h/z$ , então:

$$\sigma' = \gamma_b Z - i\gamma_w Z$$

Como mencionado anteriormente, as águas superficiais se infiltram para as camadas inferiores do maciço de solo, que é dividido em duas zonas principais, a saber: a zona de

aeração (também denominada zona não-saturada), em cujos vazios há uma mistura de ar e água, localizada acima da superfície que define o lençol freático, e a zona saturada, com os poros totalmente preenchidos por água, localizada abaixo da superfície do lençol freático. Tais zonas terão condições de fluxo de água subterrânea diferentes, portanto pressões efetivas diferentes e, por isso, diferentes condições de estabilidade para o talude.



**Figura 16 – Princípio da Tensão Efetiva (a) sem fluxo d'água (b) considerando a Força de Infiltração resultante da mudança na pressão neutra por causa do fluxo de água subterrânea – Apud Abramson et al. (3).**

Como se pode perceber pelos itens e figuras anteriores, as condições de fluxo de água em subsolo desempenham importante papel na estabilidade de taludes, conforme afirmado por Vaughan (7), sendo objeto da análise dos próximos parágrafos.

A água subterrânea tem origem em várias fontes, mas as principais são as chuvas e o derretimento de neve, em países de clima temperado. Parte da água se infiltra no terreno e percola verticalmente para baixo em direção à zona saturada, enquanto outra parte se move na superfície na forma de enxurrada. A água subterrânea da zona saturada se move em direção a nascentes, rios, lagos e mares, onde evapora e volta à terra na forma de nuvens de vapor, que precipitam, recomeçando o ciclo anteriormente citado, conforme pode ser visto na figura 17.

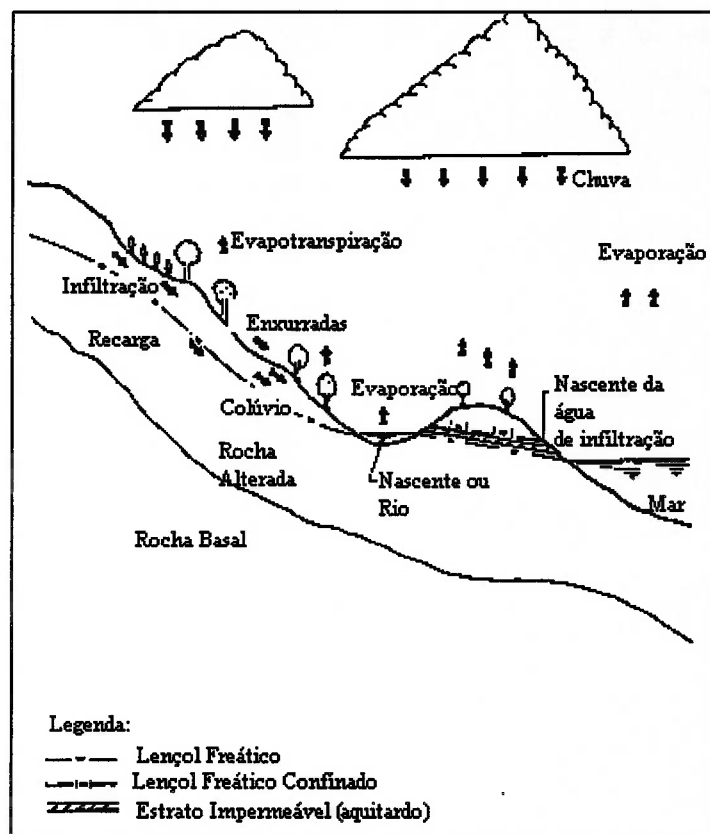


Figura 17 – Representação simplificada do ciclo hidrológico – *Apud Abramson et al. (3)*.

Segundo Abramson *et al.* (3), solos e rochas que transmitem água com facilidade através dos seus poros e fraturas respectivamente são denominados aquíferos. Aquíferos típicos são compostos por: cascalho, areia, arenito, calcário e rochas fraturadas ígneas, vulcânicas e metamórficas (a tabela 3 mostra o tamanho dos vazios que podem ser esperados em alguns materiais e suas prováveis permeabilidades).

**Tabela 3 – Tamanhos típicos de vazios para vários solos e suas permeabilidades associadas – Apud Abramson *et al.* (3).**

<i>Material</i>	<i>Tamanho dos Vazios (cm)</i>	<i>Permeabilidade (cm/s)</i>
Argila	< 0,0001 até 0,001	<0,000001
Silte	de 0,001 até 0,01	de 0,000001 até 0,0001
Areia	de 0,01 até 0,1	de 0,0001 até 10
Cascalho	> 0,1	de 10 até 100

Ainda segundo Abramson *et al.* (3), Aquitardos consistem de estratos, ou discontinuidades, que são suficientemente menos permeáveis do que os estratos vizinhos, sendo, portanto, barreiras para o fluxo de água subterrânea. Como exemplo, tem-se que preenchimentos de silte, ou argila, em fraturas no maciço, podem produzir um dique clástico que irá bloquear o fluxo de água numa camada de areia. Aquitardos típicos são: argila, xisto, rochas ígneas e metamórficas não-fraturadas.

Define-se Lençol Freático Suspenso como aquele que se forma acima de um Aquitardo, ou um estrato impermeável, tal como uma camada argilosa. Podendo ser transiente (desenvolvido rapidamente em resposta à pesada precipitação pluviométrica, e que se dissipa rapidamente), ou permanente (desenvolvido em resposta a variações sazonais nos níveis de precipitação pluviométrica).

Com relação aos fluxos das águas advindas de precipitações, pode-se dividi-los em duas categorias, a saber:

**Fluxo Superficiais (enxurradas):** os fluxos superficiais associados a uma dada área de captação dependem dos seguintes fatores:

- Intensidade da precipitação;
- Extensão e forma da área de captação;
- Inclinação e comprimento dos taludes em processo de drenagem;
- Natureza e extensão da vegetação de cobertura;
- Condição da superfície e natureza dos solos de subsuperfície.

O método usualmente adotado para o cálculo da vazão de águas superficiais é aquele recomendado pelo *Geotechnical Control Office*, 1979 – Abramson *et al.*

(3):

$$Q_s = KIA$$

onde:

$Q_s$  – vazão máxima de água superficial (unidade de volume/tempo);

$I$  – intensidade de chuva de projeto (unidade de comprimento);

$A$  – área de captação (em unidades de comprimento ao quadrado);

$K$  – Coeficiente de água superficial.

De acordo com Abramson *et al.* (3), o coeficiente de drenagem superficial não pode ser determinado com precisão, sendo recomendado pelo *Geotechnical Control Office*, 1984, a adoção do valor de  $K$  igual a unidade ( $K=1$ ) para dimensionamento de drenagem em taludes

**Infiltração:** a infiltração das águas de precipitação através da zona não-saturada do maciço de solo é vertical e não causa poro-pressões positivas. Se durante o trajeto descendente da água de infiltração, um material de menor permeabilidade

é encontrado, o fluxo será modificado caso a permeabilidade desta última zona for menor do que a taxa de infiltração. Nesta situação, um lençol freático suspenso será formado sobre a superfície do material menos permeável, e abaixo desta superfície a taxa de infiltração será reduzida para o valor condicionado pela menor permeabilidade .

Quando a água de infiltração encontra o lençol freático, a maior parte do componente vertical do fluxo é destruída, sendo substituída pelo fluxo lateral na direção do lençol anteriormente citado. Sob tais circunstâncias, o nível do lençol freático sobe em função do aumento da zona de saturação advinda da água de infiltração, com o conseqüente fluxo lateral de água e poro-pressões positivas.

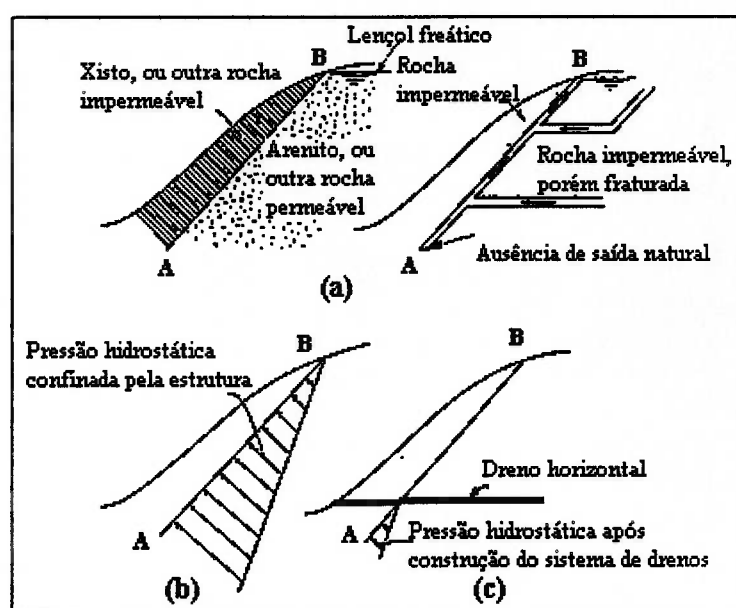
Os dois modos de fluxo de água de infiltração afetam a estabilidade dos taludes através de mecanismos diferentes. Acima do lençol freático, a água de infiltração causa o aumento do grau de saturação do solo, o que reduz o módulo das poro-pressões negativas e, portanto, a resistência ao cisalhamento. Quando o fluxo lateral se desenvolve, as poro-pressões positivas aumentam e, portanto, a resistência ao cisalhamento diminui. O aumento das poro-pressões também ocorre quando a água de infiltração forma um lençol freático suspenso, ou quando há a subida do nível freático original.

Os vários modos de fluxo da água de precipitação podem ser vistos na figura 18.





com a possibilidade de instabilidade do talude em função do aumento da pressão hidrostática sobre a potencial superfície de ruptura, conforme mostrado em (b). Para neutralizar o citado anteriormente, pode se fazer necessário construir um sistema de drenos subhorizontais a fim de limitar o nível de variação do lençol freático, como mostrado em (c).



**Figura 19 – Influência de estruturas geológicas nos padrões de drenagem da água subterrânea. (a) - Estruturas que podem conduzir ao aumento da pressão hidrostática. (b) - Ilustração do diagrama de pressões hidrostáticas resultante (c) – Ilustração do novo diagrama de pressões conseguido através de sistema de drenagem artificial. – Apud Abramson et al. (3)**

Num maciço de solo, as poro-pressões se distribuem em zonas que têm como fronteira entre elas a superfície que define o limite do lençol freático, sendo que acima desta superfície, onde o solo não se encontra saturado, as poro-pressões são menores do que a pressão atmosférica (negativas), e maiores abaixo desta fronteira (positivas). Sendo que qualquer mudança neste diagrama de poro-pressões altera a resistência ao cisalhamento, tendo, portanto, um efeito sobre a estabilidade dos taludes.

Sobre a superfície que define o lençol freático a poro-pressão é igual à atmosférica, ao passo que abaixo desta mesma superfície a poro-pressão terá valores maiores do que a atmosférica. Observe-se ainda que, se não houver fluxo, as poro-pressões são numericamente iguais à pressão hidrostática, devendo-se atentar, entretanto, para que, se houver fluxo d'água, as poro-pressões não serão mais iguais à pressão hidrostática, podendo ser calculadas através de vários métodos, dentre os quais se destacam: rede de fluxo e métodos analíticos baseados em modelos matemáticos de elementos finitos ou diferenças finitas.

A zona de poro-pressões negativas está localizada acima da superfície que define o lençol freático, uma vez que a magnitude da poro-pressão negativa (também denominada solo-sucção) é controlada pela tensão superficial entre as interfaces ar/água dentro dos poros do solo, que por sua vez é governada pelo tamanho dos grãos. Geralmente, quanto mais finas as partículas de solo, maior é a carga capilar de saturação e, portanto, mais negativa é a poro-pressão.

Poro-pressões negativas aumentam as tensões efetivas dentro do maciço de solo, aumentando dessa forma a estabilidade do talude, havendo, no entanto, um problema relativo à avaliação da estabilidade de solos não saturados, que está associado com o aumento das poro-pressões negativas, e sua possível transformação em poro-pressões positivas, como função do histórico das chuvas, portanto, este efeito (o das poro-pressões negativas) usualmente não é considerado no projeto de taludes, mesmo sabendo-se que tal fator aumenta a sua estabilidade.

Como pode ser visto nos itens anteriores, o diagrama de poro-pressões desempenha um papel de grande importância na avaliação das condições de estabilidade dos taludes, sendo então necessário um método para estimá-lo a partir das condições do lençol freático. Tais condições podem ser especificadas por um dos seguintes métodos:

**Superfície freática:** tal superfície, ou linha em duas dimensões, é definida pelo nível d'água, sendo delimitada no campo através de piezômetros e poços utilizados para o levantamento, tanto da forma dessa superfície, quanto das suas variações ao longo do tempo (ver figura 20);

**Dados piezométricos:** é a especificação das poro-pressões em pontos discretos dentro do talude, com o uso de um esquema de interpolação para estimar as poro-pressões em qualquer ponto da área de interesse. As pressões piezométricas podem ser determinadas através de:

- Piezômetros de campo;
- Redes de fluxo preparadas manualmente;
- Soluções numéricas utilizando o método das diferenças finitas ou elementos finitos.

Apesar deste método ser o melhor para descrever a distribuição de poro-pressões, somente está disponível em poucos programas de análise de estabilidade de taludes.

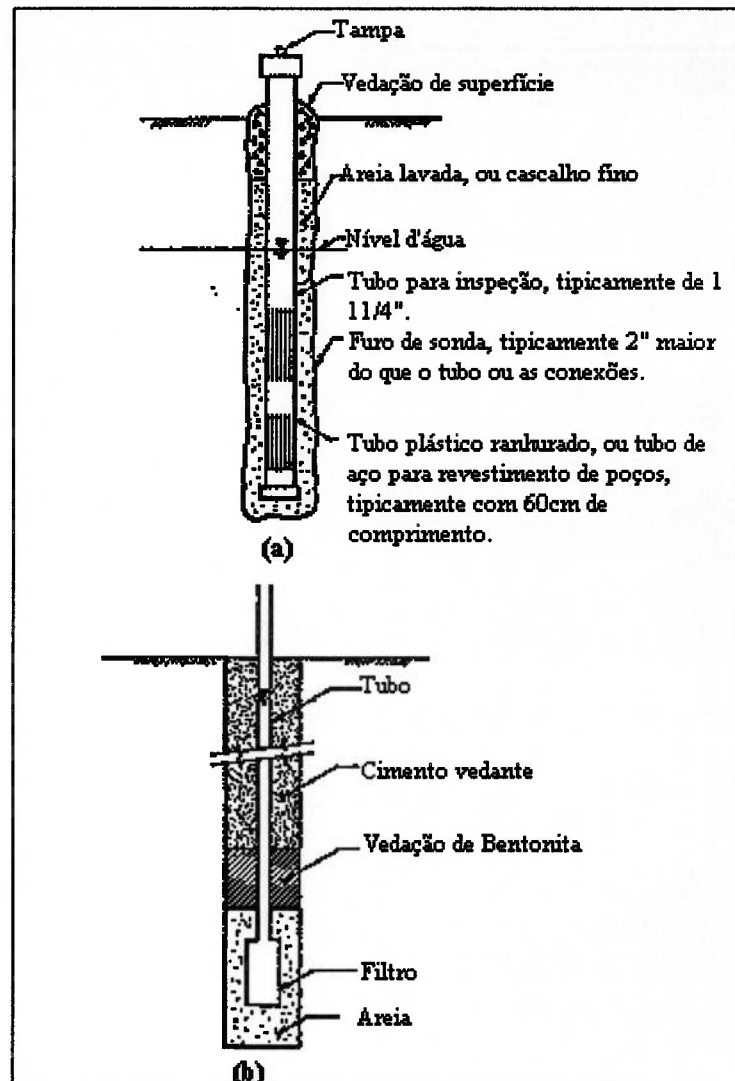


Figura 20 – Visão esquemática de um poço de observação (a) e de um piezômetro (b). – *Apud Abramson et al. (3)*.

**Relação de poro-pressão  $r_u$ :** é um método popular e simples para normalizar as poro-pressões medidas num talude de acordo com a seguinte definição:

$$r_u = u/\sigma_v$$

onde:

$u$  – poro-pressão;

$\sigma_v$  – tensão normal vertical no solo à profundidade  $z$ .

Efetivamente,  $r_u$  é o quociente entre a poro-pressão e a tensão normal vertical, ambas medidas à mesma profundidade  $z$ . Tal fator é facilmente implementado, mas a maior dificuldade está associada em admitir-se o mesmo valor do parâmetro para diferentes partes do talude. Frequentemente, o talude requererá uma extensiva subdivisão em diferentes regiões, cada uma com diferentes valores de  $r_u$ . Tal método, se corretamente utilizado, permitirá a busca da superfície mais crítica para ruptura do talude. Entretanto, é geralmente reservado para estimar o valor do fator de segurança a partir de ábacos de estabilidade de taludes, ou para a verificação da estabilidade de uma única superfície potencial de ruptura.

**Superfície piezométrica:** tal superfície é definida para a análise de uma única superfície de ruptura. Tal abordagem é usualmente utilizada para retroanálise de rupturas de taludes, isto em função da combinação das superfícies piezométrica e de ruptura ser única, fazendo com que uma busca pela superfície crítica não seja possível. Deve-se notar que a superfície piezométrica não é a mesma da superfície freática e, portanto, as poro-pressões calculadas serão diferentes nos dois casos.

**Poro-pressão constante:** tal método é utilizado para especificar um valor constante de poro-pressão para uma camada particular de solo, podendo ser utilizado para examinar a estabilidade durante a construção de aterros executados sobre solos moles, nos quais o acréscimo das poro-pressões é gerado conforme previsto na teoria da consolidação.

A escolha de qual dos métodos utilizar, dentre os anteriormente citados, deve ser efetuada com base nas condições de contorno de cada problema, uma vez que nem sempre há a disponibilidade de dados para se efetuar o cálculo das poro-pressões em todos os pontos da área de interesse, ou necessidade de precisão para não se utilizar o método do  $r_u$ . Geralmente, na maioria dos casos, utiliza-se o método da superfície freática, apesar de haver pequenas diferenças entre este e o da superfície piezométrica, conforme explicitado na figura 21.

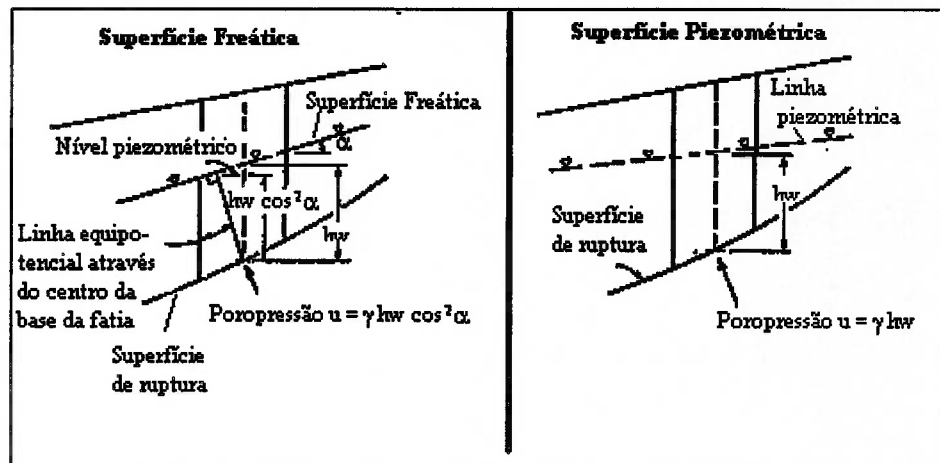


Figura 21 – Comparação entre os métodos de cálculo utilizando as superfícies freática e piezométrica. – *Apud Abramson et al. (3)*

A água subterrânea afeta a estabilidade dos taludes em rocha de maneira similar aos taludes em solo, ou seja, desenvolvem-se pressões hidrostáticas nas discontinuidades das rochas, reduzindo a tensão efetiva e a componente de atrito da resistência do material ao longo das discontinuidades. A figura 22 apresenta algumas configurações de como a pressão hidrostática afeta a estabilidade das rochas através das suas discontinuidades.

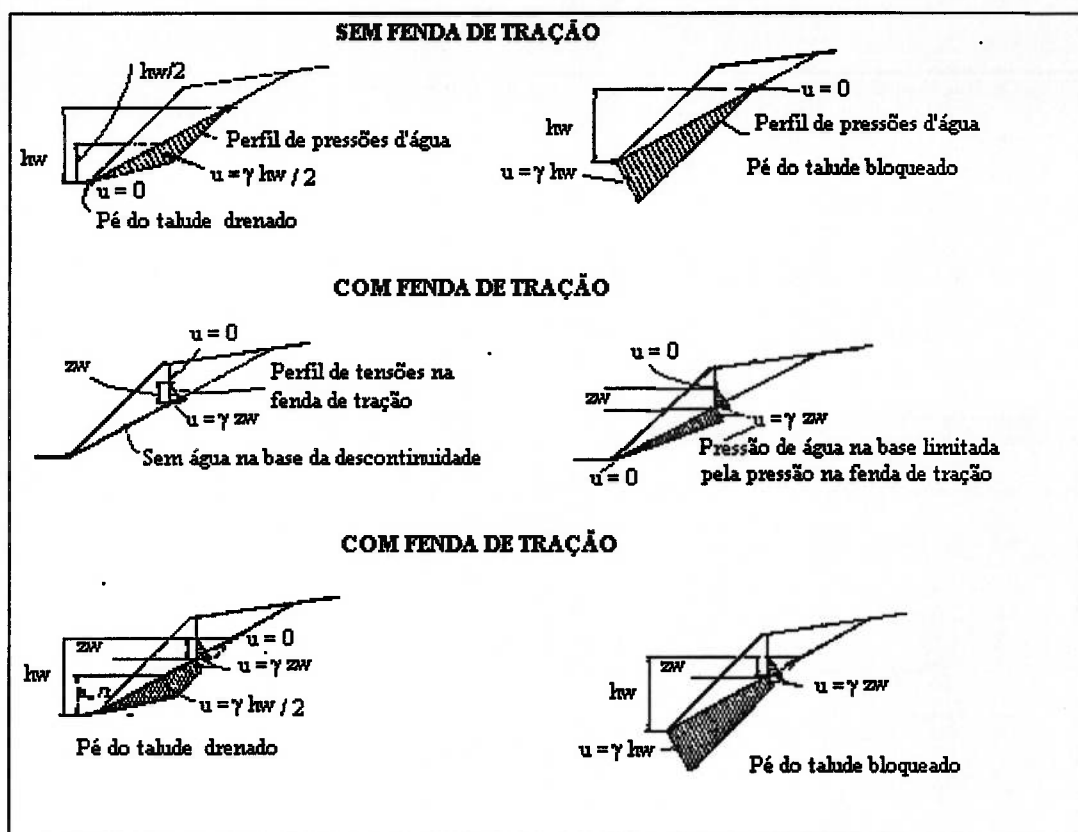


Figura 22 – Seis configurações das pressões hidrostáticas que agem ao longo das descontinuidades das rochas. – *Apud Abramson et al. (3).*

## 2.4 – DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Tão importante quanto quaisquer outros aspectos anteriormente citados, é a correta definição dos parâmetros que caracterizam a envoltória de ruptura dos materiais que compõem os taludes. Neste caso, há diferentes aspectos a serem analisados, dependendo se o material em questão é solo ou rocha, havendo diferenças na metodologia de ataque ao problema, apesar dos princípios físicos envolvidos serem basicamente os mesmos.



#### 2.4.1 – DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM SOLOS

De acordo com Lancellotta (4), quando se prevêem comportamentos de solos, pode-se caracterizá-los por uma rigidez constante para deformações específicas de cisalhamento menores de que  $10^{-3}$  %. Para deformações específicas de até  $10^{-1}$  %, a não-linearidade do comportamento do solo requer o uso de um modelo com módulos variáveis e a introdução de um modelo visco-elástico a fim de considerar a dissipação de energia.

Ainda de acordo com Ko & Sture (8), nas últimas duas décadas, as pesquisas desenvolvidas utilizando equipamentos para ensaios triaxiais demonstraram a influência da tensão principal intermediária sobre a resistência dos solos, especialmente solos granulares, além de terem evidenciado também a não-linearidade da envoltória de ruptura, fazendo com que se tivesse a motivação para desenvolver modelos matemáticos mais sofisticados do que o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Apontam-se os modelos de Drucker-Prager, Von Mises, Cam-Clay, que levam em consideração parâmetros de plasticidade do material. Ainda assim, o critério de Mohr-Coulomb ainda se mostra o mais largamente utilizado, em função da vasta experiência acumulada a partir de seu uso nos métodos de equilíbrio limite. Outra razão importante para seu uso ser tão difundido é a simplicidade, requerendo apenas dois parâmetros para caracterização da envoltória ( $c$  e  $\phi$ ).

Em função do anteriormente exposto, somente será analisado nesta revisão o critério de Mohr-Coulomb que, apesar de sua simplicidade, tem seus parâmetros fortemente influenciados por muitas condições complexas, tais como: estado de tensões *in situ*, drenagem, estado de consolidação, velocidades de carregamento e composição do solo.

## CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB

Para melhor esclarecer o referido critério, deve-se primeiramente citar o Círculo de Mohr; para tanto, tome-se um prisma elementar de seção triangular em torno do ponto P. Faz-se este prisma de altura unitária, coincidente com o plano do papel (figura 23).

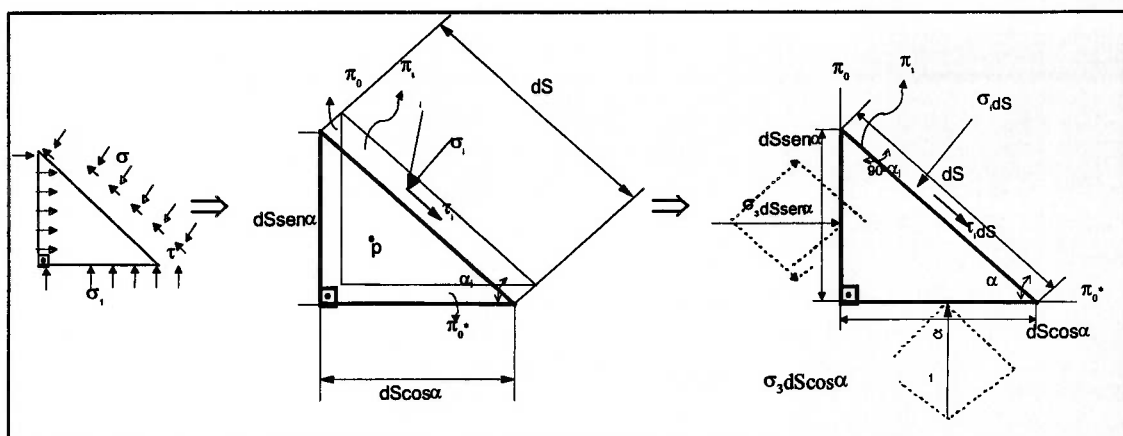


Figura 23 – Esquema mostrando elemento infinitesimal de material sujeito a dadas tensões no plano.

As faces laterais do prisma são constituídas por planos  $\pi_0$  e  $\pi_0^*$  (ortogonais entre si) e o plano  $\pi_i$ , que forma o ângulo  $\alpha_i$  com o plano  $\pi_0^*$  e  $(90 - \alpha_i)$  com o plano  $\pi_0$ .

Impondo-se o equilíbrio no prisma, e fazendo-se todas as manipulações algébricas e trigonométricas, tem-se :

$$\sigma_i = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha$$

e

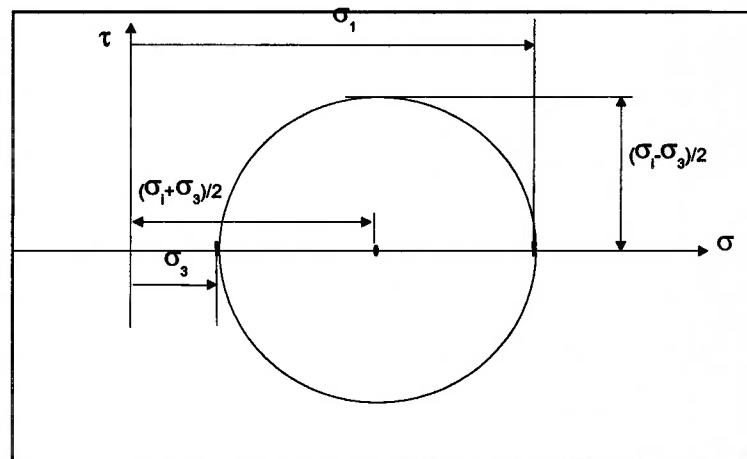
$$\tau_i = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\alpha$$

que são as fórmulas que permitem conhecer, em função de  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ , os valores de  $\sigma$  e  $\tau$  sobre qualquer plano definido por  $\alpha$ .

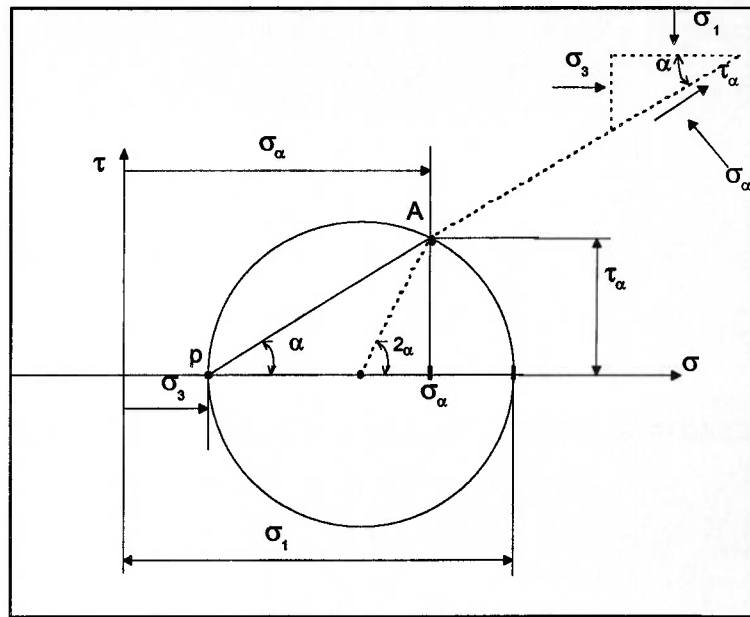
Não foi demonstrado anteriormente, mas prova-se que em dois planos ortogonais entre si, denominados planos principais de inércia, as tensões normais (denominadas tensões principais -  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ) são máximas e mínimas respectivamente. Adicionalmente, nos planos principais de inércia, as tensões de cisalhamento são nulas, e as tensões de cisalhamento máxima e mínima ocorrem em planos inclinados de  $45^\circ$  com relação aos principais e ainda  $\tau_{\max} = -\tau_{\min} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ .

Uma forma gráfica de representar o que foi apresentado nas equações anteriores é dada pelo chamado Círculo de Mohr, que pode ser traçado, conhecendo-se as tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  (ver figura 24).

Imagine-se, conforme ilustrado na figura 25, o plano qualquer,  $\pi$ , passando pelo ponto material do corpo considerado, que forme um ângulo  $\alpha$  com a direção da tensão principal maior.



**Figura 24 – Círculo de Mohr**



**Figura 25 – Definição das tensões atuantes em vários planos passando pelo ponto P, utilizando-se o círculo de Mohr.**

O segmento de reta que forma ângulo  $\alpha$  com o eixo das abcissas a partir do ponto P, determina o ponto A sobre o círculo, cujas coordenadas representam os valores das tensões atuantes nesse plano ( $\sigma_\alpha, \tau_\alpha$ ).

O estado duplo de tensões, como visto nos itens anteriores, é um caso particular da situação mais geral, que é o estado de tensões em três dimensões, ou Estado Triplo de Tensões.

O conceito de tensões principais também pode ser estendido ao estado triplo de tensões. Podem-se assim encontrar sempre três direções principais de tensão, mutuamente perpendiculares, e as correspondentes tensões principais. Indicando-se normalmente estas tensões principais, segundo a relação :  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ .

De acordo com Abramson *et al.* (3), o critério de ruptura correlaciona a resistência do material com algumas variáveis mensuráveis que, no caso do critério de Mohr-Coulomb, se admite que haja uma combinação de tensões normais e de cisalhamento que crie um estado mais crítico do que aqueles definidos pela tensão principal maior, ou a do estado de tensão de cisalhamento máxima puramente.

A figura 26 ilustra a envoltória de ruptura que seria definida como o lugar geométrico de todos os pontos críticos de todos os possíveis estados de tensão. Na figura 26, o círculo A está plotado abaixo da envoltória de ruptura, indicando um estado de tensões “seguro”, ao passo que o círculo B é tangencial à envoltória de ruptura, sugerindo que a combinação crítica de tensões normais e de cisalhamento foi alcançada, correspondendo à ruptura iminente. Portanto, mesmo que a combinação de tensões  $\sigma_n$  e  $\tau_{\max}$  do círculo A seja obviamente maior do que a do círculo B, o círculo B é que indica uma estrutura prestes a se romper. Deve-se notar ainda que o estado de tensões representado por círculos que se estendem para além da envoltória de ruptura não pode existir.

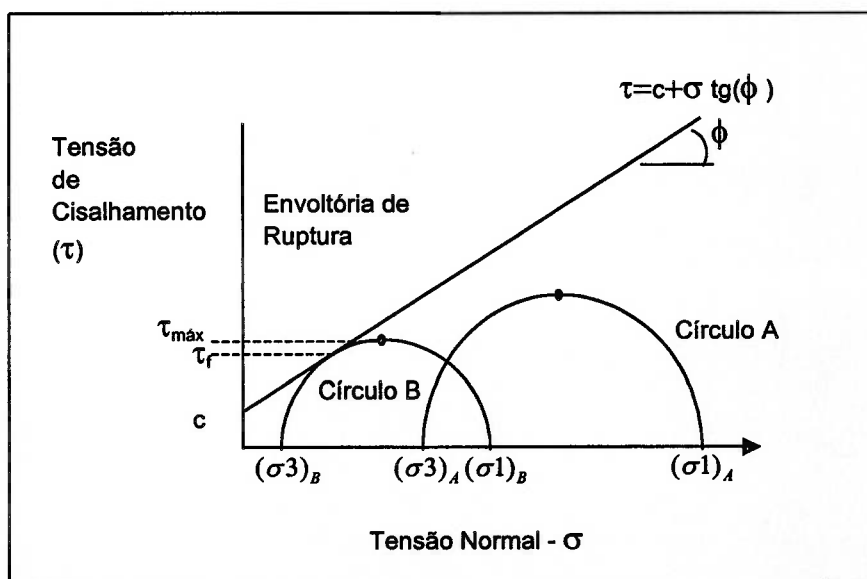


Figura 26 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb – *Apud Abramson et al.* (3)

O critério de ruptura também pode ser representado por uma curva (ver figura 27), ao invés de uma reta, como na figura anterior, que pode ser expressa analiticamente por:

$$\tau = A(\sigma)^b$$

onde A e b são constantes determinadas a partir de um procedimento de interpolação de curvas, logo após os testes de laboratório. Sendo a função exponencial uma forma bastante popular de expressar a envoltória, havendo, entretanto, outras formulações não-lineares, tal como a de Hoek & Brown, por exemplo.

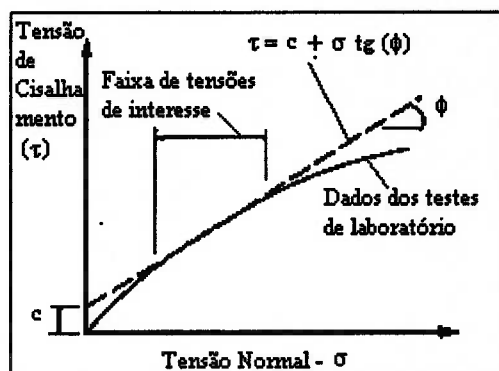


Figura 27 – Exemplo de envoltória de ruptura não-linear – *Apud Abramson et al.* (3)

Uma outra maneira de representar a envoltória de ruptura dos materiais é utilizando-se as tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ . Para tanto, são definidas as seguintes variáveis auxiliares:

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \quad \text{ou} \quad p' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2 \quad (\text{para tensões efetivas})$$

e

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$$

onde:

$\sigma_1$  - Tensão principal maior;

$\sigma_3$  - Tensão principal menor;

$\sigma_1'$  - Tensão efetiva principal maior;

$\sigma_3'$  - Tensão efetiva principal menor.

Caso se utilize um sistema de coordenadas  $(p,q)$ , ao invés de  $(\sigma,\tau)$ , o círculo de Mohr passa a ser definido por um ponto no espaço  $(p,q)$ , ao invés de uma curva no espaço  $(\sigma,\tau)$ .

Utilizando-se o sistema de representação das variáveis auxiliares  $(p,q)$ , a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb é conhecida como linha de ruptura  $K_f$ , como mostrado na figura 28.

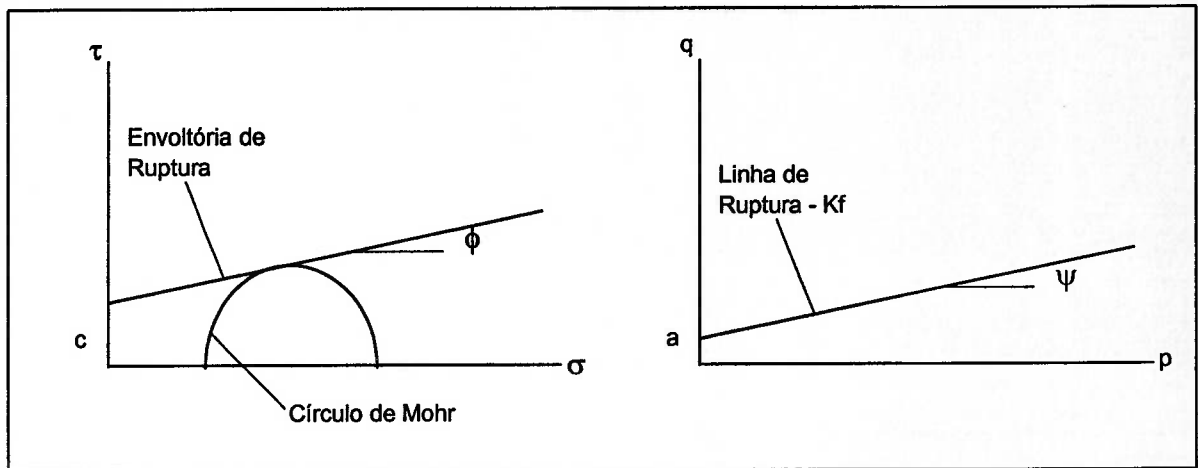


Figura 28 - Exemplo de representação da envoltória de ruptura no espaço  $(p,q)$  e  $(\sigma,\tau)$  - Apud Abramson *et al.* (3).

A maior vantagem da utilização das envoltórias no espaço  $(p,q)$  é que não é necessário se interpolar a envoltória tangenciando os círculos de Mohr críticos, sendo os parâmetros  $c$  e  $\phi$  calculados utilizando-se as seguintes relações:

$$q = a + p \operatorname{tg}(\psi)$$

ou

$$q = a + p' \operatorname{tg}(\psi) \text{ (para tensões efetivas)}$$

onde:

$$a = c \cos(\psi) \quad \text{e}$$

$$\operatorname{tg}(\psi) = \operatorname{sen}(\phi)$$

Segundo Abramson *et al.* (3), a resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura é função, dentre outros fatores, da pressão efetiva, entretanto, conforme citado anteriormente, a pressão efetiva somente pode ser calculada indiretamente se as poro-pressões forem conhecidas, e tais pressões terão de ser estimadas tanto para condições de curto, quanto de longo prazos.

De acordo com Ladd (9), os problemas de estabilidade podem ser classificados, de acordo com as condições de drenagem e carregamento, em:

**Curto Prazo:** este caso denota a situação na qual a ruptura ocorre de forma rápida o bastante para não permitir que haja drenagem significativa do maciço. Dado que a mudança na quantidade de água no maciço é desprezável, a resistência ao cisalhamento sob condições não-drenadas controla a estabilidade durante a construção;

**Longo Prazo:** este caso representa o extremo oposto ao citado anteriormente, no qual o excesso de poro-pressão causado pelo carregamento é nulo por causa da pequena velocidade de carregamento, quando comparada à permeabilidade do solo em estudo. Sendo a resistência ao cisalhamento controlada pelas tensões efetivas do solo em questão.

Como condição de longo prazo, indica-se aquela onde pode utilizar-se a envoltória de ruptura determinada a partir das tensões efetivas para efetuar a análise de estabilidade do talude em estudo, ao passo que para a análise de curto prazo, deve-se utilizar a

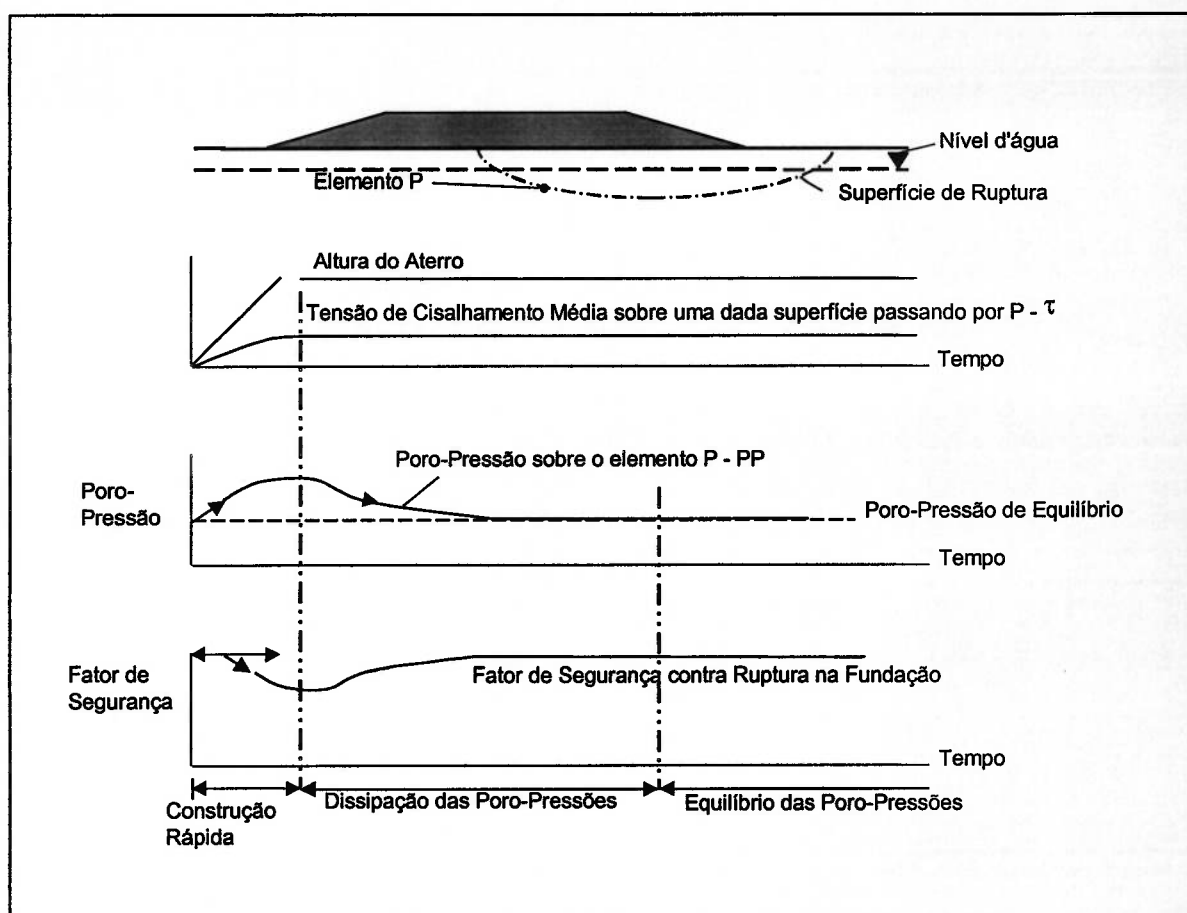


envoltória definida a partir das tensões totais. As condições específicas para aplicação de cada uma das abordagens citadas anteriormente serão expostas mais adiante no texto.

Espera-se que as poro-pressões adicionais se dissipem rapidamente em solos granulares durante os estágios de construção. Entretanto, para solos de granulometria fina, a dissipação das poro-pressões adicionais se torna um fenômeno de consolidação.

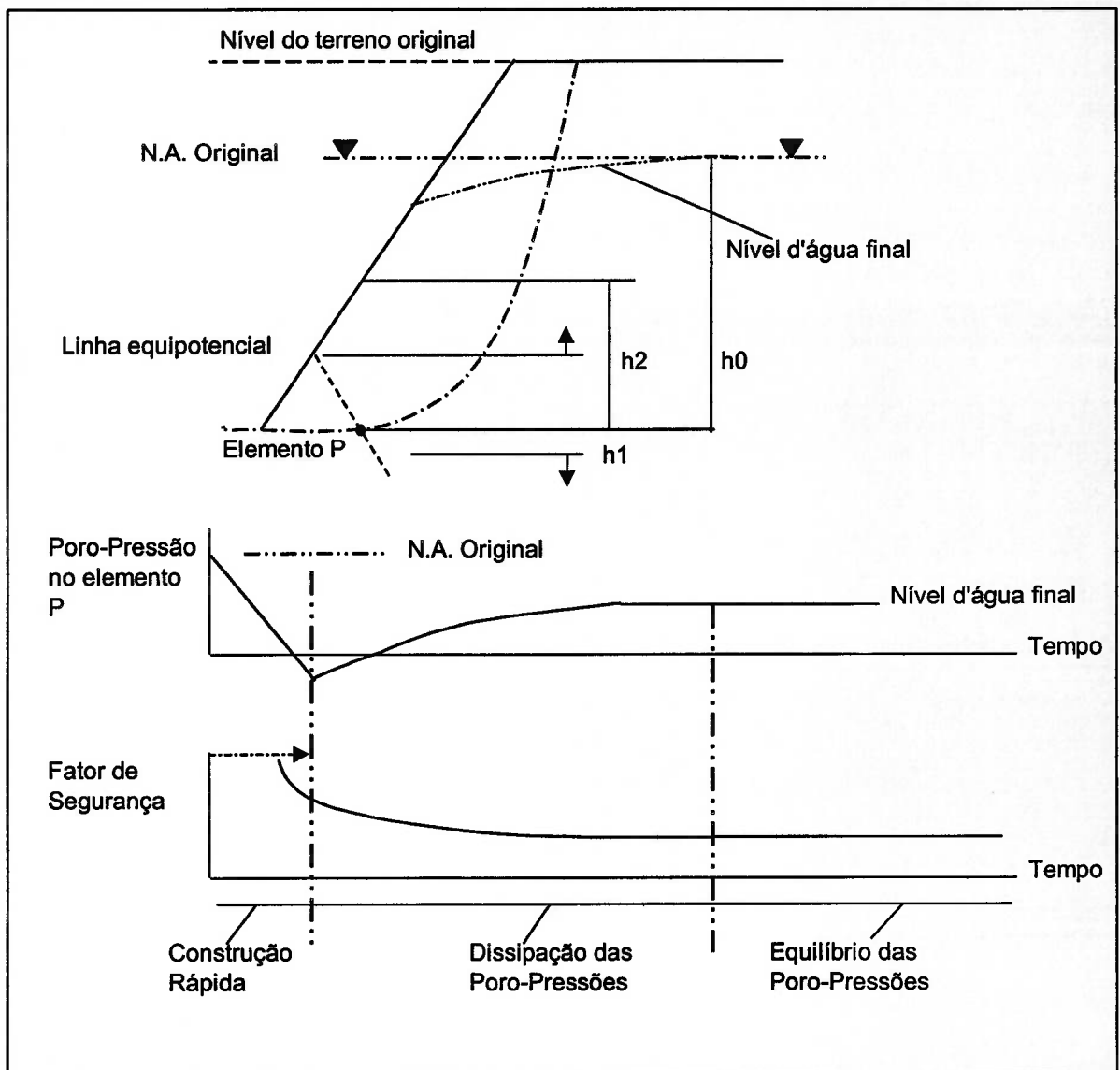
A escolha de condições de curto, ou longo prazo, para a análise de estabilidade de um talude em solo irá depender da facilidade com que o material irá alcançar as condições de equilíbrio com relação às mudanças de volume, que podem ser reflexos da mudança da distribuição de tensões no talude. Tais mudanças podem resultar em expansão de volume, no caso de uma escavação, ou em contração para solos que servirem de suporte para aterros. A velocidade do carregamento também influenciará na escolha dos parâmetros pertinentes à envoltória de resistência apropriada.

A figura 29 mostra um exemplo de estabilidade de curto prazo referente à construção de um aterro, no qual o ponto P está situado num solo de granulação fina, abaixo de um aterro com altura crescente durante a fase de construção. Durante a construção do aterro citado anteriormente, o excesso de poro-pressões é difícil de se prever ao longo de todos os pontos que compõem a superfície potencial de ruptura, fazendo com que seja mais conveniente utilizar a envoltória de tensões totais para avaliar a estabilidade da estrutura. Todo o excesso de poro-pressões eventualmente gerado durante a fase de construção se dissipará, fazendo com que haja um aumento da pressão efetiva, da resistência e do fator de segurança.



**Figura 29 – Variações nas poro-pressões, e no fator de segurança, durante e após a construção de um aterro sobre material argiloso. – Apud Abramson *et al.* (3).**

A figura 30 mostra outro exemplo, este de estabilidade de longo prazo, através da escavação de um talude em solo, no qual as cargas sobre os elementos da potencial superfície de ruptura diminuem, com a subsequente geração de poro-pressões negativas, ou solo-sucção, redundando em aumento da tensão efetiva e, por conseguinte, da resistência ao cisalhamento. Entretanto, as poro-pressões negativas irão se dissipar com o tempo, resultando numa diminuição da tensão efetiva e, conseqüentemente, do fator de segurança. Dado que o fator de segurança mínimo ocorre ao final da fase de consolidação, quando as poro-pressões negativas já terão se dissipado totalmente, este exemplo reflete a estabilidade de longo prazo, na qual deve ser considerada a envoltória de tensões efetivas.



**Figura 30 - Variações nas poro-pressões e no fator de segurança, durante e após a escavação de um talude. – Apud Abramson *et al.* (3)**

## DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS

A determinação, com a maior exatidão possível, dos parâmetros de resistência representativos dos materiais constituintes dos taludes em solo é de fundamental importância para a execução de análises de estabilidade corretas durante o projeto de minas a céu aberto. Apesar de, sob algumas circunstâncias, ser possível a execução de testes *in situ*, a maneira mais comum de se obter tais parâmetros para os materiais que podem ser amostrados de maneira confiável é através de testes de laboratório. Entretanto, os valores de resistência ao cisalhamento obtidos a partir dos referidos testes dependem de vários fatores, tais como: tipo do solo, qualidade e tamanho das amostras testadas e método dos ensaios.

Com referência aos solos ditos granulares, tais como aqueles onde predominam as frações areia e cascalho, e que não apresentam comportamento coesivo sob baixas tensões de confinamento, a resistência ao cisalhamento é provida exclusivamente pelo atrito entre as partículas sólidas, sendo essencialmente função do índice inicial de vazios e das tensões confinantes. Portanto, altas resistências podem ser antevistas para materiais com baixo índice de vazios (e altas densidades), para as pressões confinantes usuais. Durante o carregamento e descarga destes materiais, sua alta permeabilidade permite que o rápido movimento da água nos poros evite o aparecimento de excesso de poro-pressão. Entretanto, caso a taxa de carregamento seja muito elevada, por exemplo, durante terremotos, é possível que haja o aparecimento de excesso de poro-pressões.

Se o material granular não estiver saturado, pode se formar uma “coesão aparente” sob condições de confinamento, por causa da existência de poro-pressões negativas dentro

dos vazios das partículas de solo (solo-sucção). No entanto, como tal fenômeno é geralmente transitório, não deve ser considerado para efeito de projeto dos taludes.

Segundo Abramson *et al.* (3), amostras indeformadas de solos granulares são muito difíceis de se obter, sendo, portanto, os testes de laboratório para determinação de resistência raramente executados. Tipicamente, os parâmetros de resistência são obtidos a partir de testes *in situ*, tais como: SPT *Standard Penetration Test*, ou CPT *Cone Penetration Test*.

Solos compostos predominantemente por finas partículas argilosas podem ter uma resistência coesiva considerável sob condições de não-confinamento. Tal comportamento coesivo é geralmente causado pelas poro-pressões negativas internas ao maciço de solo, que resultam em tensões efetivas positivas, que por sua vez simulam o efeito de confinamento.

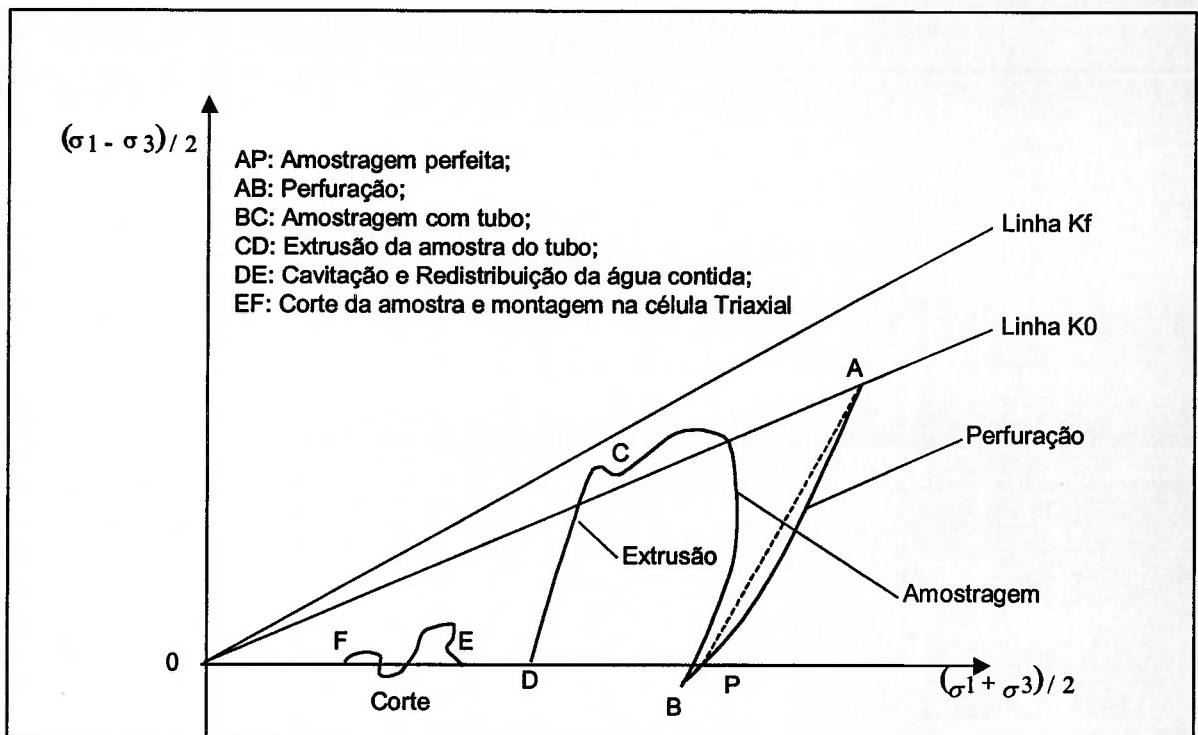
A influência das diferenças entre as permeabilidades de solos granulares e argilosos é a principal característica que deve ser entendida para efeito das análises de estabilidade dos taludes. Se houver uma mudança da pressão efetiva do solo em função da escavação de um talude, ou da construção de um aterro, haverá uma mudança de volume, independentemente do tipo de solo (argiloso ou não). Entretanto, dado que os solos argilosos têm uma permeabilidade muito mais baixa do que os solos granulares, a tendência da água se mover para dentro, ou para fora, dos poros é mais restrita nestes solos que, portanto, irão necessitar de muito mais tempo para que as mudanças de volume ocorram, do que com relação àquele necessário para os solos granulares de mais alta permeabilidade. Se as mudanças de volume não podem ocorrer, as poro-pressões

irão aumentar, ou diminuir, e um tipo de abordagem para a análise de estabilidade terá de ser escolhida (Longo ou Curto Prazo).

Segundo Skempton e Hutchinson, *in* Abramson *et al.* (3), os principais fatores que fazem com que as resistências medidas em laboratório possam ser diferentes daquelas obtidas no campo são: técnicas de amostragem e preparação, orientação das amostras, tamanho da amostra, velocidade do cisalhamento. Cada um destes itens será abordado a seguir.

## **TÉCNICAS DE AMOSTRAGEM E PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS PARA ENSAIOS**

Os impactos da obtenção de amostras e a preparação das mesmas para ensaios de laboratório podem ser vistos na figura 31, onde é mostrado que se uma amostra ideal fosse recuperada, seu estado de tensões corresponderia ao ponto A da mesma figura, entretanto, devido à perfuração, amostragem, extrusão e confecção do corpo de prova, a amostra se encontra no estado de tensões definido pelo ponto F, pouco antes do início do ensaio.



**Figura 31 – Trajetória das tensões durante a perfuração, amostragem, extrusão e preparação de amostras de uma argila normalmente consolidada. – Apud Abramson *et al.* (3).**

A literatura internacional é rica em artigos que citam a importância de um procedimento de amostragem apropriado para obtenção de parâmetros de resistência confiáveis para os solos estudados, tais como: Brand & Phillipson (6), Kimura & Saitoh (10), Begemann (11), Iwasaki *et al.* (12), Seko & Tobe (13) reportaram diferentes graus de perturbação nas amostras obtidas, dependendo tanto do método e equipamentos utilizados no processo de amostragem, quanto do material amostrado. Ainda de acordo com Hight *et al.* (14), o efeito da deformação das amostras é a obtenção de parâmetros de resistência “piores” do que a realidade, resultando em fatores de segurança menores do que os reais, sendo este mesmo aspecto também apontado por Brand & Phillipson (6) e Sandroni (15).

Segundo Chugh (16), os métodos de amostragem que podem resultar em amostras indeformadas são os amostradores tubulares e a perfuração rotativa testemunhada, utilizando diferentes barriletes. De acordo com Brand & Phillipson, as amostras menos deformadas foram obtidas com amostradores de paredes finas utilizados em materiais argilosos saturados, podendo chegar a até 100mm de diâmetro (um exemplo bastante conhecido deste tipo de amostrador é tubo Shelby, que produz amostras de 50mm de diâmetro). Um problema relativamente comum neste tipo de equipamento é a borda cortante ser danificada, resultando em amostras com deformações inaceitáveis. Além deste, há também uma série de barriletes que são utilizados em perfuração rotativa, dentre os quais se destaca o barrilete triplo.

Brand & Phillipson comentaram que, apesar da sondagem rotativa ser um método apropriado para obtenção de amostras com alta qualidade, o sucesso ou fracasso de um programa de sondagens depende, em grande parte, da experiência e da habilidade do sondador, sendo mais importante até do que os métodos e equipamentos utilizados para operações de perfuração e amostragem.

De acordo com High *et al.* (14), o primeiro passo para obtenção de resultados confiáveis nos testes de laboratório é a aplicação de métodos e procedimentos apropriados de armazenagem e transporte das amostras, sendo, no entanto, fortemente recomendado que, logo após a perfuração, a amostra seja descrita com relação a suas propriedades (descrição física, grau de alteração e coerência, tipo litológico, etc.), cuidadosamente coberta com parafina, para preservação de suas características de umidade, e colocada em caixas apropriadas para seu manuseio e transporte.



Com relação aos ensaios de laboratório que podem ser utilizados para determinação dos parâmetros da envoltória de resistência do material, serão abordados os procedimentos para execução de ensaios triaxiais, o que será justificado a seguir no texto.

Com relação à preparação das amostras, Atkinson *et al.* (17) detectaram diferenças nos resultados quando eram utilizadas técnicas distintas, tais como o corte da amostra utilizando um tubo de paredes finas, ou um arco de serra, assim como variações do método descrito por Landva (1964). Tais resultados mostraram que o método de corte das amostras tinha uma influência significativa na resistência e na rigidez medidas nas mesmas, tendo sido indicada a preparação utilizando arco de serra como aquela que causa menores deformações.

Além do corte da amostra, há outros procedimentos complementares que podem afetar a determinação da verdadeira resistência e rigidez do material em questão, por exemplo: saturação do espécime, excentricidade, adoção de uma trajetória de tensões não apropriada, todos estes resultando na subestimação da resistência do material, conforme apontado por Bressani & Vaughan (18).

Com vistas ao tipo de teste que deve ser especificado para definir a envoltória de resistência dos materiais considerados, de acordo com DeGroot & Sheahan (19), os testes de penetração *in situ* são melhor indicados para perfilagem de solos, havendo limitações, principalmente em situações nas quais as condições de contorno relativas às tensões e deformações estão mal definidas. Com relação aos testes de laboratório com amostras indeformadas, os mesmos autores afirmam que, a despeito de sua simplicidade, os ensaios de cisalhamento direto não produzem dados relativos à tensão e

deformação em função de não se poder reproduzir algo próximo do estado original de tensões, recomendando-se, portanto, a execução de ensaios triaxiais.

Com relação à especificação das condições de execução dos ensaios triaxiais, isto está ligado ao tipo de análise de estabilidade que se pretende executar, conforme apontado por Ladd (9). No caso de o mecanismo de ruptura ser assumido como sendo tal que o excesso de poro-pressões, ou as poro-pressões negativas causadas pela diminuição das cargas, possam ser dissipadas respectivamente por:

- Uma velocidade baixa de construção;
- Um tempo suficientemente longo após a construção;
- Adicionalmente, a poro-pressão induzida pela ruptura seja nula ( $u_s = 0$ ), em função da velocidade do cisalhamento durante a ruptura ser pequena.

Sob tais condições, Bishop & Henkel (20) sugerem a execução de ensaios triaxiais consolidados, não drenados, com medidas de poro-pressão, ou ensaios consolidados drenados.

A sequência de atividades na execução de um ensaio triaxial em solo coesivo pode ser descrita como:

- Preparação da amostra;
- Montagem do corpo de prova;
- Procedimento de pré-saturação;
- Saturação;
- Consolidação;

- Ruptura;
- Remoção do corpo de prova.

A maior parte dos detalhes relativos aos procedimentos citados anteriormente está apresentado na norma ASTM D4767 (21), e é objeto de vários trabalhos na literatura técnica internacional, tais como: Tatsuoka (22), Dennis (23), Germaine & Ladd (24), Baldi et al (25), Lacasse & Berre (26) e Lambe & Hertz (27).

Os procedimentos de consolidação têm influência nos resultados dos testes triaxiais, conforme apontado por Bressani & Vaughan (18) e, segundo Clayton *et al.* (28), os principais procedimentos de consolidação, ou pré-consolidação, ou ainda reconsolidação, são:

- **Sem reconsolidação:** o corpo de prova é assumido estar na sua pressão efetiva média *in situ*, sendo o carregamento iniciado a partir do estado de tensões isotrópico, após trazer o espécime até uma poro-pressão suficientemente alta para permitir leituras confiáveis durante o ensaio;
- **Reconsolidação até o estado de tensões efetivas estimado (isotropicamente):** o corpo de prova é isotropicamente reconsolidado, sempre num único estágio, antes do carregamento ser iniciado;
- **Reconsolidação até o estado de tensões efetivas estimado (anisotropicamente):** o solo é anisotropicamente consolidado até o estado de tensões *in situ* através de uma certa trajetória de tensões, geralmente envolvendo um estágio de consolidação isotrópica, seguido por um aumento na tensão principal maior;

- **Reconsolidação até o estado de tensões efetivas estimado, considerando a história das tensões preexistentes:** em processos de consolidação mais sofisticados, o estado de tensões *in situ* é simulado a partir de fenômenos que, se assume, descrevem a sequência de eventos ocorridos até atingir-se o referido estado de tensão;
- **Reconsolidação sobre a trajetória  $K_0$ :** aqui o solo é consolidado anisotropicamente, com o carregamento e descarga se dando sobre a trajetória de tensões  $K_0$  a fim de modelar o processo de carregamento e descarga ocorrido *in situ*. O resultado pode ser normalizado com relação à máxima tensão vertical, à relação de sobreconsolidação, etc. O procedimento conhecido como SHANSEP *Stress History and Normalized Soil Engineering Properties* utiliza esta abordagem, como apontado por Ladd (9).

Adicionalmente, os mesmos autores reportam que os procedimentos de reconsolidação podem causar a quebra da estrutura interna do corpo de prova, com a perda irrecuperável de resistência e rigidez.

### **ANISOTROPIA DA ORIENTAÇÃO DAS AMOSTRAS DOS SOLOS**

Segundo Abramson *et al.* (3), a maior parte dos solos exibe um comportamento anisotrópico. Para efeito da análise de estabilidade, esta anisotropia afeta a resistência ao cisalhamento do solo, sendo os parâmetros mais importantes nas análises de equilíbrio-limite, os seguintes: as tensões de consolidação originais e a orientação da superfície de ruptura com relação à amostra.

O conceito geral desta anisotropia é apresentado na figura 32, onde três elementos de solo (A, B e C) são mostrados, juntamente com a orientação das tensões principais e da superfície de ruptura com relação às mesmas, sendo que, geralmente, a resistência ao cisalhamento varia em função do ângulo entre o plano de ruptura e as tensões principais.

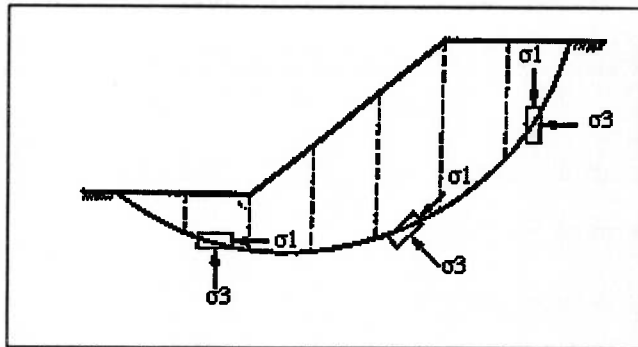


Figura 32 – Anisotropia direcional da resistência dos solos – *Apud Abramson et al. (3)*

Em função da anisotropia, a resistência ao longo da superfície de ruptura pode variar com relação àquela obtida a partir de ensaios convencionais. Conforme apontado por Lee & Morrison, Lowe e Lowe & Karafiath, *in Abramson et al. (3)*, corpos de prova anisotropicamente consolidados se conformam de maneira mais similar às condições realmente existentes no campo e, afirma-se, resultariam em resistências ao cisalhamento mais altas.

Ainda segundo Abramson *et al. (3)*, para a maior parte das análises de estabilidade em taludes, os valores das resistências ao cisalhamento provêm de ensaios com amostras consolidadas isotropicamente, o que efetivamente subestima a resistência dos solos consolidados sob relações entre tensões,  $K \geq 1$ , e, portanto, resultam em estimativas conservadoras do fator de segurança.

## **TAMANHO DAS AMOSTRAS DOS SOLOS**

Idealmente, as amostras deveriam ser grandes o bastante de forma a conter uma seleção representativa de todos os tipos de partícula, e de todas as descontinuidades do solo. Isto é particularmente importante para argilas fissuradas, para as quais o tamanho da amostra desempenha um importante papel na determinação dos parâmetros de resistência.

## **VELOCIDADE DO CISALHAMENTO**

Os ensaios triaxiais convencionais são usualmente executados com taxas de carregamento relativamente mais rápidas do que aquelas observadas em condições de campo. Estudos efetuados em laboratório por Duncan & Buchignani e Skempton & Hutchinson, *in* Abramson *et al.* (3) indicaram que resistências mais baixas eram obtidas para corpos de prova ensaiados com velocidades de cisalhamento menores.

Portanto, o cisalhamento mais acelerado dos ensaios convencionais de laboratório tenderia a superestimar a resistência que pode ser mobilizada contra o movimento do talude. Tal superestimação fica, em geral, evidente quando se calcula as resistências, através de retroanálise de rupturas de taludes, e se compara tais resultados com aqueles provenientes de ensaios de laboratório. Entretanto, na realidade, tal superestimação será encoberta tanto pela deformação das amostras durante a amostragem e testes, quanto pelas demais incertezas para as quais se admite um apropriado fator de segurança de projeto.

#### 2.4.2 – DEFINIÇÃO DE PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM ROCHAS

A definição de quais parâmetros de resistência adotar está ligada ao modo de ruptura esperado para um dado talude, conforme anteriormente exposto no item 2.1 deste trabalho. Observe-se que há basicamente duas abordagens distintas para a solução do problema relativo à definição dos parâmetros a serem utilizados nas análises de estabilidade dos taludes projetados, a saber:

- A estabilidade é condicionada por uma, ou mais descontinuidades no maciço, tornando-se importante então a definição da resistência da descontinuidade, ao invés da envoltória de resistência do maciço. Tal caso é típico das rupturas planares;
- Não existe estrutura ou estruturas que condicionem a possível ruptura, sendo importante neste caso a definição da envoltória de ruptura do maciço, ao invés de propriedades das descontinuidades. Tal comportamento é típico daqueles locais onde ocorrem rupturas rotacionais.

Segundo Hoek & Bray (29), há várias abordagens teóricas para o primeiro caso, destacando-se aquelas propostas por Patton, Ladanyi & Archambault e Barton, que serão brevemente descritas a seguir:

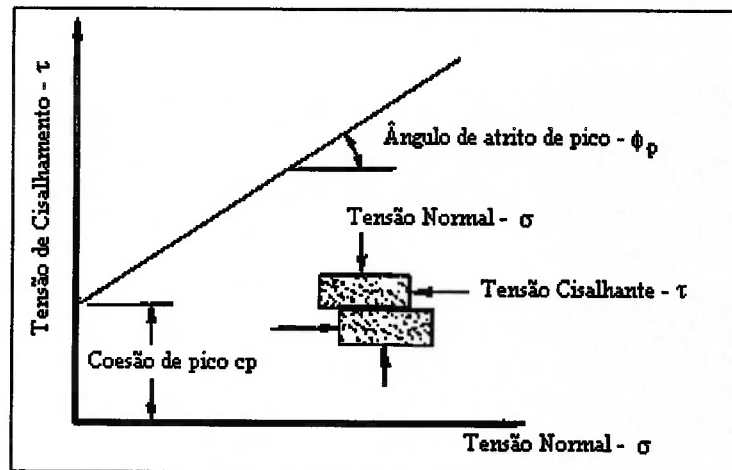
A figura 33 mostra como a resistência ao cisalhamento ao longo de uma descontinuidade planar pode ser modelada. Observe-se que o equacionamento é basicamente o mesmo do critério de ruptura de Mohr Coulomb, havendo, no entanto, diferenças conceituais na definição de  $c$  e  $\phi$  na equação da respectiva envoltória

$$\tau = c_p + \sigma \operatorname{tg}(\phi_p)$$

onde:

$c_p$  – Coesão da resistência de pico da descontinuidade;

$\phi_p$  – Ângulo de atrito de pico da descontinuidade.



**Figura 33 – Correlação entre a tensão de cisalhamento  $\tau$  necessária para produzir escorregamento ao longo da descontinuidade e a tensão normal,  $\sigma$ , que atua ao longo da mesma – Apud Guidicini & Nieble (30).**

Quando não houvesse nenhuma coesão entre as superfícies das descontinuidades, a correlação anterior se transformaria em:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}(\phi_r)$$

onde:

$\phi_r$  – Ângulo de Atrito Residual.

que seria a resistência residual da referida descontinuidade. O conceito referente a tal resistência pode ser visto na figura 34, a seguir:



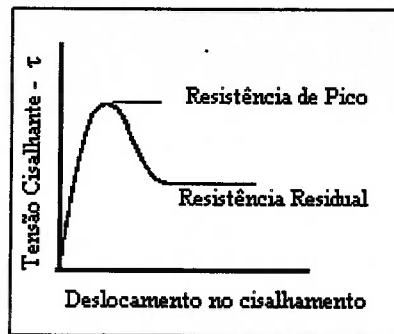


Figura 34 – Curva mostrando as resistências de pico e residual para uma dada descontinuidade – *Apud Hoek & Bray (29)*.

Quando as duas envoltórias anteriormente citadas fossem plotadas no mesmo gráfico, o resultado seria aquele mostrado na figura 35

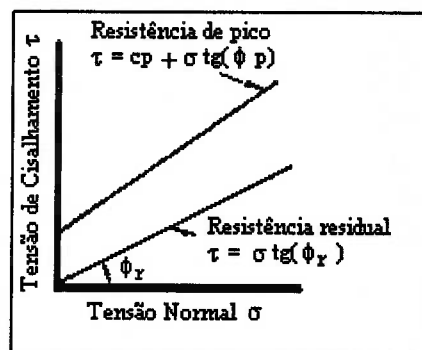


Figura 35 – Envoltórias de pico e residual para uma dada descontinuidade – *Apud Hoek & Bray (29)*.

Ainda segundo Hoek & Bray (29), apesar da validade da relação citada anteriormente para as descontinuidades totalmente lisas, não haveria como considerar o efeito das irregularidades porventura existentes nas superfícies das falhas e juntas em questão. Para tanto, Patton propôs a seguinte relação para superfícies de descontinuidade irregulares:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}(\phi + i)$$

onde  $i$  seria a inclinação média das irregularidades na descontinuidade em estudo (figura 36). Tal relação admite que não haja coesão entre as duas superfícies da descontinuidade, tendo sido provada através de registros fotográficos da inclinação  $i$  de

taludes instáveis de rocha calcária. Patton provou que a inclinação da superfície de ruptura planar era a soma do ângulo médio de inclinação das descontinuidades e do ângulo  $\phi$  obtido através de testes de laboratório com superfícies perfeitamente planas.

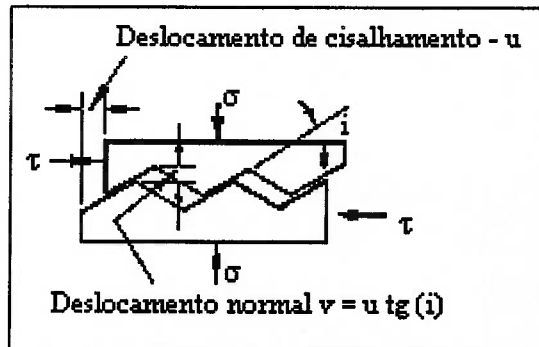


Figura 36 – Representação esquemática da influência de irregularidades ao longo da superfície de cisalhamento – *Apud Hoek & Bray (29)*.

Observe-se que no mecanismo de ruptura descrito anteriormente, as tensões normais eram baixas o bastante para que somente houvesse deslocamento relativo entre as superfícies da descontinuidade, sem nenhum cisalhamento nas irregularidades destas superfícies. Sendo este fenômeno do deslocamento relativo entre as superfícies com o aparente aumento de volume do sólido denominado “dilatância”.

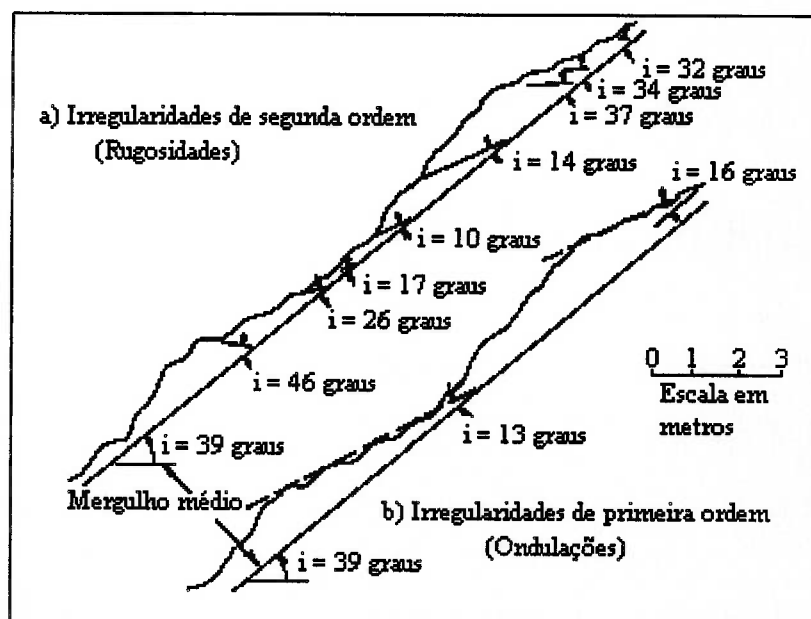
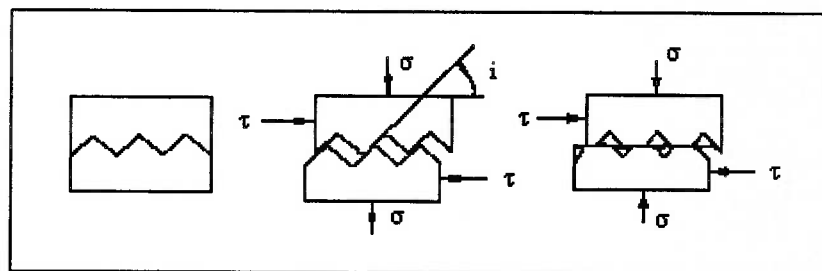


Figura 37 – Diferenciação entre irregularidades de primeira e de segunda ordem – *Apud Guidicini & Nieble (30)*.

Adicionalmente, Patton detectou dois grupos de irregularidades entre as duas superfícies da descontinuidade em estudo, denominados de irregularidades de primeira e segunda ordem (ver figura 37), em que as de primeira ordem, ou ondulações, seriam aquelas ondulações de maior escala, ao passo que as de segunda ordem, ou rugosidades, seriam aquelas de menor amplitude e, geralmente, maior inclinação.

Segundo Hoek & Bray (29), posteriormente a esses estudos, Barton mostrou que os resultados de Patton estavam relacionados com o nível das tensões normais ao longo das descontinuidades, ou seja, com tensões normais muito baixas, pois a maior influência é a das rugosidades de segunda ordem, devendo-se considerar  $(i + \phi)$ , com o  $i$  médio das irregularidades de segunda ordem. Conforme as tensões normais aumentem, as rugosidades de segunda ordem são cisalhadas, passando-se o controle do mecanismo de ruptura para as irregularidades de primeira ordem. Pode-se imaginar que, conforme as tensões normais aumentem ainda mais, até as ondulações de primeira ordem seriam cisalhadas, chegando-se à situação de cisalhamento puramente no material intacto, fazendo-se que o ângulo  $i$  tendesse a zero, conforme pode-se ver pela figura 38



**Figura 38 – Diferenciação entre os mecanismos de ruptura nas descontinuidades para diferentes níveis de tensão normal – *Apud* Guidicini & Nieble (30).**

Ainda segundo os mesmos autores, a transição entre os fenômenos de “dilatância” e cisalhamento foi estudada por Ladanyi & Archambault, que propuseram a seguinte equação para a resistência de pico das descontinuidades:

$$\tau = \frac{\sigma(1 - a_s)(\frac{dv}{du} + tg\phi) + a_s \tau_r}{1 - (1 - a_s) \frac{dv}{du} tg\phi}$$

onde:

$a_s$  – é a proporção da superfície da descontinuidade que é cisalhada como material intacto;

$dv/du$  – sendo  $u$  o deslocamento de cisalhamento e  $v$  o deslocamento normal, a derivada  $dv/du$  é denominada razão de “dilatância”;

$\tau_r$  – é a resistência ao cisalhamento da rocha intacta.

Sob o efeito de tensões normais baixas, quando quase não ocorre cisalhamento,  $a_s$  tende a zero e  $dv/du$  tende a  $tg(i)$ , fazendo com que a equação acima se reduza à mesma de Patton ( $\tau = \sigma tg(\phi + i)$ ). Já quando as tensões normais são muito altas,  $a_s$  tende a unidade, e  $\tau$  tende a  $\tau_r$ . Pode-se verificar o anteriormente exposto através da figura 39, a seguir:

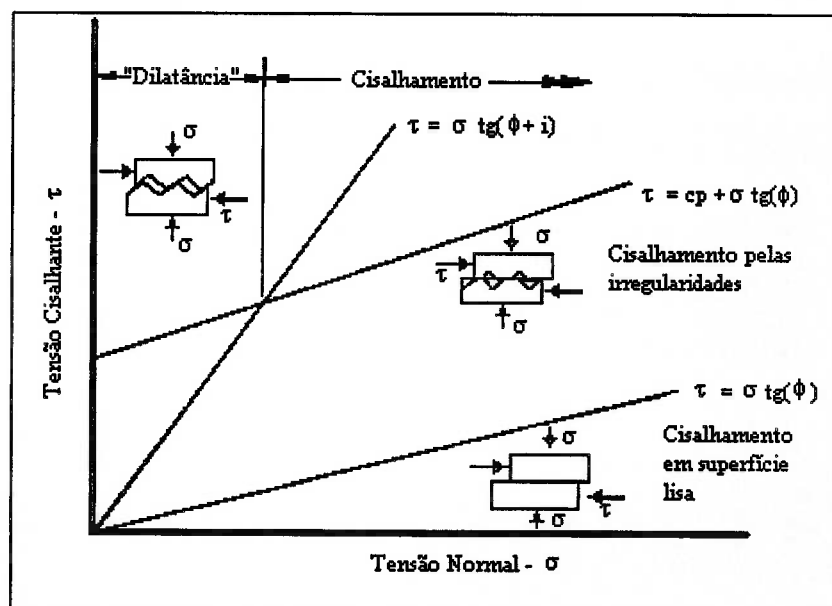


Figura 39 – Ilustração dos diversos níveis de tensão normal nas descontinuidades e do respectivo mecanismo de ruptura - *Apud* Guidicini & Nieble (30).

Os mesmos Ladanyi & Archambault sugeriram que  $\tau_r$ , a resistência ao cisalhamento do material adjacente à descontinuidade, pudesse ser representado pela equação proposta por Fairhurst:

$$\tau_r = \sigma_J \frac{\sqrt{1+n}-1}{n} \left(1 + n \frac{\sigma}{\sigma_J}\right)^{1/2}$$

onde:

$\sigma_J$  – é a resistência à compressão uniaxial do material rochoso adjacente a descontinuidade, que devido à possível alteração, pode ter resistência à compressão menor do que a rocha intacta do interior do maciço;

$n$  – é o quociente entre as resistências à compressão uniaxial, e à de tração, do material rochoso, tendo sido sugerido por Hoek que  $n$  é aproximadamente 10 para a maioria das rochas duras.

Deve-se notar que o usuário pode substituir a equação de Fairhurst por outro critério de ruptura qualquer, que julgue mais conveniente, tal como o de Mohr-Coulomb ( $\tau_r = c_J + \text{tg}(\phi_J)$ ).

O termo  $a_s$ , na equação de Ladanyi & Archambault não é facilmente mensurável, mesmo sob condições de laboratório. Da mesma forma, o termo  $dv/du$  pode ser medido no teste de cisalhamento, no entanto tais medidas não foram usualmente registradas no passado e, portanto, somente se tem uma pequena quantidade de relações  $dv/du$  publicada até a presente data. Com a finalidade de superar esses problemas, Ladanyi & Archambault efetuaram um grande número de testes de cisalhamento em superfícies rugosas previamente preparadas e, com base nesses testes, propuseram as seguintes relações empíricas:

$$\frac{dv}{du} = \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_J}\right)^K \operatorname{tg}(i)$$

e

$$a_s = 1 - \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_J}\right)^L$$

onde para superfícies rochosas grosseiras,  $K = 4$  e  $L = 1,5$ .

Uma abordagem alternativa foi proposta por Barton, baseada em testes cuidadosos e nas observações efetuadas em “juntas” artificialmente produzidas em materiais utilizados para o estudo de modelos de comportamento de taludes. Por este critério, a equação empírica que descreveria a resistência ao cisalhamento da descontinuidade seria:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg}\left(\phi + JRC \times \operatorname{Log}_{10} \frac{\sigma_J}{\sigma}\right)$$

onde:

*JRC* – Coeficiente de Rugosidade de Juntas – conforme figura 41.

O coeficiente *JRC* é determinado pela comparação do perfil da rugosidade na descontinuidade com algumas figuras-padrão publicadas por Barton & Choubey, que estão reproduzidas na figura 41, a seguir.

Barton & Bandis sugeriram também que *JRC* pudesse ser estimado a partir de um teste no qual as duas superfícies da descontinuidade seriam inclinadas até um dado ângulo, a partir do qual se iniciaria o movimento relativo entre as mesmas (figura 40), sendo então utilizada a seguinte equação:

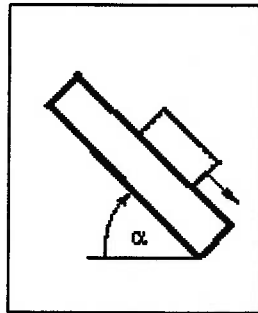
$$JRC = \frac{\alpha - \phi_b}{\text{Log}_{10} \frac{\sigma_J}{\sigma}}$$

onde:

$\alpha$  – ângulo máximo de inclinação para o qual não há movimento entre as duas superfícies da descontinuidade;

$\sigma_J$  – resistência à compressão das paredes das juntas;

$\sigma$  – tensão normal sobre a superfície da descontinuidade testada, podendo ser tão pequena quanto 0,001MPa para pequenas amostras.



**Figura 40 – Ilustração do teste utilizado para estimativa de JRC – *Apud* Hoek, Kaiser & Bawden (31).**

Observe-se ainda que a abordagem proposta por Barton inicialmente não previa efeitos de escala para a envoltória de ruptura das descontinuidades, entretanto Bandis mostrou que, quando a escala da descontinuidade aumenta, a rugosidade efetiva, JRC, diminui, decrescendo, portanto, a resistência ao cisalhamento. Adicionalmente, em função da maior possibilidade de fraqueza numa superfície maior, é também provável que a resistência à compressão das juntas também diminua com o aumento da escala, conforme pode-se ver pela figura 42.

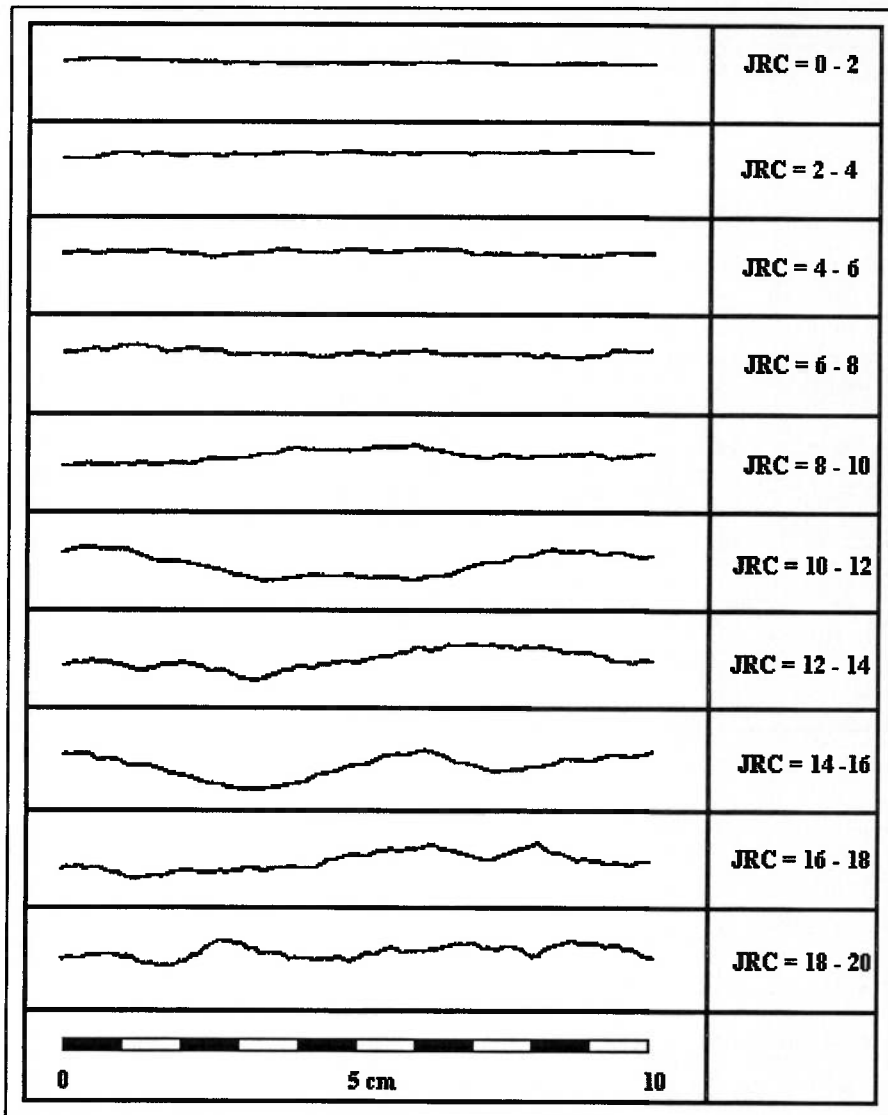


Figura 41 – Ilustração mostrando os perfis típicos de discontinuidades e a faixa de JRCs equivalente – *Apud Hoek, Kaiser & Bawden (31)*.

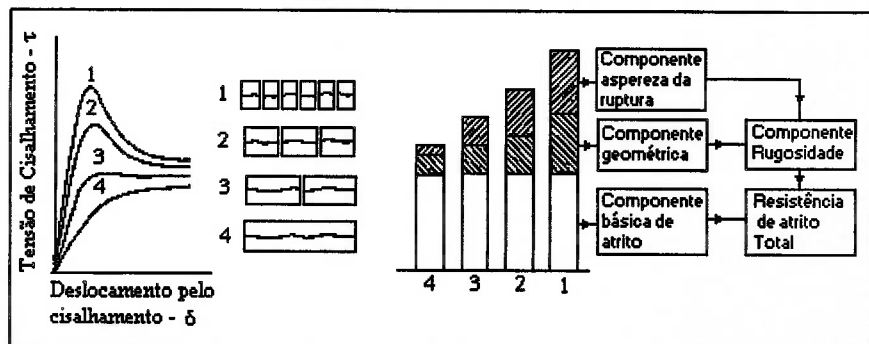


Figura 42 – Ilustração mostrando o efeito da escala nas componentes da resistência ao cisalhamento das discontinuidades – *Apud Hoek, Kaiser & Bawden (31)*.



Barton & Bandis propuseram as seguintes equações para considerar o efeito de escala para o coeficiente JRC e para  $\sigma_J$ :

$$JRC_n = JRC_0 \times \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0,02 \times JRC_0}$$

e

$$\sigma_{Jn} = \sigma_{J0} \times \left(\frac{L_n}{L_0}\right)^{-0,03 \times \sigma_{J0}}$$

onde:

$\sigma_{J0}$  – resistência para amostras em escala de laboratório, até 100mm ;

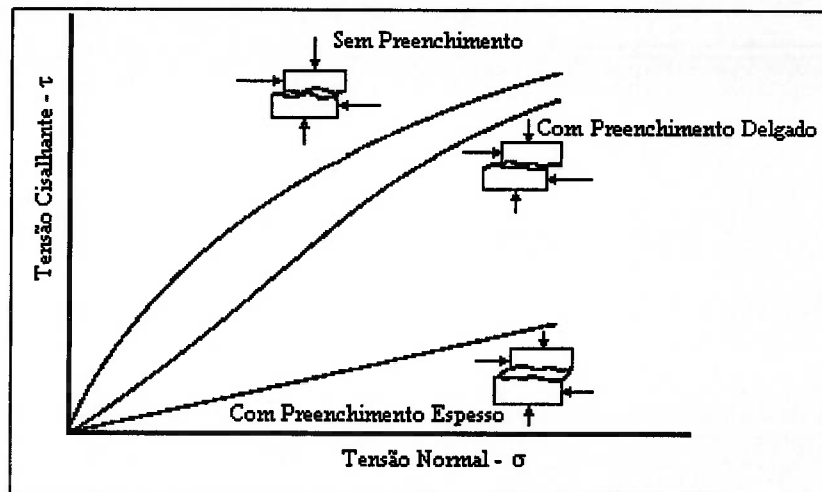
$JRC_0$  – coeficiente de rugosidade para amostras em escala de laboratório, até 100mm;

$L_0$  – comprimento da amostra para escala de laboratório, até 100mm.

Segundo Hoek & Bray (29), os estudos originais desenvolvidos por Barton utilizaram níveis de tensão normal extremamente baixos, e sua equação seria mais provavelmente aplicável na faixa de tensões definida por:

$$0,01 < \sigma/\sigma_J < 0,3$$

Ainda segundo os mesmos autores, dado que a maior parte dos problemas relativos à estabilidade de taludes se encontram nesta faixa de tensões normais, tal equação é uma ferramenta bastante útil para solução de problemas relacionados à definição da resistência ao cisalhamento de descontinuidades. Observe-se que, quando  $\sigma/\sigma_J$  tende a zero, o termo logarítmico da equação de Barton tende ao infinito, fazendo com que a referida equação deixe de ser válida. Barton sugere que o valor máximo de  $(\phi + \text{Log}_{10}(\sigma_J/\sigma))$  seja limitado a  $70^\circ$ .



**Figura 43 – Relação entre a resistência ao cisalhamento e a tensão normal aplicada em descontinuidades com diferentes espessuras de material de preenchimento – *Apud Guidicini & Nieble (30).***

Todas as abordagens anteriores da resistência das descontinuidades admitiam o contato direto entre as duas superfícies rochosas definidas pela junta, ou falha. No entanto, caso haja algum tipo de preenchimento na descontinuidade, a sua resistência pode ser condicionada pelas características do material entre as superfícies, e pela sua espessura, quando comparada com a amplitude das rugosidades do material rochoso, conforme mostrado na figura 43. O anteriormente citado pode fazer com que a resistência ao cisalhamento da descontinuidade seja drasticamente diminuída, por isso é recomendada a amostragem do material de preenchimento e o seu envio para um laboratório de solos, onde testes adequados poderão ser executados a fim de melhor definir suas características de resistência.

Uma revisão completa das resistências dos materiais de preenchimento de descontinuidades foi efetuada por Barton, estando tal levantamento resumido na tabela 4, a seguir.

Dos parágrafos anteriores, pode-se concluir que, a fim de se obter parâmetros de resistência para o projeto de taludes em rocha, alguns testes são necessários. Podendo ser desde sofisticados testes de resistência *in situ* (ver figura 44), nos quais o comportamento da descontinuidade é reproduzido da forma mais exata possível, até a simples estimativa da resistência  $\sigma_j$ , do ângulo médio das rugosidades  $i$ , e do ângulo de atrito  $\phi$  para utilizar-se a equação de Ladanyi & Archambault (para obtenção de parâmetros apropriados podem ser utilizados os procedimentos indicados por Franklin et al (32) – ver figura 45).

A escolha do método mais apropriado depende da natureza do problema sob investigação e da disponibilidade de recursos materiais e financeiros para a solução do referido problema. Como exemplos, Hoek & Bray (29) citam dois problemas extremos, sendo o primeiro o projeto de um talude crítico adjacente à casa de força de uma barragem em arco, no qual não se devem poupar esforços para obter parâmetros representativos da resistência das descontinuidades porventura existentes no maciço, enquanto o segundo diz respeito a cálculos preliminares de um talude de uma mina a céu aberto em fase de estudo de viabilidade, onde geralmente o acesso ao maciço rochoso é restrito, assim como a disponibilidade de recursos financeiros, não se justificando a programação de testes dispendiosos nesta fase.

**Tabela 4 – Resistência ao cisalhamento de materiais de preenchimento de descontinuidades – *Apud* Hoek, Kaiser & Bawden (31).**

Rocha	Descrição	Resist. de Pico		Resist. Residual	
		C (MPa)	$\phi$ (graus)	C (MPa)	$\phi$ (graus)
Basalto	Brecha basáltica argilosa, grande variação na proporção argila/basalto	0,24	42		
Bentonita	Camada de bentonita em calcário orgânico	0,015	7,5		
	Camadas delgadas	0,09-0,12	12-17		
	Testes triaxiais	0,06-0,1	9-13		
Folhelho Bentônico	Testes triaxiais	0-0,27	8,5-29		
	Testes de cisalhamento direto			0,03	8,5
Argilas	Sobreconsolidadas, escorregamentos, juntas, e zonas cisalhadas de menor importância	0-0,18	12-18,5	0-0,003	10,5-16
Folhelho Argiloso	Testes triaxiais Superfícies de estratificação	0,06	32	0	19-25
Formações de carvão	Camadas de argila-milonito, de 10 a 25mm	0,012	16	0	11-11,5
Dolomito	Camada de folhelho alterado, +/- 150mm de espessura	0,04	14,5	0,02	17
Diorito, granodiorito e pórfiro	Preenchimento de argila (2% de argila c/ IP = 17%)	0	26,5		
Granito	Falhas preenchidas por argila	0-0,1	24-25		
	Falha com preenchimento arenoso junto a preenchimento	0,05	40		
		0,24	42		
Grauvaca	Camada de argila de 1-2mm no acamamento			0	21
Calcário	Camada de argila de 8mm			0	13
	Preenchimento argiloso de 10-20mm de espessura	0,1	13-14		
	Preenchimento argiloso de menos de 1mm de espessura	0,05-0,2	17-21		
Calcário, Mármore e Linhito	Camadas de linhito intercaladas	0,08	38		
	Contato linhito/mármore	0,1	10		
Calcário	Juntas com marga, com 20mm de espessura	0	25	0	15-24
Linhito	Camada de material de transição entre linhito e argila	0,014-0,03	15-17,5		
Montmorilonita	Camadas de montmorilonita em gesso	0,36	14	0,08	11
Argila bentonítica	Camadas de bentonita em calcário orgânico	0,016-0,02	7,5-11,5		
Xistos, Quartzitos, e Xistos silicosos	Preenchimento de argila 100-150mm de espessura	0,03-0,08	32		
	Estratificação com argila pouco espessa	0,61-0,74	41		
	Estratificação com argila espessa	0,38	31		
Ardósia	Finamente laminado e alterado	0,05	33		
Quartzo, Caolim e Pirrolusita	Ensaios triaxiais com amostras reconstituídas	0,042-0,09	36-38		

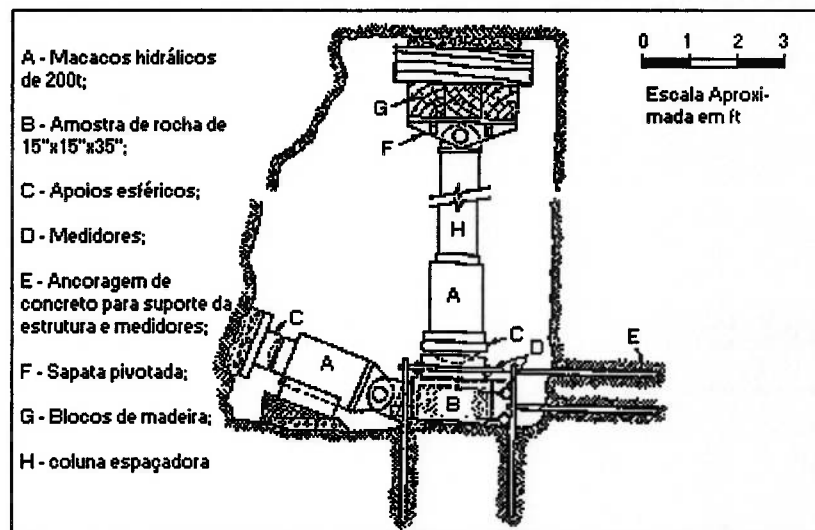


Figura 44 – Aparato para teste de cisalhamento *in situ* – Apud Hoek & Bray (29).

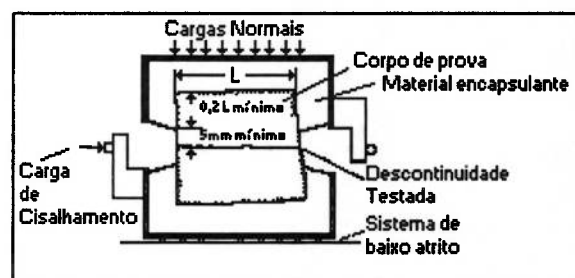


Figura 45 – Aparato para teste de cisalhamento em escala de laboratório – Apud Franklin *et al.* (32).

Os efeitos de escala nos maciços rochosos são responsáveis pela quase impossibilidade de utilizar-se as envoltórias de ruptura obtidas a partir de resultados de ensaios triaxiais em amostras obtidas a partir de sondagens rotativas com barriletes apropriados. Tais envoltórias descrevem, com relativa precisão, o comportamento da rocha intacta, não sendo, porém, bons estimadores do comportamento do sistema formado pela rocha intacta e pelas descontinuidades, havendo ensaios específicos para que se obtenham dados relativos à resistência das juntas e fraturas presentes (ensaios de cisalhamento – ver figuras 44 e 45), apesar de todas as dificuldades inerentes à obtenção de amostras representativas destas áreas do maciço (descontinuidades).

A definição da envoltória de ruptura para maciços rochosos com diferentes graus de fraturamento permanece, ainda hoje, um dos maiores desafios para os pesquisadores da Mecânica das Rochas, havendo, no entanto, uma abordagem alternativa para a estimativa dos parâmetros de resistência de maciços, proposta inicialmente por Hoek & Brown, em 1980, e tendo sido revisada algumas vezes desde então, o que será objeto da análise dos próximos parágrafos.

## **CRITÉRIO DE HOEK & BROWN PARA DEFINIÇÃO DA ENVOLTÓRIA DE RUPTURA DE MACIÇOS ROCHOSOS**

### **CRITÉRIO DE HOEK & BROWN ORIGINAL (1980)**

Segundo Hoek & Brown (33) e Hoek (34), a primeira versão do critério de ruptura anteriormente mencionado foi elaborada a partir de conceitos do critério de ruptura originalmente proposto por Griffith e, posteriormente, modificado por McClintock e Walsh, associado com um processo de tentativa e erro no tratamento de resultados de ensaios de laboratório, cujo resultado encontra-se expresso nas equações a seguir:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3 + s\sigma_c^2}$$

$$\tau = A \sigma_c \left( \frac{\sigma_3 + \sigma_1}{\sigma_c} \right)^B$$

onde:

$\sigma_1$  – Tensão principal maior na condição de ruptura;

$\sigma_3$  - Tensão principal menor na condição de ruptura;

$\sigma_c$  – Resistência à compressão uniaxial de amostras de rocha intacta;

$m$  – Constante do material que controla a forma da curva  $\sigma_1$  versus  $\sigma_3$ ;

$s$  - Constante do material que controla a localização no espaço da curva  $\sigma_1$  versus  $\sigma_3$ ;

$\tau$  – Resistência ao cisalhamento sob dada condição de tensão normal  $\sigma$ ;

A e B – Constantes do material que interpolam o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

sendo:

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_c (m - \sqrt{m^2 + 4s}) \text{ a resistência à tração aparente do maciço rochoso.}$$

As curvas mostrando os principais pontos notáveis das duas equações podem ser vistas nas figuras 46 e 47.

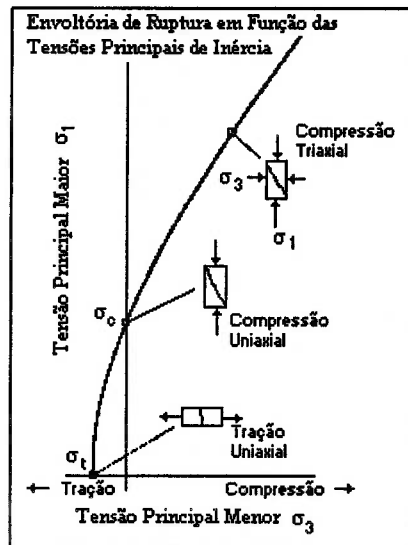


Figura 46 – Representação gráfica do critério de ruptura de Hoek & Brown para rocha intacta em função das tensões principais  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ . – Apud Hoek & Brown (33).

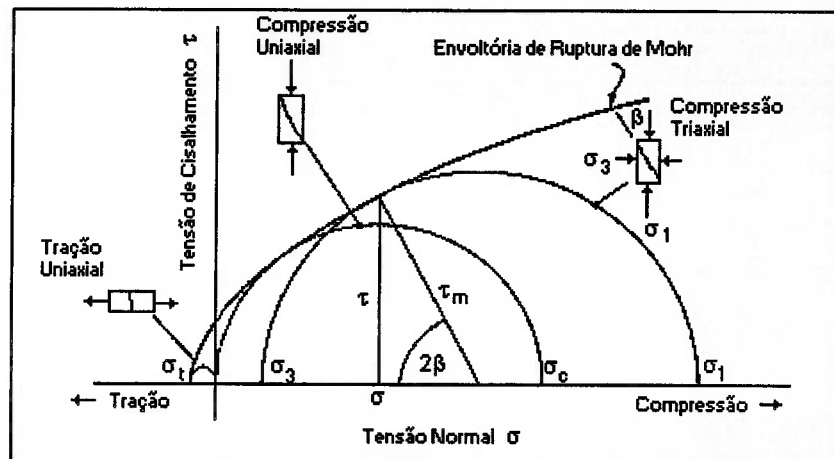


Figura 47 – Representação gráfica do critério de ruptura de Hoek & Brown para rocha intacta em função das tensões de cisalhamento  $\tau$  e normal  $\sigma$  – *Apud* Hoek & Brown (33).

Observe-se que, para amostras de rocha intacta, a aplicação da equação anterior para resultados de ensaios de compressão uniaxial resulta em  $\sigma_1 = \sigma_c \sqrt{s}$ , ou seja, para rocha intacta o valor de  $s$  é igual a 1.

Para amostras de rocha não perturbada, o coeficiente  $m$  é uma propriedade do material denominada  $m_i$ , Hoek (34) indica uma faixa de valores para  $m_i$  variando desde 7 até 25, dependendo do material ensaiado, sendo tais valores calculados através de resultados de ensaios triaxiais executados sob diferentes pressões confinantes.

Segundo o mesmo autor, para o cálculo de  $m$ , ou  $m_i$ , a equação  $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3 + s\sigma_c^2}$  pode ser reescrita como:

$$y = m\sigma_c x + s\sigma_c^2$$

onde:

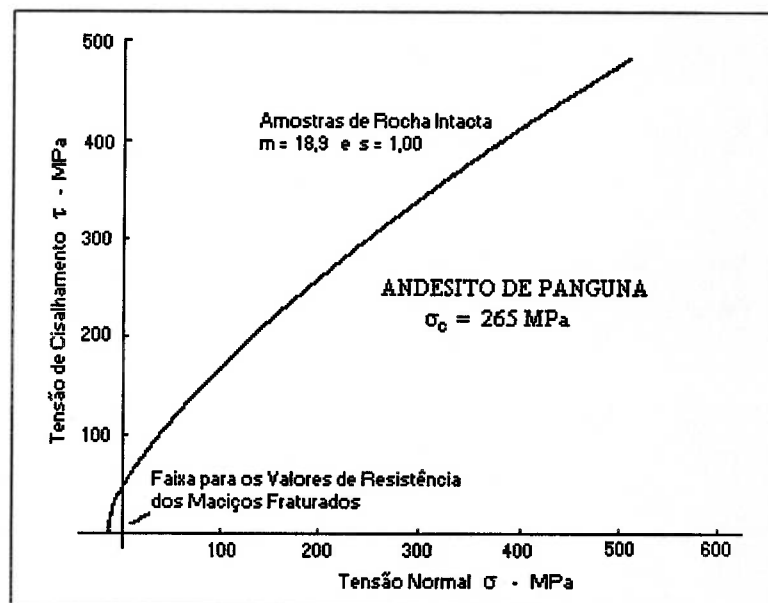
$$y = (\sigma_1 - \sigma_3)^2 \text{ e } x = \sigma_3$$



A partir de  $n$  testes triaxiais em rocha intacta ( $s=1$ ), que resultaram vários pares  $(x_i, y_i)$ , pode-se calcular o valor de  $m_i$  como sendo:

$$m_i = \frac{1}{\sigma_c} \left[ \frac{\sum x_i y_i - \frac{\sum x_i \sum y_i}{n}}{\sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n}} \right]$$

A partir de amostras de diferentes tamanhos e graus de fraturamento/alteração do andesito extraído da mina de Panguna, localizada na ilha de Bougainville, na Nova Guiné, Hoek & Brown efetuaram uma série de ensaios sobre amostras de dimensões variadas, calculando as respectivas envoltórias (com os respectivos valores de  $m$  e  $s$ ) para cada um dos materiais geotécnicos considerados, conforme se pode ver pelas figuras 48 e 49, a seguir



**Figura 48 – Envoltória de ruptura de Hoek & Brown para as amostras intactas do andesito de Panguna, Nova Guiné. – Apud Hoek & Brown (33).**

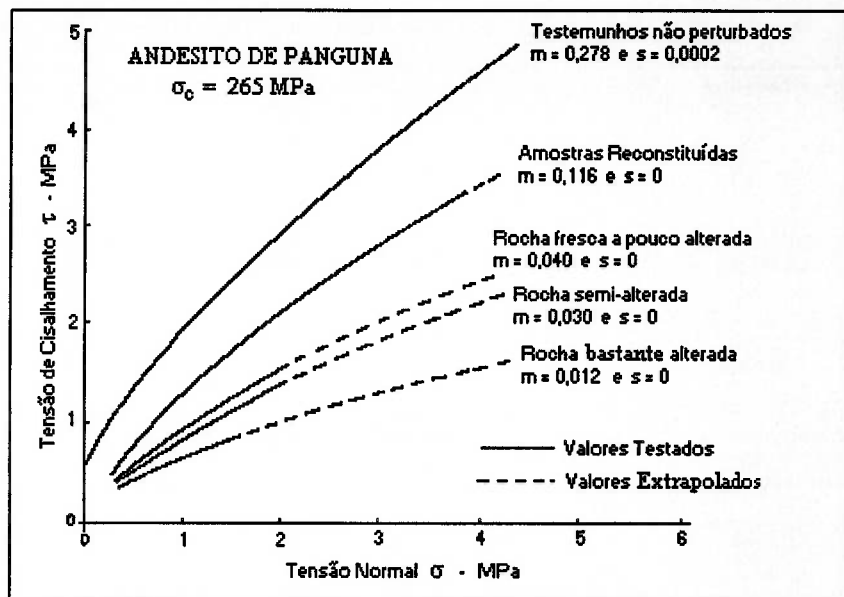


Figura 49 – Envoltória de ruptura de Hoek & Brown para vários graus de fraturamento/alteração do andesito de Panguna, Nova Guiné. – *Apud* Hoek & Brown (33).

Segundo Hoek & Brown (33), dada à escassez de informações confiáveis a respeito da resistência de maciços rochosos, e ao alto custo da obtenção de amostras e realização de ensaios para elaborar-se um trabalho similar àquele efetuado em Panguna, os autores propuseram a utilização de um esquema de classificação de maciços rochosos associado aos dados levantados na referida mina, extrapolando-se tais resultados para outros maciços, estando tais resultados expostos na tabela 5.

Observe-se que os próprios autores, à época da publicação do primeiro critério, advertiam que, dada à baixa densidade de dados experimentais, as relações entre  $m/m_i$  e  $s$  para as várias classificação de maciços rochosos deveriam ser utilizadas como um guia preliminar para estimativa da resistência de maciços.

**Tabela 5 – Relações aproximadas entre os coeficientes do critério de ruptura de Hoek & Brown (1980) para vários tipos de maciço e sua pontuação segundo a classificação do CSIR e NGI – Apud Hoek & Bray (29).**

<p><b>Critério de ruptura empírico</b></p> $\sigma_1 = \sigma_3 + \text{SQRT}(m\sigma_c + s\sigma_c^2)$ $\tau = A\sigma_c * (\sigma/\sigma_c - T)^B$ <p>onde:</p> $T = \frac{1}{2} * (m - \text{SQRT}(m^2 + 4s))$ <p>sendo:</p> <p>SQRT(x) = raiz quadrada de x</p>	ROCHAS CARBONÁCEAS COM CRISTAIS POSSUINDO CLIVAGEM BEM DESENVOLVIDA (dolomito, calcário e mármore)	ROCHAS ARGILÁCEAS LITIFICADAS (lamito, silito, xisto, ardósia - normal à clivagem)	ROCHAS ARENÁCEAS COM CRISTAIS RESISTENTES E CLIVAGEM POUCO DESENVOLVIDA (arenito e quartzito)	ROCHAS ÍGNEAS POLIMINERÁLICAS CRISTALINAS COM GRÃOS FINAMENTE DIVIDIDOS (andesito, dolerito, diabásio e riolito)	ROCHAS ÍGNEAS E METAMÓRFICAS POLIMINERÁLICAS CRISTALINAS COM GRÃOS GROSSEIRAMENTE DIVIDIDOS (anfíbólico, gabro, gnaisse, granito, norito e quartzo-diorito)
Amostras de Rocha Intacta	m = 7,0	m = 10,0	m = 15,0	m = 17,0	m = 25,0
Tamanho de corpos de prova de laboratório, livres de juntas	s = 1,0	s = 1,0	s = 1,0	s = 1,0	s = 1,0
Pontuação CSIR 100	A = 0,816	A = 0,918	A = 1,044	A = 1,086	A = 1,220
Pontuação NGI 500	B = 0,658	B = 0,677	B = 0,692	B = 0,696	B = 0,705
	T = -0,140	T = -0,099	T = -0,067	T = -0,059	T = -0,040
Maciço de qualidade muito boa	m = 3,5	m = 5,0	m = 7,5	m = 8,5	m = 12,5
Intervramento firme dos blocos de rocha, juntas em rocha são +/- 3m	s = 0,1	s = 0,1	s = 0,1	s = 0,1	s = 0,1
Pontuação CSIR 85	A = 0,651	A = 0,739	A = 0,848	A = 0,883	A = 0,998
Pontuação NGI 100	B = 0,679	B = 0,692	B = 0,702	B = 0,705	B = 0,712
	T = -0,028	T = -0,020	T = -0,013	T = -0,012	T = -0,008
Maciço de boa qualidade	m = 0,7	m = 1,0	m = 1,5	m = 1,7	m = 2,5
Rocha são a pouco alterada, pouco perturbada, com juntas de 1 a 3m	s = 0,004	s = 0,004	s = 0,004	s = 0,004	s = 0,004
Pontuação CSIR 65	A = 0,369	A = 0,427	A = 0,501	A = 0,525	A = 0,603
Pontuação NGI 10	B = 0,669	B = 0,683	B = 0,695	B = 0,698	B = 0,707
	T = -0,006	T = -0,004	T = -0,003	T = -0,002	T = -0,002
Maciço de qualidade média	m = 0,14	m = 0,20	m = 0,30	m = 0,34	m = 0,50
Várias famílias de juntas moderadamente alteradas com juntas 0,3 - 1m	s = 0,0001	s = 0,0001	s = 0,0001	s = 0,0001	s = 0,0001
Pontuação CSIR 44	A = 0,198	A = 0,234	A = 0,280	A = 0,295	A = 0,346
Pontuação NGI 1,0	B = 0,662	B = 0,675	B = 0,688	B = 0,691	B = 0,700
	T = -0,0007	T = -0,0005	T = -0,003	T = -0,0003	T = -0,0002
Maciço de má qualidade	m = 0,04	m = 0,05	m = 0,08	m = 0,09	m = 0,13
Numerosas juntas em material alterado, de 30 a 500mm, com preenchimento	s = 0,00001	s = 0,00001	s = 0,00001	s = 0,00001	s = 0,00001
Pontuação CSIR 23	A = 0,115	A = 0,129	A = 0,162	A = 0,172	A = 0,203
Pontuação NGI 0,1	B = 0,646	B = 0,655	B = 0,672	B = 0,676	B = 0,686
	T = -0,0002	T = -0,0002	T = -0,0001	T = -0,0001	T = -0,0001
Maciço de muito má qualidade	m = 0,007	m = 0,010	m = 0,015	m = 0,017	m = 0,025
Numerosas juntas, bastante alteradas, espaçamento < 50mm, com preenchim.	s = 0	s = 0	s = 0	s = 0	s = 0
Pontuação CSIR 3	A = 0,042	A = 0,050	A = 0,061	A = 0,065	A = 0,078
Pontuação NGI 0,01	B = 0,534	B = 0,539	B = 0,546	B = 0,548	B = 0,556
	T = 0	T = 0	T = 0	T = 0	T = 0

Os critérios de classificação de maciços rochosos utilizados pelos autores àquela época foram os de Bieniawski, do CSIR *South African Council for Scientific and Industrial Research*, e de Barton, Lien & Lunde, do NGI *Norwegian Geotechnical Institute*, que estão brevemente descritos no Apêndice 1 deste trabalho.

Deve-se observar ainda que, para efeito de classificação do maciço com vistas a aplicação do critério de Hoek & Brown, não se deve penalizar a pontuação do índice RMR, seja pela orientação das descontinuidades, seja pela presença de água, devendo tais fatores ser considerados quando da análise de estabilidade dos taludes projetados. Desta maneira, quando utilizarmos o RMR de Bieniawski, um talude seco deve ser assumido, pontuando-se o maciço em 10 neste quesito, assim como não deve haver desconto algum para considerar a orientação das descontinuidades. Adicionalmente, dado que o sistema de classificação baseado no RMR sofreu algumas alterações, com ligeiras mudanças nos pesos considerados para cada quesito, as equações acima serão válidas para a versão de 1976 do critério de Bieniawski. De forma similar, o quociente entre os coeficientes  $J_w$  e  $SRF$ , no critério de classificação de Barton *et al.* (NGI), deve ser admitido como sendo igual a 1.

### **CRITÉRIO DE HOEK & BROWN REVISADO (1988)**

Em 1988 Hoek & Brown apresentaram uma nova revisão do critério anteriormente citado, cujas alterações podem ser resumidas em:

- Foram apresentadas técnicas para estimar os parâmetros  $c$  e  $\phi$  da envoltória de Mohr-Coulomb, a partir de uma dada faixa de tensões e dos valores de  $m$  e  $s$ .

Adicionalmente, definiu-se o conceito de  $c_i$  e  $\phi_i$ , que seriam a coesão e o ângulo de atrito instantâneos num ponto da envoltória de ruptura no espaço  $(\sigma, \tau)$ ;

- Foram apresentadas funções que correlacionavam a pontuação do critério de classificação de maciços RMR com as constantes  $m$  e  $s$ ;
- Foi introduzido o conceito de maciço perturbado e não-perturbado.

A introdução das categorias de maciço perturbado e não-perturbado foi devido a experiências efetuadas por Hoek & Brown na utilização do critério original, que indicaram resistências muito baixas para os materiais na maioria das aplicações, redundando em soluções extremamente conservadoras. A partir daí, concluiu-se que os espécimes do andesito de Panguna deveriam provavelmente estar perturbados, com o intertravamento entre as partículas destruído. Resultando que as correlações entre  $m$  e  $s$  e as pontuações da classificação de maciços do critério original fossem representativas para maciços rochosos perturbados, sendo razoável utilizá-las para:

- a)* Estudo de estabilidade de taludes nos quais o maciço está geralmente perturbado e relaxado pelo efeito da escavação do talude (seja pelo efeito do estado de baixas tensões normais, seja pelo efeito do desmonte das rochas);
- b)* Escavações subterrâneas nas quais a rocha tenha perdido o intertravamento por causa de procedimentos de detonação inadequados;
- c)* Depósitos de estéril, ou aterros.

Para escavações subterrâneas nas quais a tensão confinante não permitisse o mesmo grau de relaxamento do maciço, seria utilizada a categoria de maciço não-perturbado, assim como para todos os casos nos quais o intertravamento entre partículas e blocos

ainda é significativo. Tendo as equações subsequentes que correlacionam  $m$ ,  $s$  e RMR sido desenvolvidas a partir de retroanálises sobre um certo número de casos.

As equações para  $m$  e  $s$  a partir de RMR são as seguintes para as duas categorias de maciço anteriormente citadas, estando tais correlações expressas também na tabela 6:

### **I. Maciços Rochosos Não-Perturbados (ou Intertravados)**

$$m = m_1 e^{\frac{RMR-100}{28}}$$

$$s = e^{\frac{RMR-100}{9}}$$

### **II. Maciços Rochosos Perturbados**

$$m = m_1 e^{\frac{RMR-100}{14}}$$

$$s = e^{\frac{RMR-100}{6}}$$

Observe-se que são válidas as mesmas observações anteriores relativas ao critério de classificação para as condições de água no maciço e orientação das descontinuidades, assim como a versão do critério de Bieniawski, de 1976.

**Tabela 6 – Correlações aproximadas para as constantes  $m$  e  $s$  do critério de Hoek & Brown (1988) e as pontuações dos sistemas de classificação de maciços rochosos de Bieniawski e Barton – Apud Sjöberg (35).**

<p><i>Critério de ruptura empírico revisado-1988</i></p> $\sigma_1' = \sigma_3' + \text{SQRT}(m \sigma_c \sigma_3' + s \sigma_c^2)$ <p>onde:</p> <p><math>\sigma_1'</math> = Tensão efetiva principal maior  <math>\sigma_3'</math> = Tensão efetiva principal menor  <math>\sigma_c</math> = Resistência à compressão uniaxial  <math>m</math> e <math>s</math> - Constantes empíricas para o maciço não perturbado  <math>mp</math> e <math>sp</math> - Constantes empíricas equivalentes a <math>m</math> e <math>s</math>, para o maciço perturbado</p> <p>sendo:</p> <p>SQRT(x) = raiz quadrada de x</p>	<p><b>COEFICIENTES PARA DETERMINAÇÃO DA ENVOLTÓRIA DE RUPTURA DO MACIÇO PERTURBADO E NÃO-PERTURBADO</b></p>	<p><b>ROCHAS CARBONÁTICAS COM CRISTAIS POSSUINDO CLIVAGEM BEM DESENVOLVIDA (dolomito, calcário e mármore)</b></p>	<p><b>ROCHAS ARGILÁCEAS LITIFICADAS (lamito, siltito, xisto, ardósia - normal à clivagem)</b></p>	<p><b>ROCHAS ARENÁCEAS COM CRISTAIS RESISTENTES E CLIVAGEM POUCO DESENVOLVIDA (arenito e quartzito)</b></p>	<p><b>ROCHAS ÍGNEAS POLIMINERÁLICAS CRISTALINAS COM GRÃOS FINAMENTE DIVIDIDOS (andesito, dolerito, diabásio e riólito)</b></p>	<p><b>ROCHAS ÍGNEAS E METAMÓRFICAS POLIMINERÁLICAS CRISTALINAS COM GRÃOS GROSSEIRAMENTE DIVIDIDOS (anfíbolito, gabro, gnaiss, granito, norito e quartzo-diorito)</b></p>
<p>Amostras de Rocha Intacta</p> <p>Tamanho de corpos de prova de laboratório, livres de juntas</p> <p>Pontuação CSIR 100</p> <p>Pontuação NGI 500</p>	<p><math>m</math></p> <p><math>s</math></p> <p><math>mp</math></p> <p><math>sp</math></p>	<p>7,00</p> <p>1,00</p> <p>7,00</p> <p>1,00</p>	<p>10,00</p> <p>1,00</p> <p>10,00</p> <p>1,00</p>	<p>15,00</p> <p>1,00</p> <p>15,00</p> <p>1,00</p>	<p>17,00</p> <p>1,00</p> <p>17,00</p> <p>1,00</p>	<p>25,00</p> <p>1,00</p> <p>25,00</p> <p>1,00</p>
<p>Maciço de qualidade muito boa</p> <p>Intertravamento firme dos blocos de rocha, juntas em rocha sã a +/- 3m</p> <p>Pontuação CSIR 85</p> <p>Pontuação NGI 100</p>	<p><math>m</math></p> <p><math>s</math></p> <p><math>mp</math></p> <p><math>sp</math></p>	<p>2,40</p> <p>0,082</p> <p>4,10</p> <p>0,189</p>	<p>3,43</p> <p>0,082</p> <p>5,85</p> <p>0,189</p>	<p>5,14</p> <p>0,082</p> <p>8,78</p> <p>0,189</p>	<p>5,82</p> <p>0,082</p> <p>9,95</p> <p>0,189</p>	<p>8,56</p> <p>0,082</p> <p>14,63</p> <p>0,189</p>
<p>Maciço de boa qualidade</p> <p>Rocha sã a pouco alterada, pouco perturbada, com juntas de 1 a 3m</p> <p>Pontuação CSIR 65</p> <p>Pontuação NGI 10</p>	<p><math>m</math></p> <p><math>s</math></p> <p><math>mp</math></p> <p><math>sp</math></p>	<p>0,575</p> <p>0,00293</p> <p>2,006</p> <p>0,0205</p>	<p>0,821</p> <p>0,00293</p> <p>2,865</p> <p>0,0205</p>	<p>1,231</p> <p>0,00293</p> <p>4,298</p> <p>0,0205</p>	<p>1,395</p> <p>0,00293</p> <p>4,871</p> <p>0,0205</p>	<p>2,052</p> <p>0,00293</p> <p>7,163</p> <p>0,0205</p>
<p>Maciço de qualidade média</p> <p>Várias famílias de juntas moderadamente alteradas com juntas 0,3 - 1m</p> <p>Pontuação CSIR 44</p> <p>Pontuação NGI 1,0</p>	<p><math>m</math></p> <p><math>s</math></p> <p><math>mp</math></p> <p><math>sp</math></p>	<p>0,128</p> <p>0,00009</p> <p>0,947</p> <p>0,00198</p>	<p>0,183</p> <p>0,00009</p> <p>1,353</p> <p>0,00198</p>	<p>0,275</p> <p>0,00009</p> <p>2,030</p> <p>0,00198</p>	<p>0,311</p> <p>0,00009</p> <p>2,301</p> <p>0,00198</p>	<p>0,458</p> <p>0,00009</p> <p>3,383</p> <p>0,00198</p>
<p>Maciço de má qualidade</p> <p>Numerosas juntas em material alterado, de 30 a 500mm, com preenchimento</p> <p>Pontuação CSIR 23</p> <p>Pontuação NGI 0,1</p>	<p><math>m</math></p> <p><math>s</math></p> <p><math>mp</math></p> <p><math>sp</math></p>	<p>0,029</p> <p>0,000003</p> <p>0,447</p> <p>0,00019</p>	<p>0,041</p> <p>0,000003</p> <p>0,639</p> <p>0,00019</p>	<p>0,061</p> <p>0,000003</p> <p>0,959</p> <p>0,00019</p>	<p>0,069</p> <p>0,000003</p> <p>1,087</p> <p>0,00019</p>	<p>0,102</p> <p>0,000003</p> <p>1,598</p> <p>0,00019</p>
<p>Maciço de muito má qualidade</p> <p>Numerosas juntas, bastante alteradas, espaçamento &lt; 50mm, com preenchim.</p> <p>Pontuação CSIR 3</p> <p>Pontuação NGI 0,01</p>	<p><math>m</math></p> <p><math>s</math></p> <p><math>mp</math></p> <p><math>sp</math></p>	<p>0,007</p> <p>0,0000001</p> <p>0,219</p> <p>0,00002</p>	<p>0,010</p> <p>0,0000001</p> <p>0,313</p> <p>0,00002</p>	<p>0,015</p> <p>0,0000001</p> <p>0,469</p> <p>0,00002</p>	<p>0,017</p> <p>0,0000001</p> <p>0,532</p> <p>0,00002</p>	<p>0,025</p> <p>0,0000001</p> <p>0,782</p> <p>0,00002</p>



### CRITÉRIO DE HOEK & BROWN MODIFICADO (1992)

Em 1992, Hoek, Wood & Shah afirmaram que, quando aplicado a maciços rochosos fraturados, o critério de Hoek & Brown somente resultava em valores aceitáveis de resistência quando a tensão principal menor tinha um valor compressivo significativamente alto. Para baixas tensões confinantes, o referido critério geralmente previa altas resistências axiais, assim como um dado valor de resistência à tração, sendo que para maciços fraturados o verdadeiro valor da referida resistência à tração é muito pequeno, quando não é nulo.

Um novo critério que satisfizesse a condição de resistência à tração nula foi então proposto e apresentado neste mesmo ano pelos autores anteriormente citados, sendo:

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

onde:

$\sigma_1'$  – Tensão efetiva principal maior na condição de ruptura;

$\sigma_3'$  – Tensão efetiva principal menor na condição de ruptura;

$m_b$  – valor da constante  $m$  para rocha fraturada;

$a$  – constante para rocha fraturada.

A constante  $m_b$  na equação anterior é equivalente à constante  $m$  nas equações de 1980 e 1988. Hoek, Wood & Shah publicaram tabelas para estimativa do valor da constante  $a$ , da relação  $m_b/m_i$  e da constante  $m_i$  para rocha intacta, baseados na descrição simplificada do maciço rochoso, sendo este caracterizado em termos da estrutura da



rocha e das condições das superfícies das descontinuidades. Os valores das constantes da equação anterior podem ser vistos na tabela 7 .

**Tabela 7 – Relação  $m_b/m_i$  e constante  $a$  em função da classificação do maciço rochoso para o critério de Hoek & Brown modificado (1992) – Apud Sjöberg (35).**

<p><b>CRITÉRIO DE RUPTURA DE HOEK &amp; BROWN MODIFICADO (HOEK, WOOD &amp; SHAH) - 1992</b></p> $\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c (m_b (\sigma_3'/\sigma_c))^a$ <p>onde:</p> <p><math>\sigma_1'</math> = Tensão efetiva principal maior na condição de ruptura;  <math>\sigma_3'</math> = Tensão efetiva principal menor na condição de ruptura;  <math>\sigma_c</math> = Resistência à compressão uniaxial das amostras de rocha intacta do maciço;  <math>m_b</math> e <math>a</math> - São constantes que dependem da composição, estrutura e condições de superfície das descontinuidades do maciço.</p>	<b>CONDIÇÕES DA SUPERFÍCIE DAS DESCONTINUIDADES</b> <b>MUITO BOA</b> - Rocha fresca, baixa persistência, superfície muito rugosa, sem aberturas, sem preenchimento. <b>BOA</b> - Superfície ligeiramente alterada, superfície rugosa, poucas aberturas, sem preenchimento. <b>MÉDIA</b> - Rocha moderadamente alterada, superfície pouco rugosa, aberturas bastante estreitas, com preenchimento resistente. <b>RUÍM</b> - Rocha alterada, superfícies lisas, aberturas estreitas, preenchimento resistente. <b>MUITO RUÍM</b> - Rocha bastante alterada, superfícies lisas a polidas, aberturas estreitas, preenchimento pouco resistente.						
<b>ESTRUTURA DO MACIÇO</b>							
<b>FRATURADO</b> - blocos bastante intertravados, maciço não-perturbado, blocos de grande tamanho	$m_b/m_i$ $a$	0,700 0,30	0,500 0,35	0,300 0,40	0,100 0,45		
<b>MUITO FRATURADO</b> - blocos intertravados, maciço parcialmente perturbado, tamanho médio de	$m_b/m_i$ $a$	0,300 0,40	0,200 0,45	0,100 0,50	0,040 0,50		
<b>FRATURADO/INTRUDIDO</b> - maciço dobrado e fraturado, pequenos blocos, conjuntos distintos de	$m_b/m_i$ $a$		0,080 0,50	0,040 0,50	0,010 0,55	0,004 0,60	
<b>TRITURADO</b> - pouco intertravamento de blocos, maciço bastante quebrado, blocos de pequeno tamanho	$m_b/m_i$ $a$		0,030 0,50	0,015 0,55	0,003 0,60	0,001 0,65	

### CRITÉRIO DE HOEK & BROWN GENERALIZADO (1995)

No livro publicado por Hoek, Kaiser & Bawden (1995), uma nova forma mais genérica do critério de Hoek & Brown foi apresentada, cuja equação tem a seguinte forma:

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

onde:

$\sigma_1'$  – Tensão efetiva principal maior na condição de ruptura;

$\sigma_3'$  – Tensão efetiva principal menor na condição de ruptura;

$\sigma_c$  – Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta;

$m_b$  – Valor da constante  $m$  para rocha fraturada;

$a$  e  $s$  – Constantes que dependem das características do maciço.

Para rocha intacta, isto é,  $s = 1$  e  $m_b = m_i$ , a equação acima pode ser escrita como:

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left[ m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + 1 \right]^{1/2}$$

Para maciços rochosos de qualidade razoável, com partículas ou blocos altamente intertravados, a constante  $a$  é igual a 0,5, reduzindo a equação acima àquela do critério de Hoek & Brown original (de 1980). Para maciços de pior qualidade, o critério de 1992 é mais aplicável, o que é conseguido fazendo-se o valor de  $s$  nulo, desta maneira, a equação acima se transforma na do critério de 1992.

A constante  $m_i$  pode ser determinada a partir de ensaios triaxiais em amostras de rocha intacta, caso tais resultados não estejam disponíveis, pode-se utilizar a tabela 8 como referência preliminar.

Tabela 8 – Tabela para estimativas preliminares da constante  $m_i$  do critério de Hoek & Brown (1995) – *Apud* Hoek, Kaiser & Bawden (31).

Tipo de Rocha	Classe	Grupo	Textura				
			Grosseira	Média	Fina	Muito Fina	
SEDIMENTAR	Clástica		Conglomerado (22)	Arenito 19	Siltito 9	Argilito 4	
			<----- Grauvaca ----->				
			<----- (18) ----->				
			<--Caloário Orgânico Micrítico -->				
	Não-Clástica	Orgânica		<----- 7 ----->			
				<----- Carvão ----->			
			<----- (8 - 21) ----->				
		Carbonática	Brecha	Esparítico	Micrítico		
			(20)	(10)	8		
		Química		Gipsito	Anidrito		
	16		13				
METAMÓRFICAS	Sem Foliação	Mármore	Hornfels	Quartzito			
		9	(19)	24			
	Foliação Pouco Desenvolvida	Migmatito	Anfibolito	Milonito			
		(30)	31	(6)			
	Com Foliação	Gnaise	Xisto	Filito	Ardósia		
		(33)	(10)	(10)	9		
IGNEAS	Minerais Claros	Granito		Riolito	Obsidianas		
		33		(16)	(19)		
		Granodiorito		Dacito			
		(30)		(17)			
	Minerais Escuros	Diorito		Andesito			
		(28)		(19)			
		Gabro	Dolerito	Basalto			
		27	(19)	(17)			
	Extrusivas Piroclásticas	Norito					
		22					
		Aglomerados	Brecha	Tufo			
		(20)	(18)	(15)			

Os valores entre parênteses são estimativas

Para estimar os parâmetros  $m_b$ ,  $s$  e  $a$ , as seguintes relações foram apresentadas por Hoek, Kaiser & Bawden (**somente para maciços não-perturbados**):

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{28}}$$

*i.* Para  $GSI > 25$  (para maciços não-perturbados)

$$s = e^{\frac{RMR-100}{9}}$$

$$a = 0,5$$

**ii. Para  $GSI < 25$  (para maciços não-perturbados)**

$$s = 0$$

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

onde GSI é denominado *Geological Strength Index*.

O índice GSI é similar ao RMR, do critério de Bieniawski, porém incorpora também a nova versão do sistema original de 1976 (Bieniawski 1989), tendo as seguintes relações sido desenvolvidas por Hoek, Kaiser & Bawden:

**A. Para  $RMR_{76} > 18$**

$$GSI = RMR_{76}$$

**B. Para  $RMR_{89} > 23$**

$$GSI = RMR_{89} - 5$$

Para valores de  $RMR_{76} < 18$ , ou  $RMR_{89} < 23$ , deve-se utilizar o critério de classificação de maciços do NGI, cujo índice de qualidade é denominado  $Q$ , sendo calculado da seguinte forma (ver Apêndice 1):

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a}$$

Observe-se que o quociente  $J_w/SRF$  do critério original foi admitido como sendo igual à unidade, valendo aqui os mesmos comentários do item relativo ao **CRITÉRIO DE HOEK & BROWN ORIGINAL** com relação à orientação das juntas e condições de nível d'água do maciço.

Para o cálculo de GSI, a partir de índice  $Q$ , utiliza-se a seguinte relação:

$$GSI = 9\text{Log}_e Q + 44$$

Diferentemente das edições anteriores, a revisão de 1995 de Hoek, Kaiser & Bawden (31) propõe uma metodologia para se estimar parâmetros de deformabilidade do maciço, havendo basicamente três correlações entre a Pontuação Geomecânica do Maciço (RMR) e o Módulo de Deformação do material rochoso, a primeira proposta por Bieniawski (1978), sendo igual a:

$$E_m = 2RMR$$

onde:

$E_m$  – Módulo de Deformação do Maciço, em GPa;

$RMR$  - Pontuação segundo o critério de classificação de maciços de Bieniawski (1976).

A segunda abordagem, efetuada por Serafim & Pereira (1983), baseou-se em casos reais, muitos dos quais envolviam a fundação de barragens, para os quais se calculou o referido módulo a partir de retroanálises das deformações medidas. Tal correlação prevê:

$$E_m = 10^{\frac{(RMR-10)}{40}}$$

Segundo Hoek, Kaiser & Bawden (31), mais recentemente, Barton (1980), Barton *et al.* (1992) e Grimstad & Barton (1993) determinaram uma boa correlação entre as previsões efetuadas a partir de análise numérica e deslocamentos medidos. Tais previsões baseavam-se em módulos de elasticidade calculados a partir da seguinte função:

$$E_m = 25 \text{Log}_{10} Q$$

onde:

$Q$  – Índice de Qualidade para Escavação de Túneis – (NGI).

Observa-se, a partir do exame da figura 50, que a correlação proposta por Serafim & Pereira tem uma aderência razoável aos dados experimentais, com a vantagem de aplicar-se a uma maior faixa de RMR do que as outras duas.

Adicionalmente, é mostrada a tabela 9, que é similar àquela do critério de 1992, porém mostrando os parâmetros de deformabilidade de cada classe de maciço rochoso.

Observe-se, no entanto, que a atual revisão não contempla a existência de maciços rochosos perturbados, sendo indicada para dimensionamentos de aberturas subterrâneas e, segundo Sjoberg (35), haveria uma nota não publicada, na qual Hoek (1994) afirma que:

*“Os efeitos da quebra excessiva devido ao desmonte, ou o alívio de tensões em taludes escavados, ou outro processo qualquer que possa perturbar o intertravamento entre as partículas componentes do maciço rochoso, deveria ser considerado através da utilização de um valor mais baixo de RMR”.*

O problema colocado agora seria qual o procedimento a ser utilizado para se diminuir o valor de RMR. Talvez o tenhamos na próxima revisão do critério de Hoek & Brown.

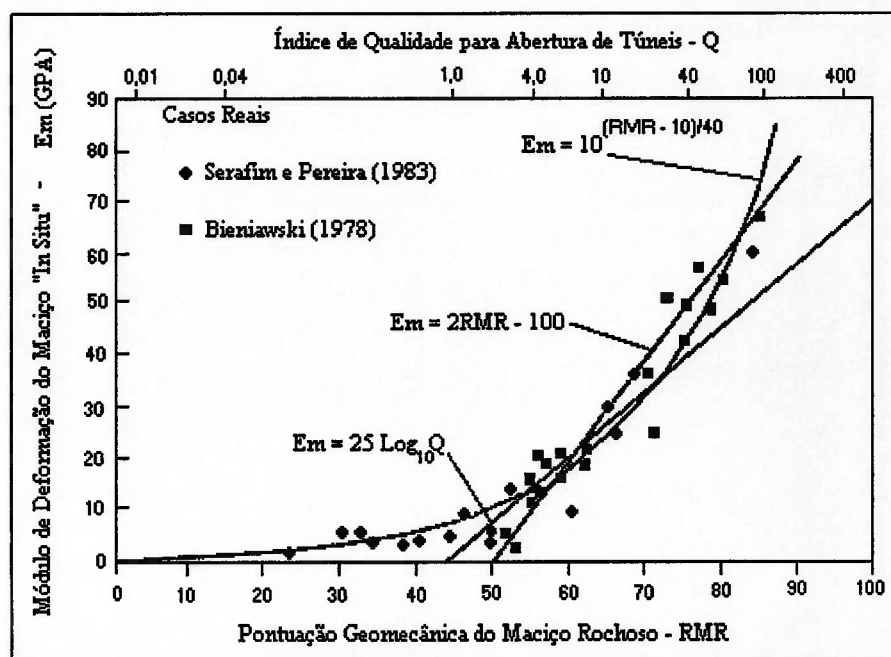
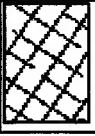





Figura 50 – Correlações entre RMR e Q com o Módulo de elasticidade de maciços rochosos, segundo Bieniawski, Serafim & Pereira, e Barton – *Apud* Hoek, Kaiser & Bawden (31).



**Tabela 9 – Estimativa dos valores das constantes  $m_b/m_i$ ,  $s$ ,  $a$ , Módulo de Deformação  $E_m$  (em GPa), e do Coeficiente de Poisson  $\nu$  para o critério de Hoek & Brown generalizado (1995), baseando-se na estrutura do maciço rochoso e nas condições das superfícies das discontinuidades – Valores para maciço não-perturbado. - *Apud Hoek, Kaiser & Bawden (31)*.**

<b>CRITÉRIO DE RUPTURA DE HOEK &amp; BROWN GENERALIZADO - 1995</b> $\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c (m_b^* (\sigma_3'/\sigma_c) + s)^a$ onde: $\sigma_1'$ = Tensão efetiva principal maior na condição de ruptura; $\sigma_3'$ = Tensão efetiva principal menor na condição de ruptura; $\sigma_c$ = Resistência à compressão uniaxial das amostras de rocha intacta do maciço; $m_b$ , $s$ e $a$ - São constantes que dependem da composição, estrutura e condições de superfície das discontinuidades do maciço.		CONDIÇÕES DA SUPERFÍCIE DAS DESCONTINUIDADES	MUITO BOA - Rocha fresca, superfície muito rugosa.	BOA - Superfície ligeiramente alterada, superfície rugosa, pouca a nenhuma abertura, sem preenchimento.	MÉDIA - Rocha moderadamente alterada, superfície pouco rugosa.	RUÍM - Rocha alterada, superfícies lisas, superfícies das discontinuidades com cobertura compacta ou com preenchimento de fragmentos rochosos angulosos.	MUITO RUÍM - Rocha bastante alterada, superfícies lisas a polidas, preenchimento ou cobertura das discontinuidades de argila pouco resistente.
ESTRUTURA DO MACIÇO							
	<b>FRATURADO</b> - blocos bastante bem intertravados, maciço não-perturbado consistindo de blocos com formato aproximadamente cúbico, constituídos por três conjuntos de discontinuidades.	$m_b/m_i$	0,60	0,40	0,26	0,16	0,08
		$s$	0,190	0,062	0,015	0,003	0,0004
		$a$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
		$E_m$	75.000	40.000	20.000	9.000	3.000
		$\nu$	0,20	0,20	0,25	0,25	0,25
		GSI	85	75	62	48	34
	<b>MUITO FRATURADO</b> - blocos intertravados, maciço parcialmente perturbado com blocos angulares multifacetados formados por quatro, ou mais, conjuntos de discontinuidades.	$m_b/m_i$	0,40	0,29	0,16	0,11	0,07
		$s$	0,062	0,021	0,003	0,001	0,000
		$a$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,53
		$E_m$	40.000	24.000	9.000	5.000	2.500
		$\nu$	0,2	0,25	0,25	0,25	0,3
		GSI	75	65	48	38	25
	<b>FRATURADO/INTRUDIDO</b> - maciço dobrado e fraturado, conjuntos distintos de juntas se interceptando formando blocos angulares.	$m_b/m_i$	0,24	0,17	0,12	0,08	0,06
		$s$	0,012	0,004	0,001	0	0
		$a$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,55
		$E_m$	18.000	10.000	6.000	3.000	2.000
		$\nu$	0,25	0,25	0,25	0,3	0,3
		GSI	60	50	40	30	20
	<b>TRITURADO</b> - pouco intertravamento de blocos, maciço bastante quebrado formando uma mistura de blocos angulares e arredondados.	$m_b/m_i$	0,17	0,12	0,08	0,06	0,04
		$s$	0,004	0,001	0,000	0	0
		$a$	0,5	0,5	0,5	0,55	0,60
		$E_m$	10.000	6.000	3.000	2.000	1.000
		$\nu$	0,25	0,25	0,3	0,3	0,3
		GSI	50	40	30	20	10



## DISCUSSÃO E CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO DO CRITÉRIO DE HOEK & BROWN

Após a exposição anterior, provavelmente a principal dúvida remanescente seja a de qual dos critérios da revisão histórica deva se utilizar para a análise de estabilidade de taludes em minas a céu aberto, uma vez que, se por um lado a revisão de 1988 introduziu os conceitos de maciço perturbado e não-perturbado, por outro lado as revisões de 1992 e 1995 não contemplaram tal subdivisão. Ao mesmo tempo, uma das justificativas para a revisão de 1992 é a de considerar-se uma resistência à tração nula na envoltória de ruptura, ao invés de um certo valor diferente de zero, como no critério original.

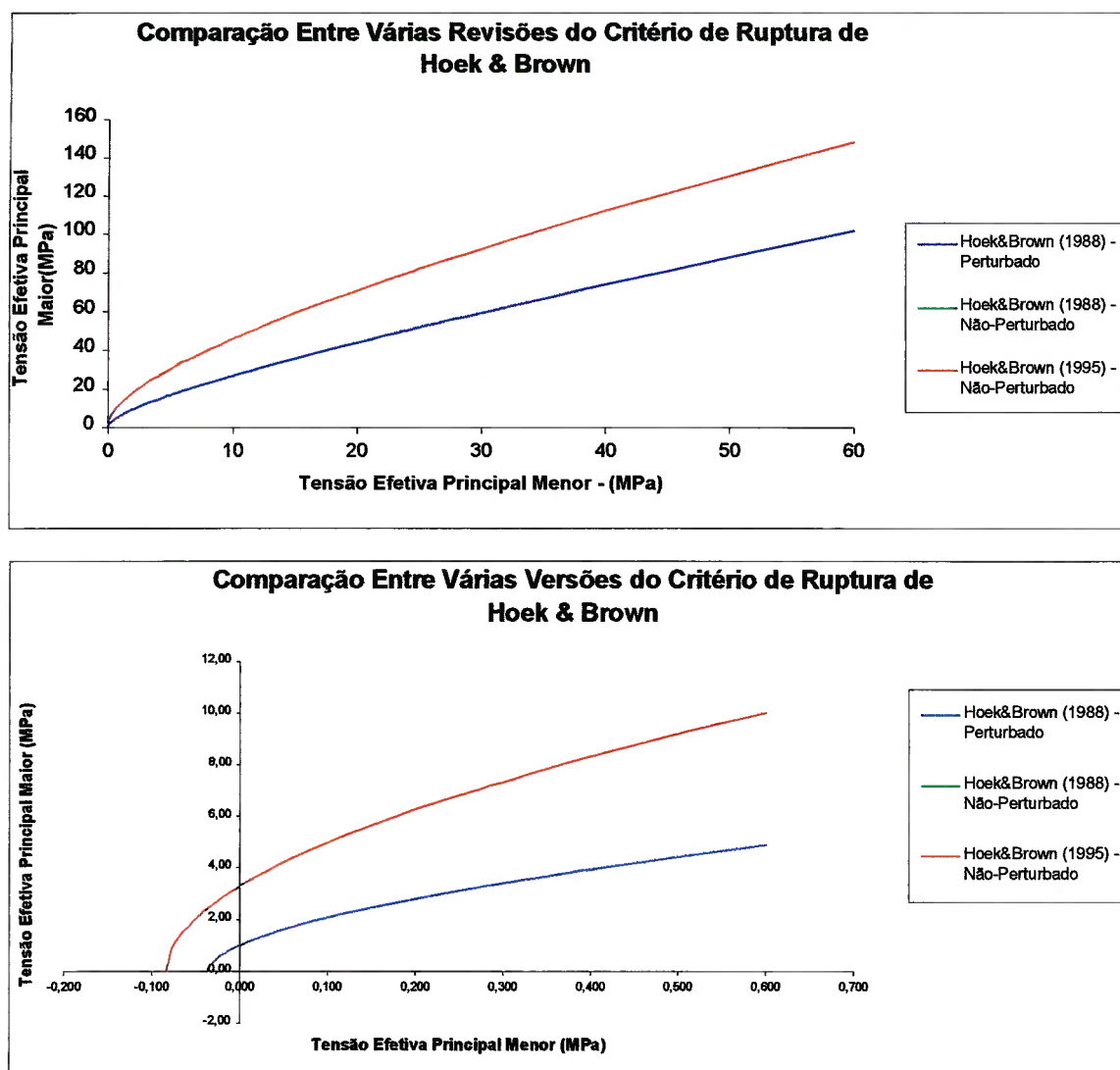
Para efeito de exposição e análise, tais questões serão subdivididas em critério de 1988 *versus* critério modificado em 1995 (mais abrangente). Para tanto serão gerados gráficos mostrando as duas envoltórias para dois materiais distintos, a saber:

A. O primeiro deles é o maciço de Máfica Semi-Alterada (A3/R1 – ver capítulo 3) da mina de N4E, em Carajás, e é tal material representativo daqueles com GSI maior do que 25 (revisão de 1995), cujos parâmetros para classificação são os seguintes:

$RMR_{76}$ : 58;

$\sigma_c$ : 34 MPa;

$m_i$ : 17.



**Figura 51 – Critérios de ruptura de Hoek & Brown de 1988 para maciços perturbados e não-perturbados, assim como a envoltória segundo o critério generalizado de 1995 para maciço não-perturbado, para maciços com GSI > 25.**

Observe-se a partir da figura 51 que, admitindo-se a Máfica Decomposta A3/R1 como representativa dos materiais com GSI>25, a envoltória de 1988 coincide com a da revisão de 1995 para maciços não-perturbados, conforme citado anteriormente no texto, não havendo diferença alguma em utilizar-se um, ou outro critério.

Adicionalmente, são exibidas duas faixas de tensões normais principais de ruptura para melhor ilustrar as diferenças entre as referidas envoltórias. A diferença mais significativa diz respeito à escolha entre as abordagens para maciços não-perturbados, ou aquela para maciços considerados perturbados, ou com o intertravamento entre partículas destruído, pouco significativo. Observe-se que para definição de quais condições considerar na referida escolha, algumas hipóteses devem ser consideradas, a saber:

- 1º. Amplitude da área afetada pelo desmonte de rochas da última fatia a ser lavrada na configuração final do talude, que guarda estreita relação com os métodos e equipamentos utilizados na operação de lavra (porte das perfuratrizes, execução de desmonte escultural, etc.);
- 2º. Estado de tensões de equilíbrio após a lavra da última fatia da configuração final do referido talude.

Deve-se considerar que ambos os aspectos acima dependem também de qual seria a superfície crítica de ruptura, uma vez que quanto maior a profundidade na qual tal superfície se encontre, maiores seriam as tensões normais envolvidas no problema e, portanto, maior o intertravamento entre as partículas. Outro aspecto diz respeito à influência das tensões virgens do maciço, porque o estado de equilíbrio de tensões normais é dependente também do nível inicial destas tensões antes da escavação. Tais considerações indicam na verdade um método iterativo para a abordagem do problema, já que é praticamente impossível conhecer-se de antemão o nível de tensão

a que deve estar sujeita a superfície crítica de ruptura, nem qual será tal superfície, uma vez que esta também depende de qual envoltória de resistência seja considerada.

Na ausência de qualquer informação, uma abordagem conservadora seria a de se considerar a envoltória de resistências do maciço perturbado, e efetuar-se as revisões pertinentes ao projeto assim que estivessem disponíveis as informações complementares a respeito dos parâmetros reais de deformabilidade do maciço, assim como os dados referentes ao estado de tensões virgens.

**B.** O segundo material seria um maciço hipotético, que representaria aqueles com  $GSI < 25$ , cujos parâmetros de classificação seriam:

$RMR_{76}$ : 22;

$\sigma_c$ : 30 MPa;

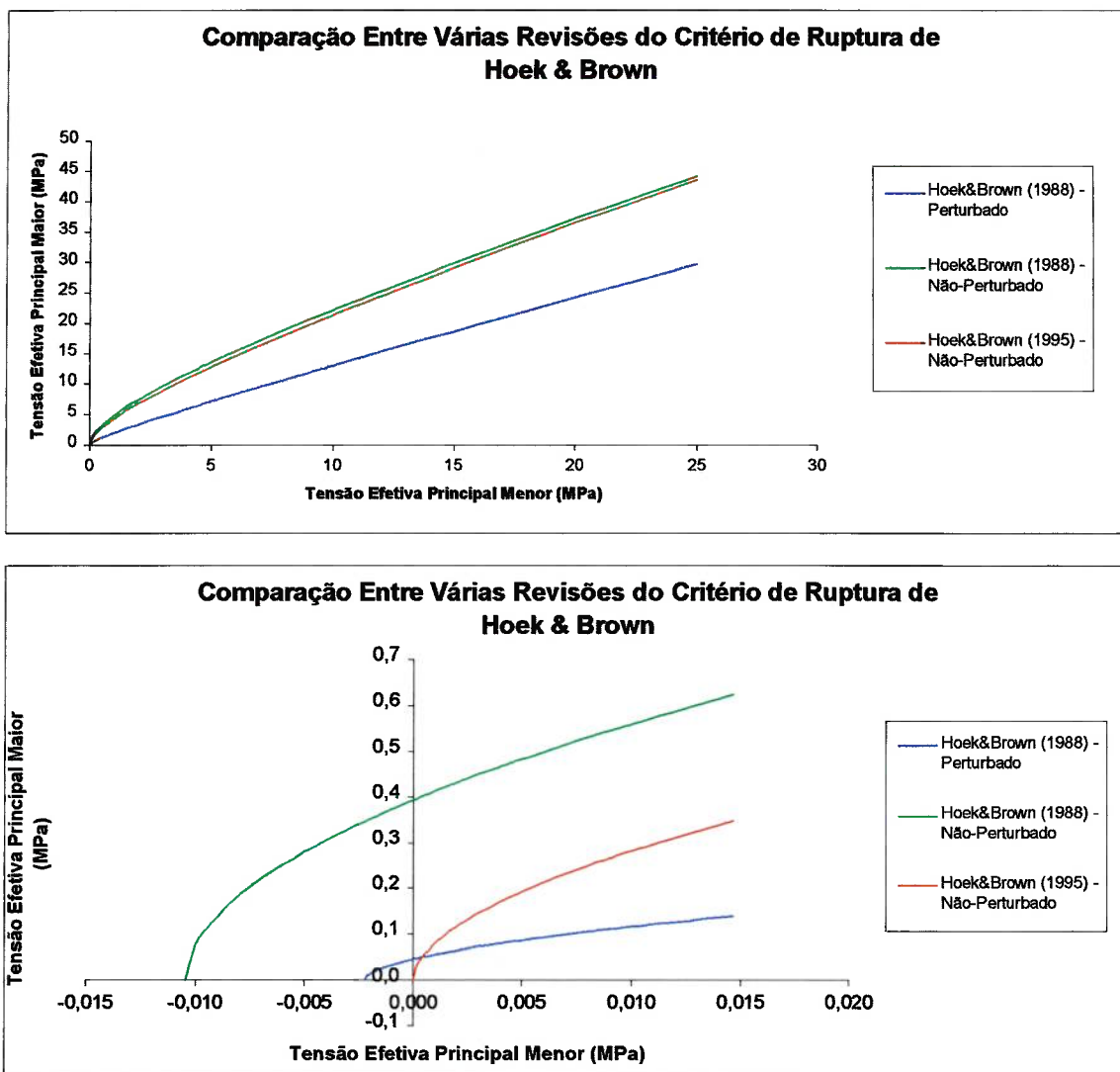
$m_i$ : 8.

Utilizando-se tais parâmetros, as envoltórias de ruptura seriam aquelas apresentadas na figura 52. Observe-se que, de maneira similar aos materiais com  $GSI > 25$ , são exibidas duas faixas de tensões normais principais de ruptura para melhor ilustrar as diferenças entre as referidas envoltórias.

Através do exame da referida figura, constata-se que a envoltória da revisão de 1995 é idêntica àquela proposta na revisão de 1992, na qual a resistência à tração é nula. Se por um lado tal hipótese é razoável, uma vez que a resistência à tração de maciços rochosos fraturados é geralmente muito baixa, por outro lado não é razoável a resistência à compressão também ser admita como nula, conforme indicado na mesma envoltória, mesmo para maciços bastante fraturados. Observa-

se, no entanto, que exceto na região próxima à origem a envoltória de ruptura do critério de 1995 é bastante semelhante à do critério de 1988 para maciços não perturbados.

Uma abordagem alternativa seria a de se considerar a envoltória de 1988, do maciço não-perturbado, sujeita a uma limitação na sua resistência à tração (*tension cut off*), sendo válidos os mesmos comentários do item anterior para a escolha entre as envoltórias para maciços perturbados e não-perturbados.



**Figura 52 – Critérios de ruptura de Hoek & Brown de 1988 para maciços perturbados e não-perturbados, assim como a envoltória segundo o critério generalizado de 1995 para maciço não-perturbado.**

Mais importante do que a escolha de qual versão do critério de ruptura de Hoek & Brown considerar e qual o estado do maciço deve ser admitido (perturbado, ou não-perturbado), é reconhecer previamente o campo de aplicação do referido critério, ou seja:

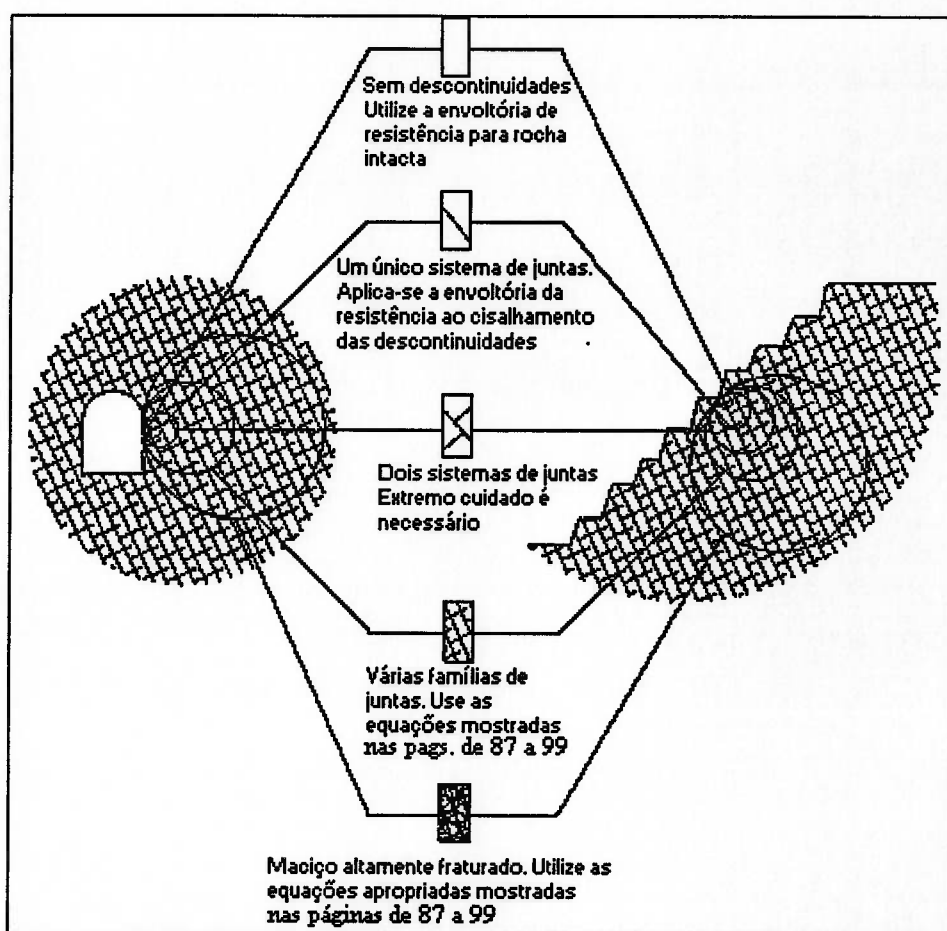
As envoltórias de ruptura de Hoek & Brown somente poderão ser utilizadas para a rocha intacta, ou para maciços rochosos fraturados que possam ser considerados homogêneos e isotrópicos, ou seja, com as mesmas propriedades, independentemente da direção considerada.

Tal critério não pode ser aplicado a rochas altamente xistosas, tais como ardósia, ou a maciços nos quais as propriedades são controladas por um único conjunto de descontinuidades, tal como planos de acamamento. Nesses casos, o critério de Hoek & Brown somente se aplica à rocha intacta, e a resistência das descontinuidades deve ser considerada de acordo com o discutido nas primeiras páginas do item 2.4.2 deste trabalho.

Quando ocorrerem duas famílias de juntas no maciço, o critério de Hoek & Brown pode ser usado com extrema cautela, dado que nenhum dos dois conjuntos citados anteriormente exerça influência dominante sobre o comportamento do maciço. Como exemplo, há aquele onde uma das duas famílias de juntas é preenchida por argila, fazendo com que um conjunto de descontinuidades seja muito menos resistente do que o outro, recaindo-se no exposto no parágrafo anterior. Por outro lado, caso ambos os conjuntos de descontinuidades possuam características semelhantes, e a formação de regiões de instabilidade em forma de cunha seja improvável, então pode-se utilizar a

referida envoltória, com um tratamento equivalente àquele dado quando os parâmetros estão próximos aos do canto superior esquerdo da tabela 9.

Como ilustração da discussão dos parágrafos anteriores pode-se ver a figura 53, a seguir:



**Figura 53 – Ilustração dos campos de aplicação para o critério de ruptura de Hoek & Brown. – Apud Hoek, Kaiser & Bawden (31).**

## 2.5 – INFLUÊNCIA DAS TÉCNICAS DE DESMONTE DE ROCHAS

Como se pode verificar no item anterior, a envoltória de ruptura para maciços perturbados, ou não-perturbados, pode variar de maneira significativa, redundando em ângulos de estabilidade mais inclinados, ou menos, dependendo das hipóteses assumidas com relação ao intertravamento entre as partículas ou blocos do referido maciço. Portanto, dado que as condições de intertravamento podem ser bastante afetadas pela técnica de desmonte de rochas utilizada, deve-se procurar minimizar a geração de fraturas, ou a abertura das já existentes, através das vibrações advindas de explosivos em áreas próximas ao limite final da cava em processo de lavra.

Observe-se, entretanto, que nem sempre o maciço menos perturbado significará necessariamente uma menor produtividade das máquinas de carregamento, em função de uma pior fragmentação. Segundo Ashby (36), os parâmetros que podem ser variados a fim de que se obtenha uma performance apropriada no desmonte de rochas são os seguintes:

- Malha de perfuração;
- Tipos de explosivo;
- Método de carregamento do explosivo;
- Controle da linha de furos mais próxima à face livre;
- Metodologia aplicada ao dimensionamento dos retardos;
- Desmonte de produção e escavação em áreas adjacentes ao limite final;
- Desmonte controlado da parede da cava final.



O exame em mais detalhe de cada um dos itens anteriormente apontados por Ashby está fora do escopo deste trabalho, também em função de que, como apontado por Oriard (37), apesar de haver alguns modelos matemáticos que tentam descrever o comportamento das rochas quando sujeitas à ação de explosivos, a determinação da combinação de parâmetros, que efetivamente irá satisfazer às necessidades da produção, e de perturbação do maciço ainda depende fortemente de propriedades intrínsecas a cada rocha, não se podendo dispensar o estágio de calibração de tais modelos, ou ainda o desenvolvimento de relações específicas do local de aplicação.

Observe-se que nem sempre, por mais otimizados que sejam os esquemas de perfuração e detonação dos fogos de produção, as perturbações induzidas no maciço remanescente são satisfatórias, fazendo com que seja necessário desenvolver processos distintos, tanto para os fogos de produção, quanto para os de acabamento das paredes da cava final.

Dentre os vários métodos existentes para os fogos de acabamento, Hoek & Bray (29) ressaltam os seguintes:

- Desmonte amortecido (*Buffer blasting* ou *Cushion blasting*)
- Desmonte escultural. (*Smooth blasting* ou *Contour blasting*)
- Prefissuramento (*Pre-split blasting*).

### 2.5.1 – DESMONTE AMORTECIDO

Segundo Olofsson (38), a técnica do desmonte amortecido foi inicialmente introduzida no Canadá, consistindo da perfuração de uma única linha de furos e do carregamento das cargas intercaladas com o tamponamento de maneira a “amortecer” o choque advindo da detonação do explosivo, minimizando o fissuramento e as tensões de tração. Neste esquema de desmonte, todas as cargas devem ser detonadas sem nenhum retardo, ou tempo de retardo mínimo entre os vários furos. Observe-se pela figura 54 que somente se pode detonar esta última linha de furos, após todos os fogos de produção terem sido detonados e escavados.

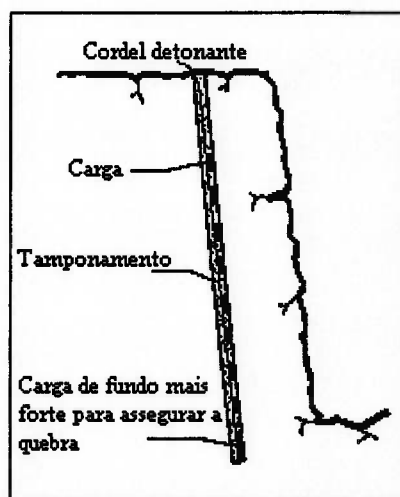


Figura 54 – Esquema ilustrativo de desmonte amortecido – *Apud* Olofsson (38).

### **2.5.2 – DESMONTE ESCULTURAL**

Segundo o mesmo autor, o desmonte escultural foi desenvolvido e refinado na Suécia nos anos 50 e 60, possuindo basicamente o mesmo princípio do desmonte amortecido, não sendo necessária, no entanto, a detonação de somente uma linha de furos.

Os explosivos indicados para tal tipo de desmonte são aqueles com baixa velocidade de detonação e baixa geração de gases (ver figura 55), sendo os furos de contorno os últimos a serem detonados na sequência de iniciação (ver figura 56). Os furos de contorno devem ter uma menor razão de carga, por isso é necessário um menor espaçamento entre eles para um bom desempenho do desmonte. Observe-se que não somente os furos de contorno deverão ter uma razão de carga menor, mas aqueles adjacentes aos furos anteriormente citados também poderão ter de ser carregados com menor quantidade de explosivos (ver figura 57).

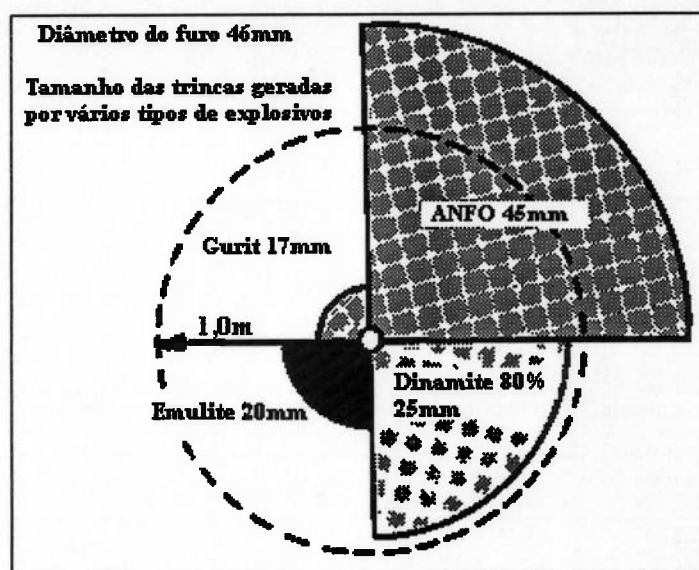


Figura 55 – Ilustração da influência do tipo de explosivo na geração de fissuras a partir da detonação – *Apud* Olofsson (38).

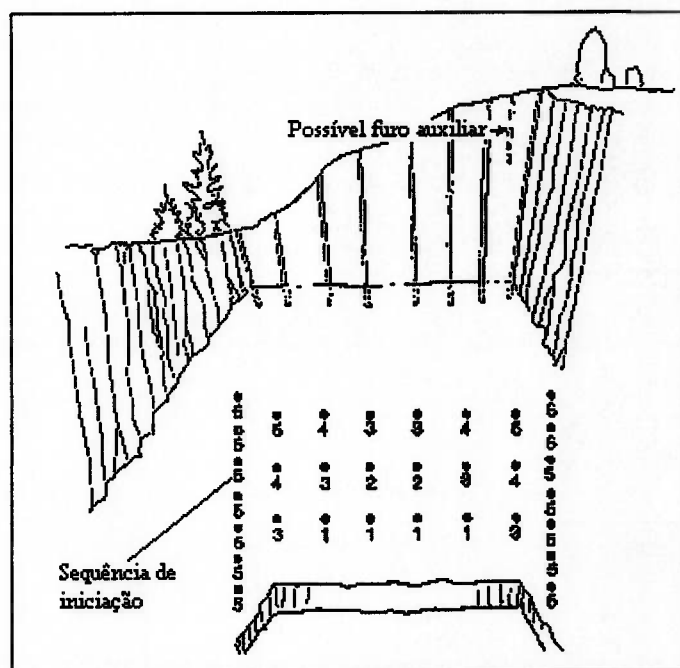


Figura 56 – Exemplo da sequência de detonação num desmonte escultural – *Apud* Olofsson (38).

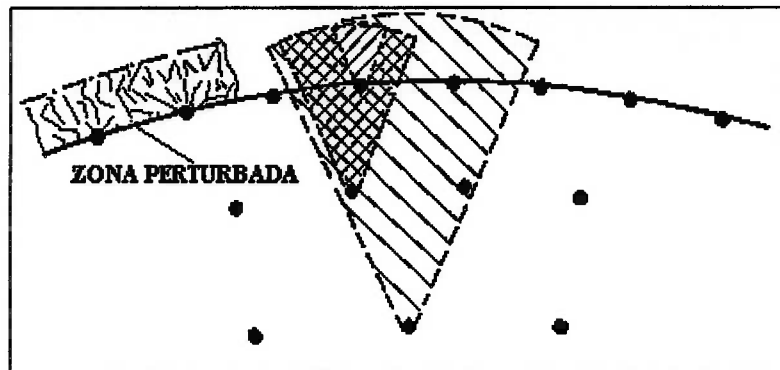


Figura 57 – Ilustração da importância do correto carregamento dos furos adjacentes ao contorno da escavação – *Apud* Olofsson (38).

### 2.5.3 – PREFISSURAMENTO

O princípio do prefissuramento é isolar a área do desmonte do restante do maciço através da geração de uma trinca artificial ao longo do contorno da escavação. Isto é conseguido através da perfuração de uma única linha de furos pouco espaçados ao longo do perímetro do desmonte, e, neste caso, o prefissuramento difere dos dois métodos anteriormente citados, na medida em que os furos de prefissuramento são os primeiros a ser detonados. Algumas vezes, o prefissuramento do perímetro é efetuado antes da perfuração do desmonte principal (ver figura 58).

A teoria do prefissuramento é que, quando as ondas de choque de cargas detonadas simultaneamente colidem, ocorre tração na rocha, formando fissuras na rede entre os furos. Por essa razão, é importante que as cargas sejam detonadas simultaneamente e o mais próximas possível (ver figura 59).

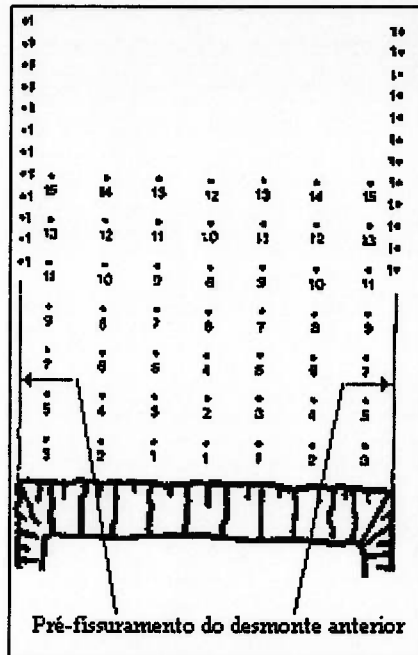


Figura 58 – Ilustração da sequência de detonação do fogo principal e do prefissuramento para o próximo desmorte – *Apud Olofsson (38)*.

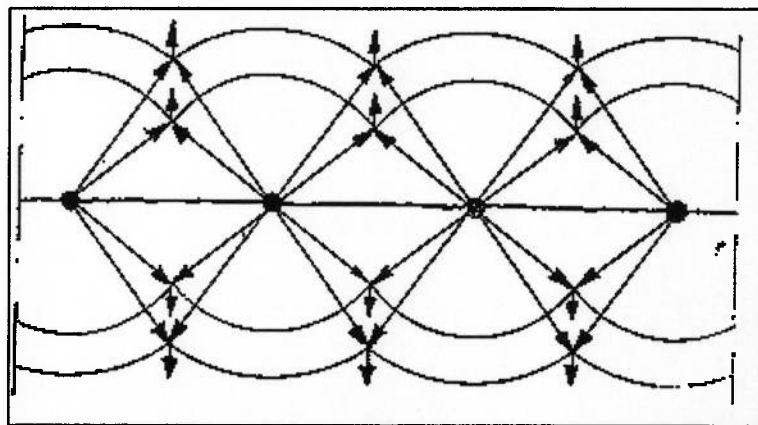


Figura 59 – Ilustração da teoria do pré-fissuramento – *Apud Olofsson (38)*.

Em todos os métodos anteriormente citados, a precisão de perfuração é fator crítico para o sucesso do arranjo de desmorte, não sendo tolerados grandes desvios dos furos.

## 2.6 – MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Após ter discorrido sobre a importância do modelo geológico estrutural, os modos de falha mais comumente encontrados nos taludes de minas a céu aberto, a importância da correta definição das condições hidrogeológicas, os procedimentos indicados para amostragem e ensaios geotécnicos para solos e rochas e da estimação das envoltórias de ruptura para maciços rochosos, faltaria ainda a reunião de todas as informações anteriormente citadas para a definição do ângulo de estabilidade mais inclinado possível para um dado talude e um determinado nível de segurança preestabelecido. Tal processo é denominado análise de estabilidade, havendo várias abordagens apropriadas, dependendo da precisão das informações disponíveis e dos recursos materiais colocados à disposição para execução do referido trabalho.

Nos parágrafos seguintes, será apresentada uma breve revisão dos principais métodos que podem ser utilizados para a referida análise de estabilidade, não se pretendendo, todavia, esgotar o assunto em questão.

Serão inicialmente considerados aqueles métodos ditos manuais, ou que prescindem da utilização de computadores para definição da solução do problema e, em seguida, os modelos matemáticos que necessitam - praticamente exigem - a disponibilidade de computadores para o cálculo da anteriormente referida solução. Para isso, no entanto, é de fundamental importância a prévia definição dos modos de ruptura de maior

probabilidade de ocorrência, pois isto condicionará o modelo matemático a ser utilizado na análise.

Inicialmente, faz-se necessário definir o conceito de Fator de Segurança, que é a relação entre as forças que tendem a evitar o movimento do talude e aquelas que tendem movimentá-lo, ou seja:

$$F = \frac{\Sigma \text{Esforços resistentes ao movimento do talude}}{\Sigma \text{Esforços que tendem causar o movimento do talude}}$$

O que define os esforços que tendem a causar o movimento do talude é basicamente o peso de uma dada porção crítica dele, que, por sua vez, é definida ou por uma descontinuidade, ou por uma dada superfície tal que o fator de segurança  $F$  seja mínimo, ou ainda por uma combinação das duas.

Já os esforços resistentes são definidos, no seu limite, pela envoltória de ruptura do material, ou pela envoltória da mesma descontinuidade citada anteriormente, ou por uma combinação dos dois itens anteriores.

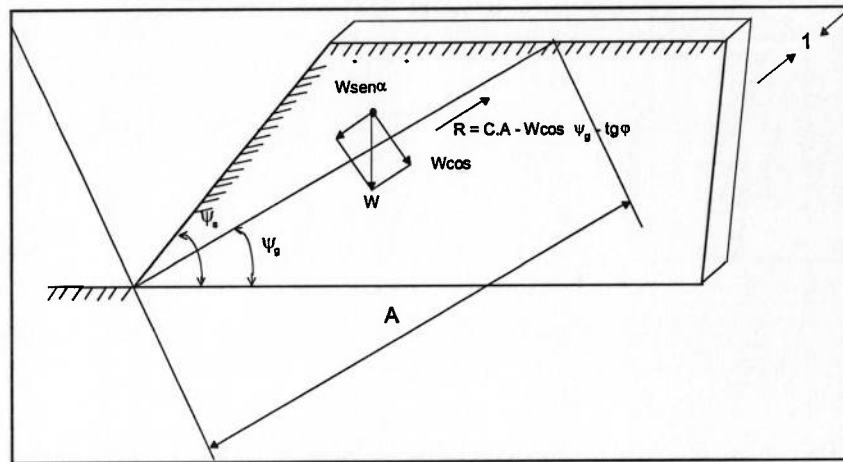
#### **2.6.1 – MÉTODOS MANUAIS – RUPTURAS PLANARES**

A ruptura planar é sempre determinada por uma descontinuidade, ou por um conjunto delas, tais como falhas, juntas, fraturas, acamamentos, foliações, sistemas de juntas, etc. Tais descontinuidades, ou estruturas geológicas, podem condicionar a estabilidade



quando tiverem um mergulho com a mesma direção e menor inclinação do que o mergulho do talude.

O método utilizado para se estimar o fator de segurança é o equilíbrio limite, que é ilustrado na figura 60, a seguir:



**Figura 60 – Ilustração do método de equilíbrio limite em rupturas planares. – Apud Hustrulid & Kuchta (39).**

Neste caso particular, onde não há água nem existem fendas de tração, o fator de segurança  $F$  pode ser calculado como :

$$F = \frac{c.A + W \cos \psi_g \cdot tg \phi}{W \sin \psi_g}$$

onde  $c$  e  $tg \phi$  são calculados para a descontinuidade em questão.

Num caso mais genérico, em que aparecem tanto água quanto fendas de tração, tem-se a situação mostrada na figura 61:

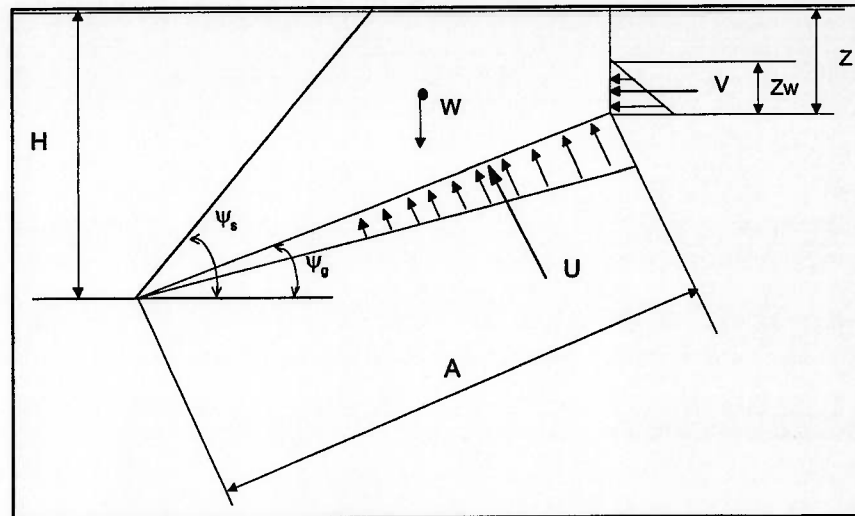


Figura 61 – Ilustração do equilíbrio-limite em rupturas planares com fendas de tração.

O fator de segurança neste caso é :

$$F = \frac{c.A + (W \cos \psi_g - U - V \sin \psi_g) * \operatorname{tg} \phi}{W \sin \psi_g + V \cos \phi_g}$$

sendo :

$$A = (H - Z) / \operatorname{sen} \psi_g$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w * Z_w (H - Z) / \operatorname{sen} \psi_g$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w^2$$

$$W = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * (1 - (Z/H)^2) * \cot g \psi_g - \cot g \psi_s$$

$\gamma_w$  - peso específico da água;

$\gamma$  - peso específico da rocha.

Uma forma mais simples de se calcular o fator de segurança F é através de ábacos desenvolvidos por Hoek, em 1970; tal ábaco está apresentado na figura 62, a seguir:

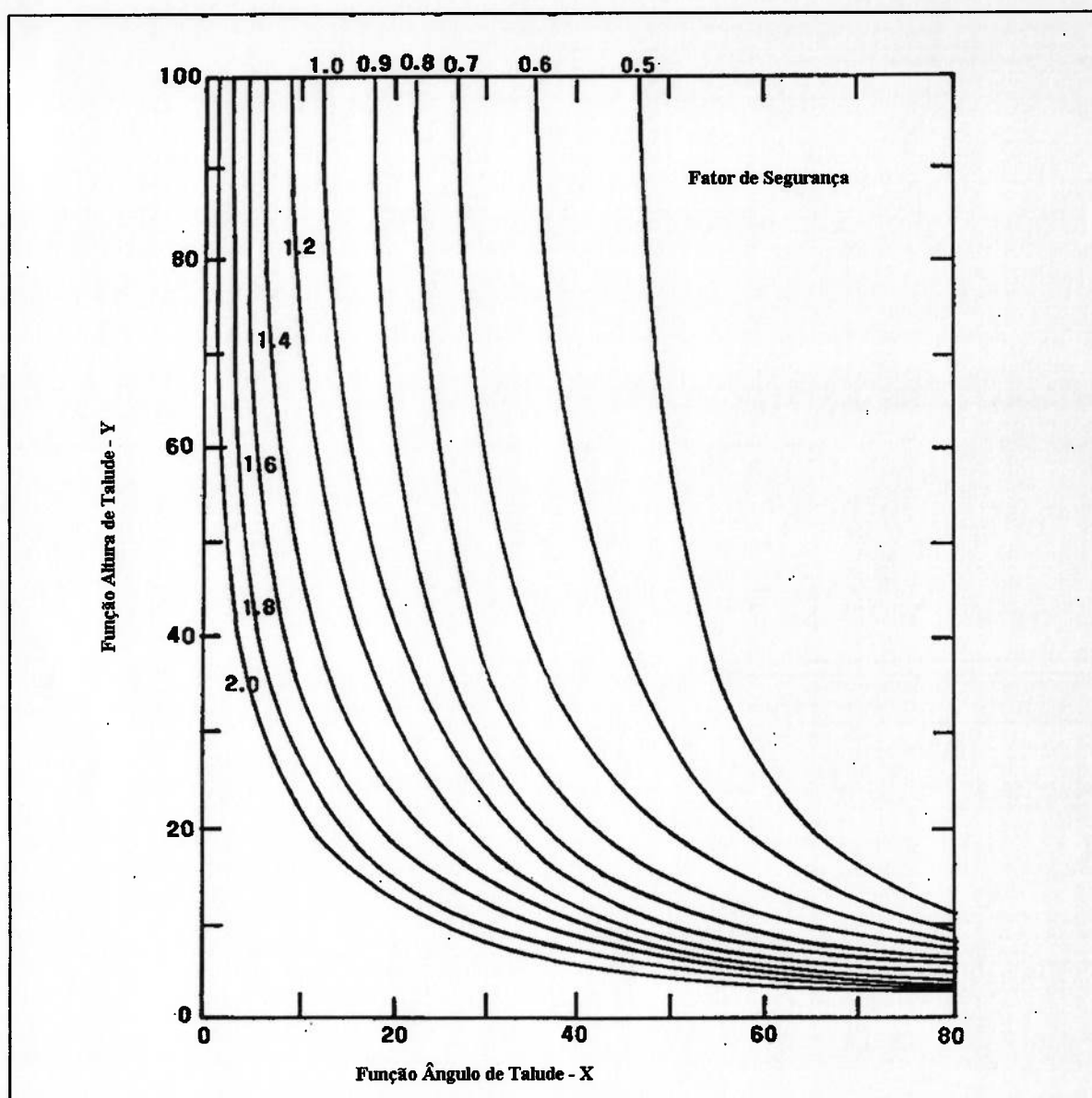


Figura 62 – Ábaco de Hoek para rupturas planares – *Apud* Hustrulid & Kuchta (39).

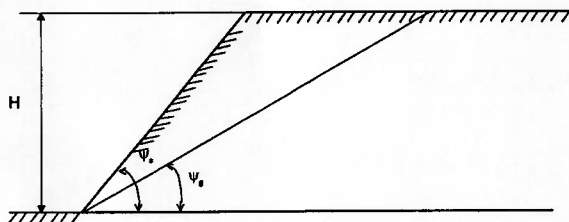
Este ábaco correlaciona duas variáveis, X e Y, que são denominadas, respectivamente, função ângulo de talude e função altura de talude, havendo uma série de curvas, cada qual representando pontos com um mesmo fator de segurança.

Teoricamente, somente quando o fator de segurança for igual a 1,0, haveria a situação de equilíbrio limite, ou seja, a iminência de ruptura de talude. No entanto, como os parâmetros ( $c$  e  $\phi$ ) não são constantes em todo o maciço, há uma certa dispersão de

valores em torno da média, tem-se que, para aplicações práticas, a faixa usual de fatores de segurança está entre 1,2 e 1,3, exatamente para evitar que em áreas onde haja valores de  $c$  e  $\phi$  abaixo da média, haja ruptura.

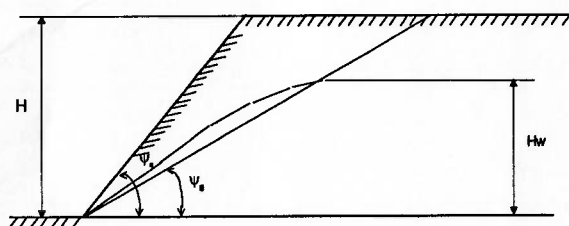
O cálculo de  $X$  e  $Y$  da figura 62 depende da situação simulada, estando apresentados nas figuras 63 e 64, a seguir:

### - FUNÇÃO ÂNGULO DE TALUDE (X):



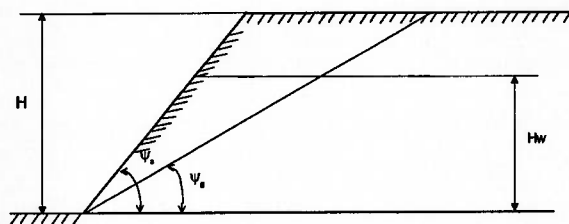
TALUDE DRENADO

$$X = 2 * \sqrt{(\psi_s - \psi_g) * (\psi_g - \phi)}$$



TALUDE COM DRENAGEM PELO PÉ

$$X = 2 * \sqrt{(\psi_s - \psi_g) - \left[ \psi_g - \phi * \left( 1 - 0,1 \left( \frac{H_w}{H} \right) \right) \right]^2}$$

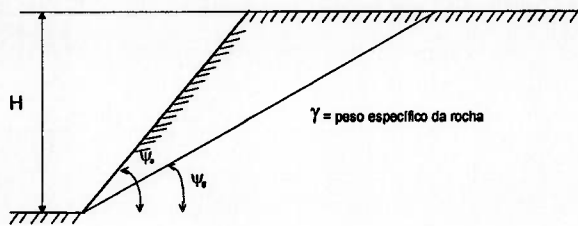


TALUDE PARCIALMENTE SATURADO  
COM FLUXO HORIZONTAL

$$X = 2 * \sqrt{(\psi_s - \psi_g) - \left[ \psi_g - \phi * \left( 1 - 0,5 \left( \frac{H_w}{H} \right) \right) \right]^2}$$

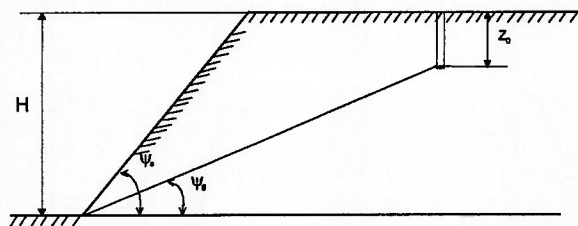
Figura 63 – Função ângulo de talude (X) para várias situações. – *Apud* Hustrulid & Kuchta (39).

**- FUNÇÃO ALTURA DE TALUDE :**



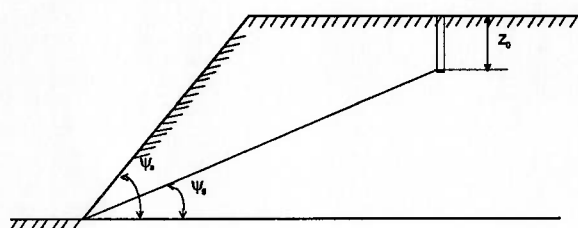
SEM FENDAS DE TRAÇÃO

$$Y = \gamma H/c$$



COM FENDA DE TRAÇÃO SECA

$$Y = \left[1 + \frac{z_0}{H}\right] * \frac{\gamma H}{c}$$



COM FENDA DE TRAÇÃO  
TOTALMENTE PREENCHIDA POR ÁGUA

$$Y = \left[1 + \frac{3z_0}{H}\right] * \frac{\gamma H}{c}$$

**Figura 64 – Função altura do talude (Y) para várias situações. – Apud Hustrulid & Kuchta (39).**

Como exemplo, tem-se um talude em máfica sã (ver capítulo 3), com maciço possuindo a envoltória definida por  $c = 150$  MPa e  $\phi = 48^\circ$ , com altura de 200 m. Sabe-se que há uma falha, que se inicia no pé do talude e tem ângulo de mergulho de  $30^\circ$ . Admitindo-se que a referida falha possa ser aproximada por um plano com a mesma direção do talude, qual seria o ângulo de talude médio  $\psi_s$ , que resultaria num fator de segurança de 1,2 ? Adicionalmente, sabe-se que testes de cisalhamento efetuados em amostras do material da zona definida pela falha resultaram em  $\phi = 21^\circ$  e  $c = 0,08$  MPa, e que o peso específico da máfica sã é de  $22 \text{ KN/m}^3$  (ver figura 65).

Solução :

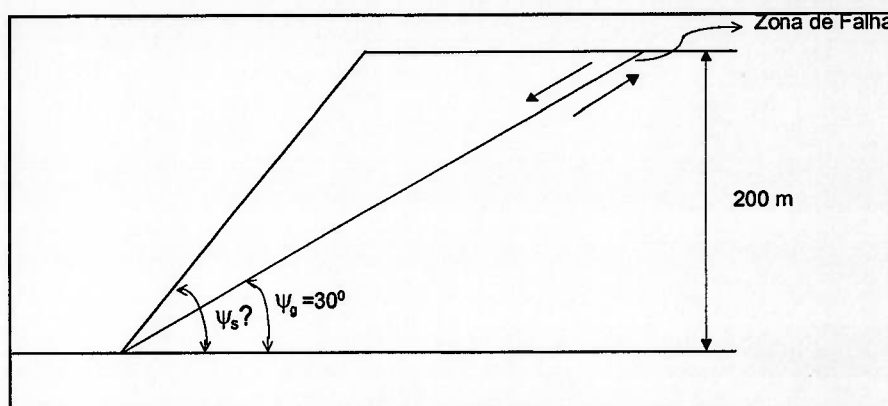


Figura 65 – Exemplo para ilustrar a utilização dos ábacos de Hoek.

$$Y = \frac{\gamma H}{c} \Rightarrow \frac{22 * 10^3 * 200}{0,08 * 10^6} = 55$$

PARA  $F = 1,2$ , DO ÁBACO TEM-SE

QUE  $X = 13$ , DAÍ TEM-SE :

$$13 = 2 * \sqrt{(\psi_s - 30^\circ) * (30 - 21)} \Rightarrow \psi_s \cong 35^\circ$$

- Note-se que :

utilizou-se  $c$  e  $\phi$  da zona de falha, e não do maciço.

## 2.6.2 - MÉTODOS MANUAIS - RUPTURA ROTACIONAL

Tais rupturas ocorrem quando o talude é escavado em solo, ou rochas, nas quais as propriedades mecânicas não são condicionadas por nenhuma característica estrutural definida. Tal tipo de ruptura é importante, quando se considera a estabilidade de :

- taludes muito altos, ou aqueles nos quais as feições estruturais são assumidas estar distribuídas aleatoriamente;
- bancadas, ou cortes em solo;

- barragens de rejeito;
- depósitos de estéril.

Para ilustrar o primeiro dos casos citados, é importante citar que o modo de ruptura depende da escala considerada, conforme se pode concluir, a partir do exposto no item 2.1.1 anterior.

Uma maneira de se calcular a estabilidade de taludes nos quais se admita o mecanismo de ruptura circular, é a dos ábacos de Hoek & Bray, que utilizaram o método de Bishop simplificado e desenvolveram os referidos nomogramas para facilitar o cálculo do fator de segurança para taludes que obedecessem às seguintes condições:

- a) O material é homogêneo e isotrópico;
- b) A resistência ao cisalhamento é caracterizada por uma coesão,  $c$ , e um ângulo de atrito,  $\phi$ , sendo dada por :

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

- c) A ruptura ocorre ao longo de uma superfície circular passando pelo pé do talude;
- d) Uma fenda de tração vertical ocorre na parte superior do talude;
- e) A localização da fenda de tração é tal que o fator de segurança é mínimo para a geometria do talude e para as condições de nível d'água consideradas.

Para cada uma das cinco condições de nível d'água admitidas, há um nomograma, cuja sequência de utilização é a seguinte (ver figura 66):



- 1) Decidir a respeito da condição de nível d'água que é admitida existir na análise de estabilidade, e escolher aquele ábaco que melhor a descreve (ver figura 67);
- 2) Calcular o valor da relação adimensional,  $c/(\gamma^*Htg\phi)$ , e achar o valor na escala circular externa do ábaco;
- 3) Seguir a linha radial a partir do valor calculado em (2) até sua interseção com a curva que corresponde ao ângulo de talude considerado;
- 4) Achar os valores correspondentes de  $tg\phi/F$ , ou  $c/(\gamma^*H^*F)$ , dependendo do que for mais conveniente, e calcular o fator de segurança.

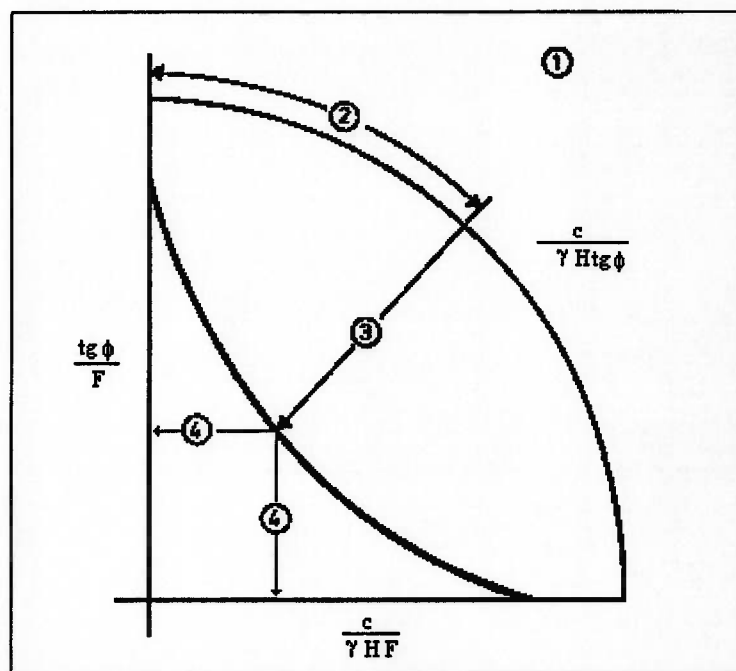


Figura 66 – Ilustração do método para utilização dos ábacos de Hoek & Bray – Apud Hoek & Bray (29).



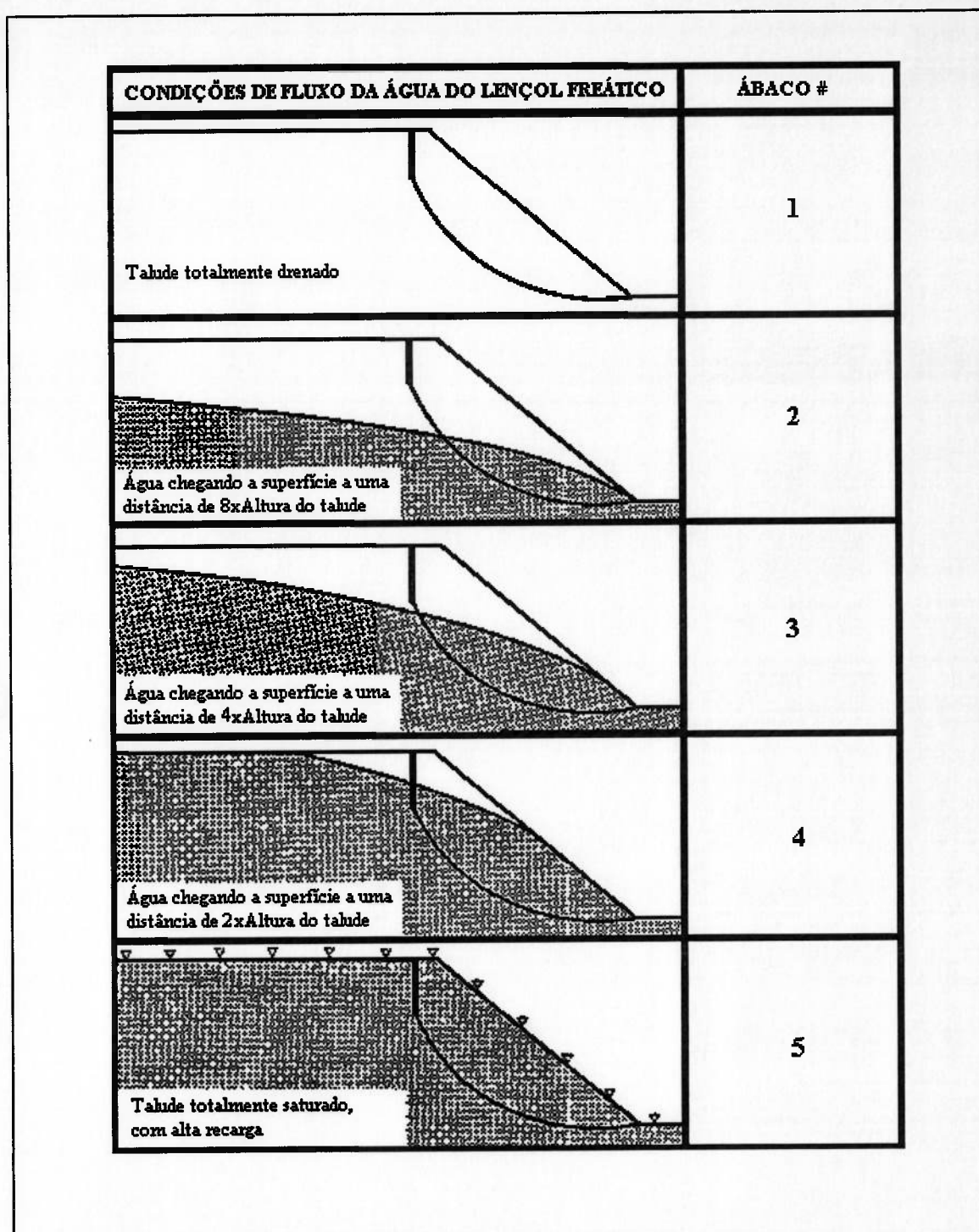


Figura 67 – Ilustração indicando o critério de escolha dos ábacos de Hoek & Bray, dependendo do nível d'água – *Apud* Hoek & Bray (29)

Para as análises de estabilidade do modo de ruptura circular há os ábacos de Hoek & Bray (29), similares àquele utilizado para ruptura planar (ver Apêndice 2), e ainda

segundo Abramson *et al.* (3), a tabela 10 aponta os principais ábacos utilizados para análise de estabilidade, cujas condições de aplicação são:

- 1º. Método do Equilíbrio-Limite em duas dimensões;
- 2º. Taludes compostos por um único material homogêneo;
- 3º. Superfícies de ruptura de formato circular.

**Tabela 10 – Principais ábacos para definição da estabilidade de taludes – Apud Abramson *et al.* (3).**

Autor	Parâmetros Considerados	Faixa de Inclinações dos Taludes Analisados (graus)	Método Analítico	Comentários
Taylor (1948)	$c_u$	0-90	$\phi = 0$	Análise utilizando Tensões Totais
	$c, \phi$	0-90	Círculo de Atrito	Somente taludes secos
Bishop & Morgenstern (1960)	$c, \phi, r_u$	11-26,5	Bishop	Um dos primeiros a considerar o efeito da água
Gibson & Morgenstern (1962)	$c_u$	0-90	$\phi = 0$	Análise utilizando Tensões Totais com $c_u$ , aumentando linearmente com a profundidade; resistência nula na superfície
Spencer (1967)	$c, \phi, r_u$	0-34	Spencer	Círculo passando pelo pé do talude
Janbu (1968)	$c_u$	0-90	$\phi = 0$	Grande série de ábacos considerando efeitos de infiltração e fendas de tração
	$c, \phi, r_u$		Janbu GPS	
Hunter & Sohuster (1968)	$c_u$	0-90	$\phi = 0$	Análise utilizando Tensões Totais com $c_u$ , aumentando linearmente com a profundidade; resistência finita na superfície
Chen & Giger (1971)	$c, \phi$	20-90	Análise Limite	
O'Connor & Mitchell (1977)	$c, \phi, r_u$	11-26	Bishop	Método de Bishop & Morgenstern estendido para incluir o adimensional $N_u = 0,1$
Hoek & Bray (1977)	$c, \phi$	0-90	Círculo de Atrito	Inclui nível d'água e fendas de tração
Cousins (1978)	$c, \phi, r_u$	0-45	Círculo de Atrito	Método de Taylor (1948) estendido
Charles & Soares (1984)	$\phi$	26-63	Bishop	Envoltória de Ruptura não linear $\tau = A\sigma^{-k}$
Barnes (1991)	$c, \phi, r_u$	11-63	Bishop	Extensão do método de Bishop & Morgenstern (1960) para uma faixa maior de ângulos de talude

onde:  $c_u$  – Coesão para a envoltória de Tensões Totais;  
 $c$  e  $\phi$  – Parâmetros da envoltória de tensões de efetivas de Mohr-Coulomb.

### 2.6.3 – MÉTODOS NUMÉRICOS

Apesar de o método das fatias inicialmente proposto por Fellenius não ter sido concebido como um método numérico, suas modificações posteriores, aliadas à popularização do uso de computadores digitais, fez com que atualmente seja praticamente impossível utilizar um Método de Equilíbrio Limite, baseado na idéia inicial da subdivisão da área de interesse em fatias, sem o auxílio de uma ferramenta similar a um programa de computador.

Dada à importância do método, será exposta, nos parágrafos seguintes, a abordagem apresentada por Sharma (40) para o Método Generalizado de Equilíbrio Limite utilizando-se a mesma idéia proposta originalmente por Fellenius, conforme ilustrado na figura 68.

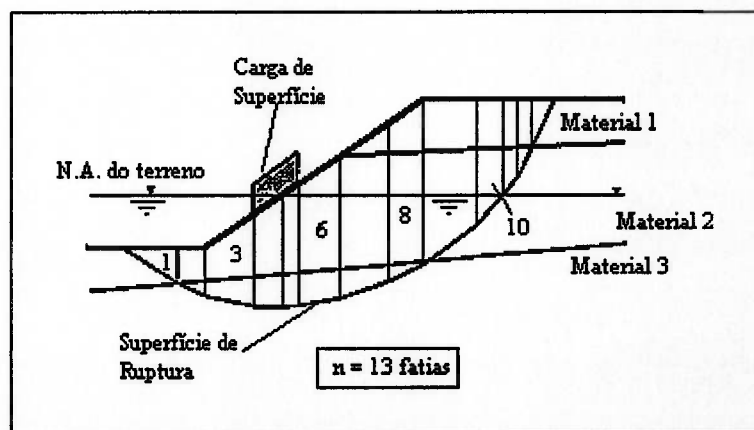


Figura 68 – Divisão da área potencial de instabilidade em fatias – *Apud* Sharma (40).

Cada uma das fatias é afetada por sistema genérico de forças, conforme mostrado na figura 69, onde a denominada *linha de estocada* é a conexão do conjunto de pontos sobre os quais são aplicadas as forças inter-fatias,  $Z_i$ . A localização da linha de estocada pode ser admitida, como no Método Rigoroso de Janbu, ou pode ser determinada, utilizando-se um método rigoroso de análise que satisfaça todas as condições de equilíbrio. Entretanto, os métodos simplificados mais populares, tal como o de Bishop, desprezam a localização das forças interfatias, em função do equilíbrio completo não ser satisfeito para a massa para a qual se está verificando a estabilidade.

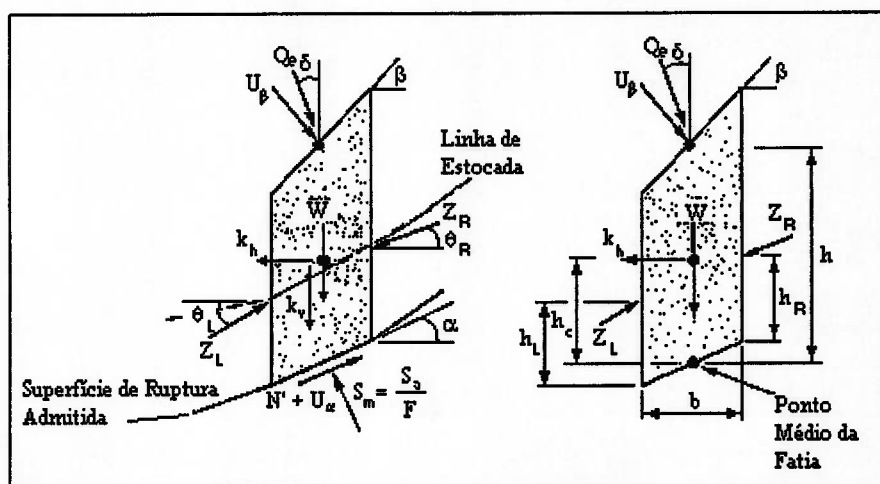


Figura 69 – Forças atuantes numa fatia típica – *Apud Sharma (40)*.

onde:

$F$  – Fator de segurança;

$S_a$  – Resistência disponível =  $c + N' \operatorname{tg} \phi$ ;

$S_m$  – Resistência mobilizada;

$U_\alpha$  – Força de poro-pressão;

$U_b$  – Força da água superficial;

$W$  – Peso da fatia;

$N'$  – Força normal efetiva;

$Q_e$  – Sobrecarga externa;

- $k_v$  – Coeficiente sísmico vertical;
- $k_h$  – Coeficiente sísmico horizontal;
- $Z_L$  – Força interfatias do lado esquerdo;
- $Z_R$  – Força interfatias do lado direito;
- $\theta_L$  – Ângulo de inclinação da força interfatias do lado esquerdo;
- $\theta_R$  – Ângulo de inclinação da força interfatias do lado direito;
- $h_L$  – Altura do ponto de aplicação da força  $Z_L$ ;
- $h_R$  – Altura do ponto de aplicação da força  $Z_R$ ;
- $\alpha$  – Inclinação da base da fatia;
- $\beta$  – Inclinação do topo da fatia;
- $h$  – Altura média da fatia;
- $h_c$  – Altura média do centróide da fatia.

Uma lista das equações e incógnitas para a solução do problema está apresentada na tabela 11, verificando-se que há  $(6n - 2)$  incógnitas e  $4n$  equações, sendo,  $n$ , o número de fatias, resultando que tal sistema é estaticamente indeterminado. Entretanto, é possível obter-se uma solução, desde que o número de incógnitas possa ser diminuído através da admissão de algumas hipóteses simplificadoras. Uma delas é que a força normal atuante na base da fatia seja aplicada no seu ponto médio, que reduz o número de incógnitas para  $(5n - 2)$ , restando ainda  $(n-2)$  hipóteses para tornar o problema determinado.

Segundo Sharma (40), há muitas formulações para o equilíbrio-limite tendo como objetivo a execução de análises de estabilidade de taludes, cada uma delas implementando seu próprio conjunto de hipóteses simplificadoras para obtenção da

solução (ver tabela 12). Ainda segundo o mesmo autor, uma formulação genérica proposta por Fredlund *et al.* (1981) e Chugh (1986) para o problema do equilíbrio limite pode ser desenvolvida para englobar a maior parte dos vários métodos citados anteriormente, podendo ser utilizada para avaliação de superfícies de ruptura circulares e não-circulares. Tendo em vista esta aplicabilidade universal, o método denominado Equilíbrio-Limite Genérico (GLE – *Generalized Limit Equilibrium*) tornou-se um dos mais populares para efetuarem-se análises de estabilidade, e tal procedimento se baseia na seleção de função apropriada (ver figura 70) que descreva a distribuição dos ângulos de aplicação das forças interfatias para satisfazer o equilíbrio completo (as equações de equilíbrio do sistema podem ser vistas no Apêndice 3). Tal método pode ser utilizado para satisfazer tanto o equilíbrio de forças, quanto de momentos ou, se necessário, somente as condições para o equilíbrio de forças.

A maior dificuldade na utilização do GLE está relacionada com a necessidade do usuário verificar a confiabilidade do fator de segurança calculado. Esta complexidade adicional inviabiliza o uso do GLE como método de busca automática da superfície crítica de ruptura, entretanto uma única superfície pode ser analisada e sua solução detalhada pode ser examinada para verificação de quão tal superfície é razoável.

Outros métodos igualmente rigorosos estão disponíveis, tal como o Procedimento Genérico de Janbu para Fatias (*GPS – General Procedure of Slices*), que assume a localização da linha de estocada para o cálculo da condição de equilíbrio, podendo haver problemas de estabilidade numérica que façam que não haja convergência no cálculo do fator de segurança.

**Tabela 11 – Equações e incógnitas relacionadas ao sistema de equilíbrio-limite – Apud Sharma (40).**

EQUAÇÕES	CONDIÇÕES
n	Equilíbrio dos momentos para cada fatia
2n	Equilíbrio de forças em duas direções para cada fatia
n	Relação de Mohr-Coulomb entre as tensões normais efetivas e de cisalhamento
4n	Número Total de Equações
<b>INCÓGNITAS</b>	
1	Fator de Segurança
n	Força normal na base de cada fatia, $\Delta N'$
n	Localização da força normal $\Delta N'$
n	Força de cisalhamento na base de cada fatia, $\Delta S$
n-1	Força inter-fatias, Z
n-1	Inclinação da força inter-fatias, $\Theta$
n-1	Localização das forças inter-fatias (linha de estocada)
6n-2	Número Total de Incógnitas

**Tabela 12 – Comparação entre os vários métodos de equilíbrio-limite – Apud Abramson et al. (3).**

Método	Equilíbrio de Forças		Equilíbrio de Momentos
	x	y	
Método das fatias comum - Fellenius	Não	Não	Sim
Bishop simplificado	Sim	Não	Sim
Janbu simplificado	Sim	Sim	Não
Corpo de Engenheiros - EUA	Sim	Sim	Não
Lowe & Karafiath	Sim	Sim	Não
Janbu generalizado	Sim	Sim	Não
Bishop rigoroso	Sim	Sim	Sim
Spencer	Sim	Sim	Sim
Sarma	Sim	Sim	Sim
Morgenstern-Price	Sim	Sim	Sim



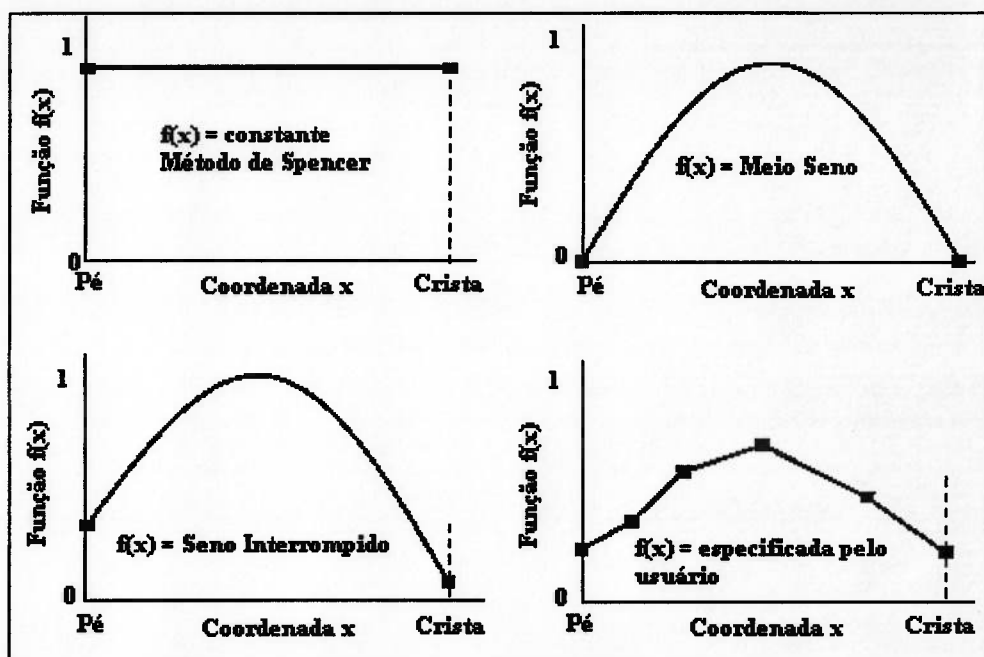


Figura 70 – Funções para descrever as variações nos ângulos de aplicação das forças interfatias (GLE) – *Apud Sharma (40)*.

A despeito da alta utilização dos métodos de equilíbrio-limite, estes não têm como considerar o estado de tensões de equilíbrio do maciço, nem a influência das tensões virgens no referido estado de equilíbrio, havendo outros métodos de análise de estabilidade, tais como o dos Elementos Finitos, ou das Diferenças Finitas, cuja conceituação permite considerar tais aspectos. No entanto, na maioria dos casos, é extremamente difícil obter parâmetros de deformabilidade confiáveis para alimentar tais modelos matemáticos de cálculo de estabilidade, fazendo com que os mesmos tenham uma utilização limitada hoje em dia.



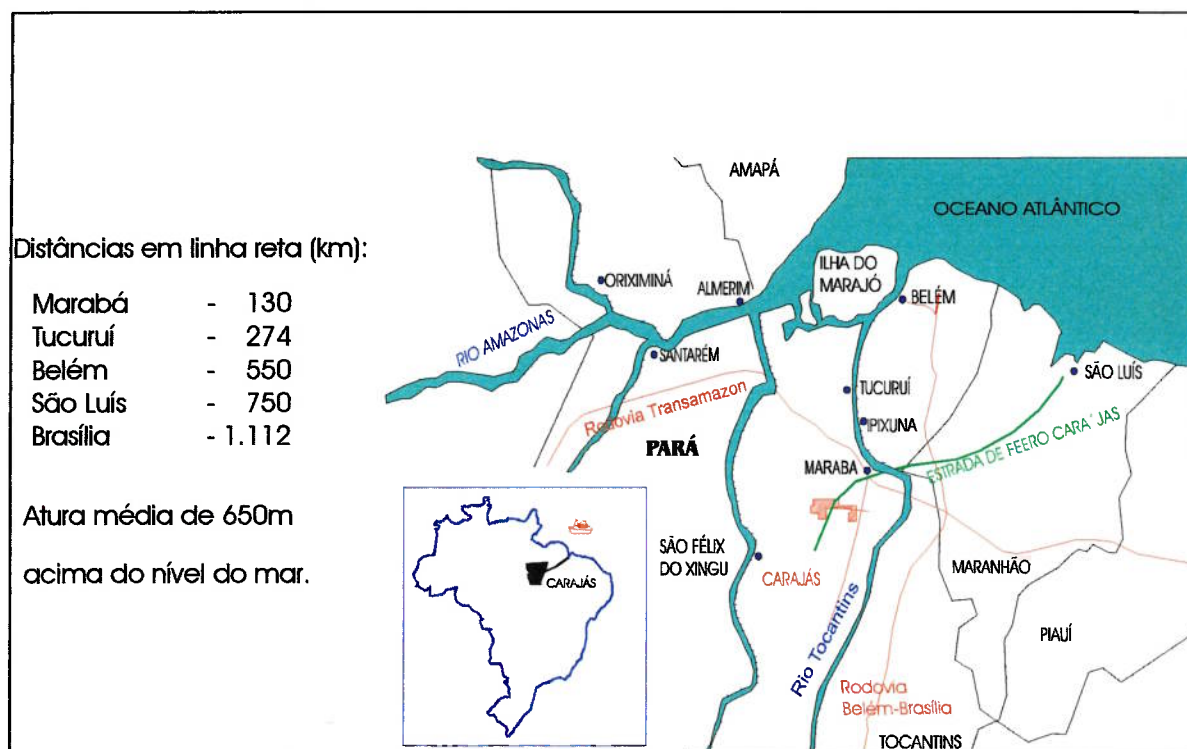
### 3 – METODOLOGIA PROPOSTA

Utilizando-se a mesma sequência de exposição usada na revisão da teoria, o primeiro aspecto a ser analisado é o do modelamento geológico da área de estudo, que é de primordial importância para que se obtenham resultados razoavelmente precisos na determinação dos ângulos de talude desejados.

Dentro do anteriormente citado, o primeiro passo é o do levantamento do modelo estrutural das áreas de interesse para o dimensionamento dos referidos taludes. Obviamente, tal modelo tem estreita relação com a gênese do jazimento e com os eventos tectônicos ocorridos desde a época da sua formação. O referido modelo estrutural fornecerá subsídios, tanto para o processo de classificação de maciços, que irá definir a provável envoltória de ruptura do maciço, quanto para a estimativa do modo de ruptura mais provável de ocorrer, indicando ainda qual das envoltórias deve ser escolhida para a execução das análises de estabilidade pertinentes ao problema (envoltórias de ruptura das descontinuidades ou do maciço).

Para execução dessa tarefa, deve-se utilizar tanto informações provenientes de furos de sonda, quanto de mapeamentos geotécnicos de superfície nos quais as características geotécnicas de interesse são coletadas e analisadas no seu conjunto, a fim de possibilitar a construção dos referidos modelos.

Antes de iniciar-se a ilustração da importância da correta definição do modelo geológico utilizando-se os exemplos relativos à mina de ferro de N4E, em Carajás (ver figura 71), valeria a pena descrever brevemente o ambiente geológico que condicionou os trabalhos de definição dos referidos ângulos de talude.



**Figura 71 – Localização da Serra dos Carajás.**

Os trabalhos de caracterização geológico-geotécnica remontam ao final da década de 60 e início da de 70, quando a Cia. Meridional de Mineração (Consortio entre a CVRD e a US Steel) efetuaram os primeiros trabalhos de Pesquisa Geológica.

A mina de N4E é produto do enriquecimento supergênico da Formação Ferrífera Bandada (BIF), que era composta inicialmente pela rocha denominada Jaspilito (camadas sucessivas de hematita e sílica com granulometria extremamente fina). Como resultado da lixiviação preferencial da sílica, com relação à hematita inicialmente

presente no Jaspilito, obteve-se um minério com alto teor de hematita e que tem características de um material alterado, sendo relativamente friável e com comportamento isotrópico, apesar de a rocha mãe (Jaspilito) apresentar aparência altamente anisotrópica, com acamamento bastante bem definido.

A Formação Ferrífera, anteriormente citada, está localizada entre duas sequências vulcânicas compostas por rochas metabásicas e que, localmente, são denominadas genericamente *Rochas Máficas* (ver figura 72 – seção vertical típica da mina de N4E).

A figura 73 mostra o levantamento geológico estrutural dos corpos de minério de N4E e N4W publicado no Relatório de Pesquisa de Carajás (41), datado de 1972. Ali são mostradas as principais estruturas mapeadas na época, assim como as principais formações da geologia local (Rochas Vulcânicas, ou Metabásicas, de Topo e Base e a Formação Ferrífera). Através da referida figura, verifica-se que a maioria das falhas presentes em N4E é transversal aos taludes, exceto na área Sul da referida mina, onde posteriormente coletaram-se indícios que o contato entre o minério e a rocha vulcânica de base é determinado pela falha ali presente.

Posteriormente, em 1991, conforme relatório interno da CVRD (42), já com a mina de N4E em operação, efetuou-se uma revisão no modelo geotécnico ora existente, tendo-se chegado às conclusões expostas nos parágrafos seguintes.

As principais feições estruturais presentes na mina N4E são:

- Foliações;
- Lineações;

- Zonas de Transcorrência Dúctil;
- Dobras;
- Juntas;
- Falhas;
- Contatos das Rochas *Metabásicas* e *Básicas*, localmente denominadas Máficas.

Destas estruturas, interessará à análise de taludes, a foliação S1, as dobras, as juntas, as falhas e os contatos de *metabásicas* e *básicas*.

São reconhecidos três domínios estruturais designados 1, 2 e 3, separados por duas zonas de transcorrência dúctil dextrais. Estes domínios correspondem a setores de N4E (ver figura 74 – Mapa Estrutural).

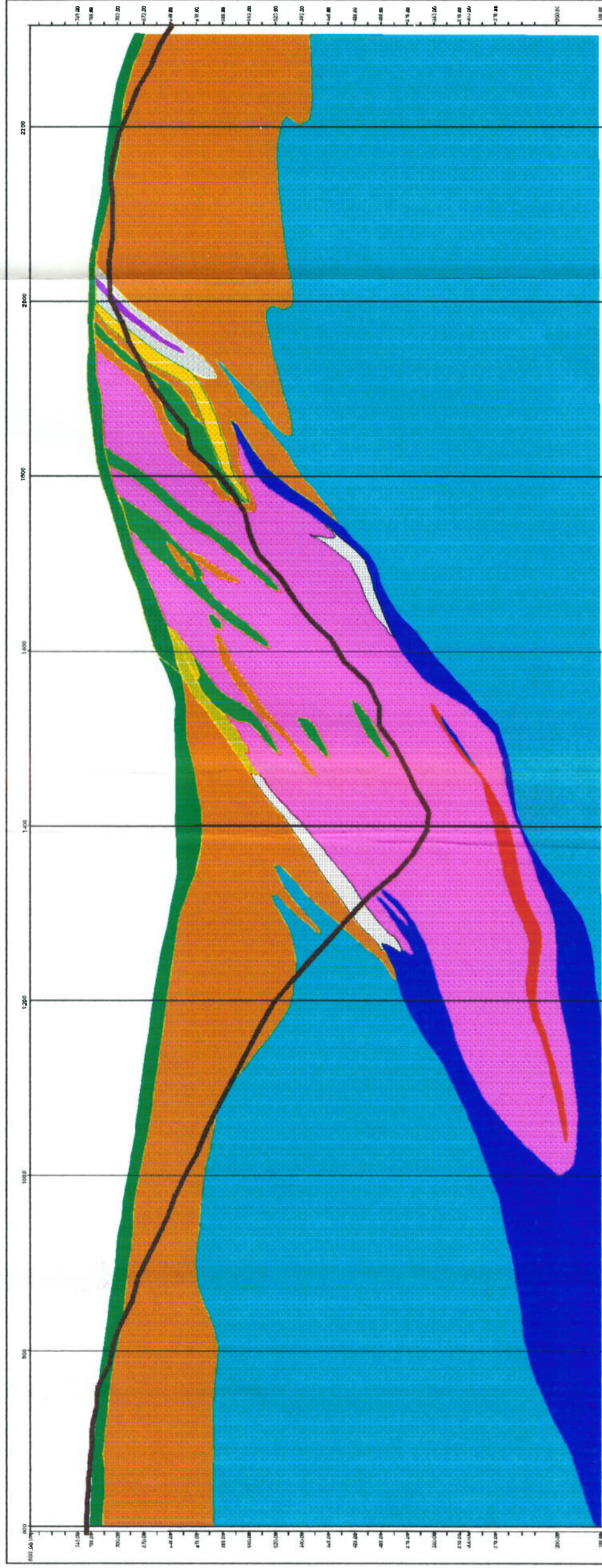
- No Domínio 1 a atitude preferencial de S1 é N07E/37NW. Somente uma pequena porção do domínio estava exposta à época do mapeamento.
- No Domínio 2 a atitude preferencial de S1 é N29W/48SW. Ao se descer da bancada 700 para a 640, verifica-se uma variação de direção tendendo de NW-SE para N-S e uma variação de mergulho passando de 29° para 23°. Estas variações são relacionadas com o padrão amendoado e à dobras superimpostas a S1.
- No Domínio 3 a atitude preferencial de S1 é N53E/51NW. Não se verificou variações sensíveis ao se descer das bancadas mais elevadas para as mais baixas.

A foliação S1 consiste de superfície de fraqueza do maciço e pode gerar instabilizações em escala de bancada (ver figuras A6.d a A6.g – Apêndice 6).

As medidas de atitudes de S1 permitem configurar um padrão amendoado para toda a mina; o eixo maior se orienta segundo N70W/40SW (atitude preferencial da lineação de estiramento). As amêndoas correspondem a porções menos deformadas e são separadas por faixas mais deformadas. Estas faixas condicionam zonas de fraqueza, que podem permitir a instabilização de lentes inteiras, em escala de bancadas.



# MINA N4E SEÇÃO GEOLÓGICA VERTICAL - 970N



### LEGENDA

- Canga Química (CQ)
- Canga de Minério (CM)
- Hematita Mole (HM)
- Hematita Mole Aluminosa (HMA)
- Hematita Mole Aluminosa Manganêsifera (HMA+MN)
- Hematita Dura Aluminosa (HDA)
- Hematita Dura Limonitizada Aluminosa (HDLA)
- Hematita Dura (HD)
- Hematita Dura Manganêsifera (HD+MN)
- Jaespilito (JASF)
- Mafica Decomposta (MD)
- Mafica Sa (MS)
- Minério de Baixo Teor (MBT)

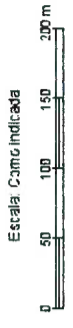


Fig. 72 - Seção Geológica típica da mina de N4E - seção 970N.



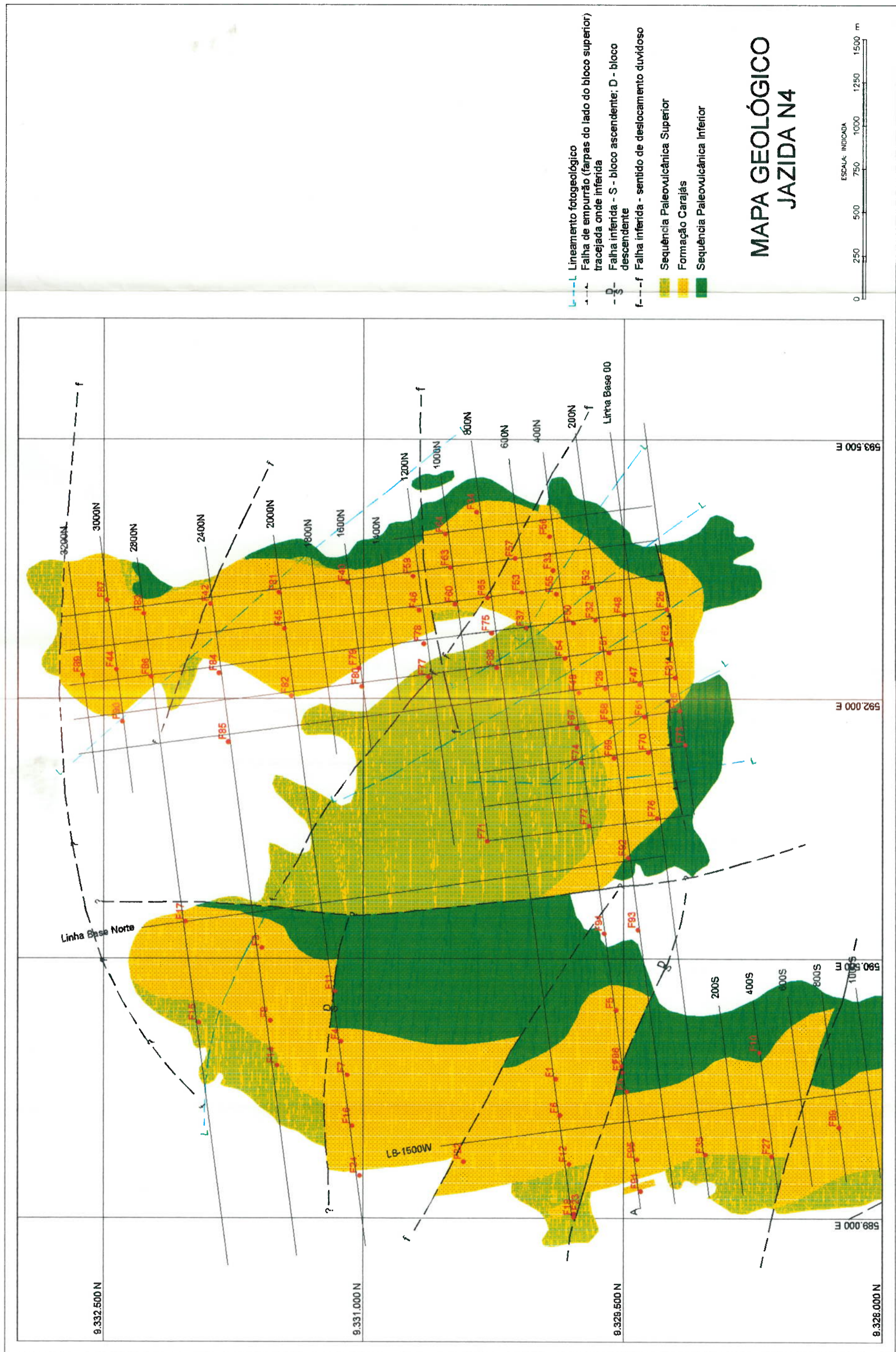


Fig. 73 - Mapa mostrando levantamento geológico e estrutural de N4E - 1972.



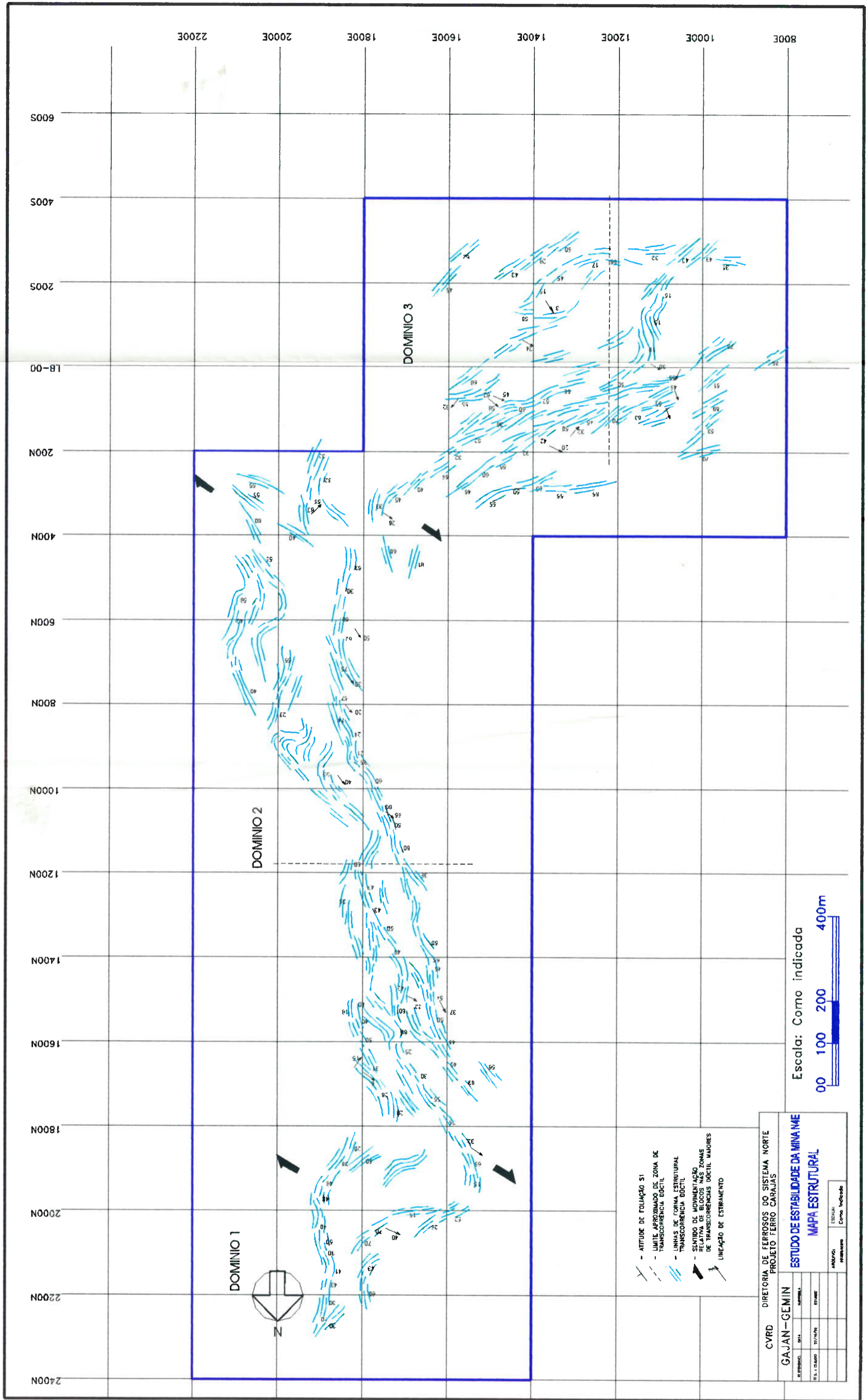


Figura 74 - Mapa Estrutural da Mina de N4E elaborado em 1991.

Estas variações tem relação com a distribuição de materiais mais e menos competentes no maciço, o que, dentro do padrão amendoado, ocorre de forma praticamente aleatória, sem possibilidade de previsões.

O modelo estrutural local é coerente com o modelo regional e permite prever que as atitudes de S1 deverão se manter em profundidade até além do nível previsto para aprofundamento da cava.

As juntas presentes são de quatro famílias entrecruzadas; um par delas está presente em toda a mina com as mesmas atitudes e outro par aparece também em toda a mina, mas com atitudes algo diferentes nas áreas Leste e Sul (ver Apêndice 6 para identificação das áreas da cava).

Tais juntas tem espaçamentos de alguns centímetros a 1m, sendo maiores nas rochas mais competentes (Jaspilitos, minérios duros) e menor nas menos competentes (minérios moles). Nas rochas metabásicas, apesar da existência de um número reduzido de informações, pode-se supor que o espaçamento será maior do que no minério, da ordem de decímetros a metros.

A persistência varia de centímetros a vários metros, eventualmente afetando uma bancada.

As juntas tem paredes rugosas e são fechadas, abrindo-se por efeito do desmonte de rochas e do intemperismo. Tais juntas separam blocos de dimensões centimétricas e métricas, que podem sofrer instabilizações em escala de bancada; elas podem também, eventualmente, segmentar e instabilizar porções das amêndoas.

Algumas falhas normais são vistas esporadicamente, com direções entre E-W e NW-SE, e mergulhos maiores que 60° nas áreas Leste e Sul. Na área Leste, elas são quase transversais ao talude; na área Sul, elas são quase paralelas ao talude.

As rochas classificadas como *metabásicas*, na realidade, incluem metavulcânicas e intrusivas. As primeiras foram envolvidas nos processos deformativos, pelo que devem guardar relações de contatos concordantes com a foliação S1. Já as rochas intrusivas



alojaram-se em forma de diques, *stocks* e *sills* posteriormente à deformação do primeiro evento tectônico.

Ainda em 1991, foram executados 16 furos geotécnicos com a finalidade de caracterizar os contatos entre os materiais geotécnicos presentes nos taludes de rocha Máfica. Tais materiais foram classificados, conforme a resistência e grau de alteração, em:

- **A4 – Rocha alterada mole, caracterizando-se por:**

- Desagrega e esmaga-se sob a pressão dos dedos;
- Quando úmido, facilmente moldado nas mãos;
- Facilmente indentada e penetrada pela ponta do martelo do geólogo;
- Facilmente penetrável por lâmina de aço;
- Escavável por picaretas, pás e moto-*scraper*;
- Rocha extremamente alterada, mascarando a cor da rocha original.

- **A3 – Rocha alterada dura, caracterizando-se por:**

- As bordas dos fragmentos podem ser quebradas pela pressão dos dedos;
- Quebra-se ao golpe do martelo do geólogo;
- A lâmina de aço provoca sulcos acentuados na superfície dos fragmentos;
- Desagregável e escavável somente se tiver passado por escareficador, ou rompedor, ou ainda desmonte por explosivo;
- Foliação realçada pelo intemperismo;
- Fraturas oxidadas com indelével preenchimento;
- Rocha alterada dura, com coloração modificada com relação à rocha sã.

- **A2 – Rocha pouco alterada:**

- Os fragmentos apresentam bordas que quase não podem ser quebradas pela pressão dos dedos;
- Os fragmentos possuem bordas cortantes que podem ser abatidas pela lâmina de aço;
- Quebra-se com relativa facilidade ao golpe do martelo;
- Relativa dificuldade em riscar a superfície dos fragmentos por lâmina de aço;
- Somente escavável com a utilização de desmonte por explosivos;
- Fraturas com paredes pouco ou quase não oxidadas, praticamente sem preenchimento;
- Rocha pouco alterada, não apresentando brilho, material descolorindo ou mascarando a cor original da rocha;

- **A1 - Rocha Sã:**

- Os fragmentos apresentam bordas cortantes que não podem ser quebradas pela pressão dos dedos e abatidas por lâmina de aço;
- Quebra-se com dificuldade ao golpe do martelo;
- Praticamente impenetrável e não riscável por lâmina de aço;
- Somente escavável se tiver sido executado o desmonte por explosivos;
- Foliação não é predominante;
- Fraturas com paredes sãs, sem evidência de oxidação;
- Rocha que macroscopicamente não evidencia indícios de alteração física ou química dos minerais, apresentando brilho e cor original praticamente inalterada e pouco descolorida.

Entretanto, a classificação utilizada à época foi atualizada, sendo substituída por outra que considera basicamente a resistência das rochas, e é apresentada a seguir:

- **R0 – Rocha Extremamente Fraca, caracterizando-se por:**
  - Pode ser indentada pela pressão da unha;
  
- **R1 – Rocha Muito Fraca, caracterizando-se por:**
  - Quebra em pequenos fragmentos sob golpes da ponta do martelo de geólogo;
  - Pode ser facilmente raspada com lâmina de aço;
  
- **R2 – Rocha Fraca:**
  - Pode ser raspada com dificuldade pela lâmina de aço;
  - Indentações podem ser feitas por um golpe firme da ponta do martelo de geólogo;
  
- **R3 - Rocha Medianamente Forte:**
  - Não pode ser raspada ou riscada pela lâmina de aço;
  - Pode ser fraturada por um único golpe do martelo de geólogo;
  
- **R4 – Rocha Forte, caracterizando-se por:**
  - Requer mais de um golpe do martelo de geólogo para ser fraturada;
  
- **R5 – Rocha Muito Forte, caracterizando-se por:**
  - Requer muitos golpes do martelo de geólogo para ser fraturada;

- **R6 – Rocha Extremamente Forte:**

- Os golpes do martelo de geólogo somente geram pequenas lascas de rocha;

Em função de todas as descrições geotécnicas da primeira revisão do projeto de taludes terem utilizado o primeiro critério de classificação anteriormente citado, manteve-se as mesmas diretrizes de classificação de materiais de 1991 na revisão de modelo geotécnico efetuada em 1996, havendo, no entanto, a seguinte tabela de conversão de um critério para outro:

**Tabela 13 – Conversão entre os critérios de classificação de materiais geotécnicos de 1991 e o posterior.**

<i>Classificação de 1991</i>	<i>Equivalência da Classificação de Resistência</i>
A4	R0
A3	R1
A2	R2
A1	R3 A R6

Observe-se que os taludes do lado da lapa do referido corpo de minério tendem a seguir o contato entre a rocha estéril e a rocha litologicamente descrita como minério, havendo diferenças, entretanto, quando as características de resistência da rocha encaixante condicionam um ângulo de estabilidade mais abatido do que o contato anteriormente citado (ver figura 75).

Do anteriormente descrito, depreende-se que a quantidade de estéril a ser retirada da parte superior da mina, mais próxima à topografia original, está condicionada basicamente pelo grau de alteração dos materiais que compõem o talude, pois a

envoltória de resistência está associada a tal característica, conforme demonstraram os ensaios de compressão efetuados preliminarmente. Observe-se que o anteriormente citado também vale para os materiais localizados na capa da Formação Ferrífera.

Observe-se adicionalmente que, conforme se verá adiante, dada a importância econômica para a definição dos ângulos de talude no material estéril, priorizou-se a caracterização destes maciços em detrimento daqueles que trouxessem menor retorno a curto prazo, como o maciço de minério, ou aquele de estéril são.

Foram efetuadas duas campanhas de sondagens geotécnicas, totalizando 36 furos (ver figura 76 e Apêndice 5), assim como mapeamentos de superfície que deram suporte à decisão da admissão do mecanismo de ruptura rotacional para todos os materiais de todos os taludes da mina anteriormente citada, tendo sido admitido o referido mecanismo de ruptura em função de:





- Parte superior de todos os taludes da mina composta predominantemente por solos residuais, produtos da alteração *in situ* das sequências de rocha vulcânica entre as quais está encaixada a Formação Ferrífera que deu origem ao minério de alto teor de Carajás. Tal material tem diferentes graus de alteração, que condicionam diferentes envoltórias de ruptura (ver figura 75, para seção geotécnica típica);
- O padrão estrutural da jazida é tal que ocorrem falhas, preferencialmente transversais ao corpo, fazendo com que a maioria dos taludes esteja orientada favoravelmente com relação às estruturas principais (ver figura 73). Uma exceção é a área sul da referida mina, onde há uma falha paralela à direção do talude, havendo, porém, indícios de que o contato entre o minério e o estéril é condicionado pela própria falha, fazendo com que o limite final da cava coincida com a referida descontinuidade;
- O mapeamento de superfície mostrou que os contatos entre a rocha litologicamente descrita como minério e a rocha máfica estéril é extremamente irregular, com dimensões das referidas irregularidades de métricas a decamétricas, fazendo com que seja extremamente improvável a ocorrência de rupturas planares, mesmo no talude definido pelo contato da lapa da Formação Ferrífera (ver Mapa Geotécnico de Superfície no Apêndice 5).







Adicionalmente, deve-se observar que o modo de ruptura admitido também condiciona os procedimentos utilizados na execução das sondagens geotécnicas. Como exemplo, tem-se que em N4E as sondagens tinham o objetivo de caracterizar principalmente os materiais alterados da parte superior dos taludes, que representam a maior parte da remoção de estéril necessária e, ao mesmo tempo, não possuíam estruturas que condicionassem uma dada direção preferencial de ruptura, portanto não foi necessário executarem-se sondagens com medidas da orientação dos testemunhos para definição de possíveis falhas, fraturas, etc. O oposto ocorreu nas sondagens geotécnicas efetuadas para o Projeto Salobo, corpo mineralizado em Cobre, Ouro e Prata localizado na região de Carajás, em que poderia haver influência de estruturas geológicas nas possíveis direções preferenciais de ruptura, sendo então necessário medir-se a orientação dos testemunhos de sondagem obtidos para caracterização geotécnica do maciço.

Observe-se ainda que a direção esperada das descontinuidades, assim como o limite de cava esperado, também condicionam o posicionamento, a inclinação e a direção dos furos geotécnicos.

Deve-se observar que os contatos entre os materiais geotécnicos caracterizados pelos vários graus de alteração das rochas máficas, tanto do lado da capa, quanto da lapa, não são muito bem caracterizados, sendo além de gradacionais, bastante variáveis, não obedecendo a padrões muito bem definidos. Isto implica que um modelo geotécnico razoavelmente preciso desses solos residuais iria demandar uma grande quantidade de furos de sondagem geotécnica, caso se tivesse de defini-lo com precisão para se executarem as análises de estabilidade pertinentes à definição final dos ângulos de talude da cava.

Uma abordagem alternativa para o problema seria a de se adotarem critérios inicialmente conservadores em função da falta de um nível de precisão ideal para as informações disponíveis, e adotar um esquema de acompanhamento dos taludes, conforme o progresso das operações de lavra, incluindo-se aí o mapeamento de superfície, de forma a prover novas informações para as revisões periódicas do projeto, que deverão ocorrer sempre com precisão crescente e, portanto, com menor nível de conservadorismo nas soluções.

Para efeito das análises de estabilidade que seriam efetuadas posteriormente, as rochas máficas existentes foram subdivididas conforme a sequência vulcânica à qual pertenciam, em função de ter-se admitido a ocorrência de diferentes eventos tectônicos ocorridos à época de suas respectivas gêneses, ou seja:

- Formação Vulcânica de Base, ou Máfica Inferior, ou ainda Máfica do Talude Leste, localizada na lapa da Formação Ferrífera, admitida como tendo se formado anteriormente ao Jaspilito;
- Formação Vulcânica de Topo, ou Máfica Superior, ou ainda Máfica do Talude Oeste, localizada na capa da Formação Ferrífera, admitida como tendo se formado posteriormente ao Jaspilito.

Foram então considerados os materiais geotécnicos apresentados nas tabelas 14 e 15 para os taludes de rochas máficas alteradas:

**Tabela 14 – Materiais e seus respectivos parâmetros de resistência para as rochas Máficas alteradas do talude leste.**

<b>MATERIAL</b>	<b>DENSIDADE (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>COESÃO (kPa)</b>	<b>ÂNGULO DE ATRITO (graus)</b>
Máfica A4 (R0) – Tensões Totais	18,3	51,5	15,0
Máfica A4 (R0) – Tensões Totais	18,3	22,0	30,0
Máfica A4/A3 (A4 (R0)) – T. Efetivas	18,7	35,0	30

**Tabela 15 – Materiais e seus respectivos parâmetros de resistência para as rochas Máficas alteradas do talude oeste.**

<b>MATERIAL</b>	<b>DENSIDADE (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>COESÃO (kPa)</b>	<b>ÂNGULO DE ATRITO (graus)</b>
Máfica A4 (R0) – Tensões Totais	17,0	28,0	24,0
Máfica A4 (R0)– Tensões Totais	17,0	18,0	26,5
Máfica A4/A3 (A4 (R0))– T. Efetivas	18,2	25	31,0

Um procedimento bastante parecido com aquele citado nos parágrafos anteriores foi adotado para o minério friável da mina de N4E, no qual as envoltórias de ruptura foram inicialmente estimadas com base em materiais similares, encontrados no Quadrilátero Ferrífero, porém sem nenhum trabalho de amostragem dos materiais de N4E. Por isso, foi programada para o futuro próximo a retirada de amostras do maciço anteriormente citado para definição da referida envoltória com maior grau de precisão.

Tudo isso é possível em função da sequência de lavra indicar que somente próximo dos últimos anos de operação da mina se necessitará colocar os taludes de estéril da capa da

Formação Ferrífera na sua posição final, havendo tempo para a definição de ângulos de talude do minério, anteriormente mencionado.

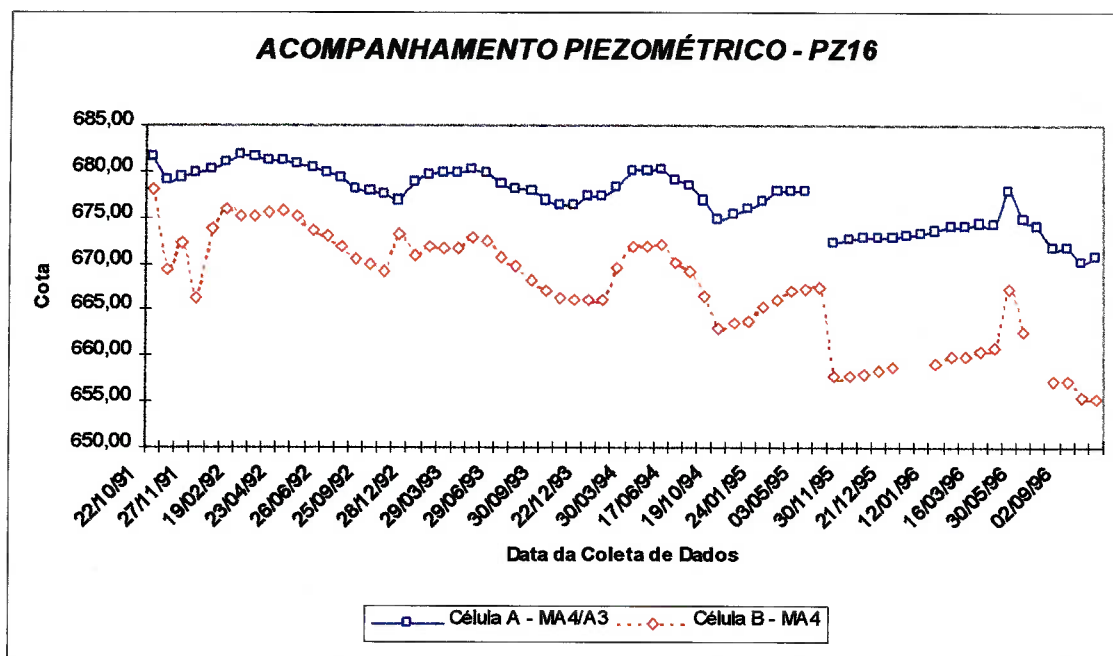
As características admitidas para o Minério Alterado A4 (R0) da mina de N4E se encontram na tabela 16, a seguir:

**Tabela 16 – Parâmetros de resistência para o Minério Mole - A4 (R0) da mina de N4E.**

<b>MATERIAL</b>	<b>DENSIDADE (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>COESÃO (kPa)</b>	<b>ÂNGULO DE ATRITO (graus)</b>
Minério Mole – A4 (R0)	37,0	65,0	43,0

Outro aspecto identicamente importante para a definição dos ângulos de talude é o que diz respeito às condições hidrogeológicas do maciço. No caso da mina de N4E, o corpo de minério é o maior aquífero do sistema, tanto com uma alta permeabilidade, quanto com grande capacidade de armazenamento, ao passo que as rochas vulcânicas encaixantes possuem uma permeabilidade menor. Tais encaixantes são metabásicas, que têm diferentes graus de alteração e, em função do fraturamento, há ainda alguma permeabilidade naquelas áreas onde a estrutura da rocha-mãe foi preservada na rocha alterada resultante. Não obstante as encaixantes possuírem uma menor permeabilidade, o acompanhamento dos piezômetros instalados em N4E mostrou que tanto o fraturamento, quanto as grandes estruturas transversais à direção dos taludes, desempenhavam um importante papel na drenagem do maciço, uma vez que os níveis piezométricos diminuía, conforme a face do talude da mina se aproximava dos

referidos piezômetros de controle e houvesse estrutura favorável para a dissipação das poro-pressões, através do fluxo da água pelas fraturas da rocha-mãe (ver figura 77).



**Figura 77 – Acompanhamento de piezômetro da mina de N4E**

Admitiu-se, portanto, que os taludes daquelas rochas, mesmo alteradas, e que possuíssem um certo grau de fraturamento, poderiam ser considerados drenados, ou drenáveis, para efeito da análise de estabilidade da configuração final do talude da mina.

Note-se que as obras de drenagem, ou as soluções para acompanhamento das poro-pressões no maciço, variam conforme a criticidade do talude e as condições geométricas de acesso ao referido maciço. Como exemplo, tem-se que em N4E bastou a construção de piezômetros nos locais onde foram efetuadas as sondagens para caracterização do maciço, ao passo que em Timbopeba, mina pertencente à CVRD localizada em Mariana, no Quadrilátero Ferrífero, o talude localizado na lapa do corpo de minério é bastante inclinado e segue o contato com um quartzito, por isso é extremamente crítico

para a continuidade das operações. Neste caso, foi construída uma galeria paralela à direção do talude, tanto para mapeamento das principais estruturas, quanto para construção de furos de drenagem radiais, de maneira a garantir condições do lençol freático apropriadas ao nível de segurança admitido nas análises de estabilidade.

Para o Projeto Salobo, foram programados testes de perda d'água nos furos geotécnicos para avaliar as condições de permeabilidade das principais estruturas.

Para aquelas áreas do maciço de N4E, onde não se poderia admitir que as antigas fraturas funcionassem como estruturas drenantes (basicamente naquelas áreas de maior alteração), admitiu-se a envoltória de pressões totais para as análises de estabilidade, não se considerando aí nível d'água algum nas anteriormente referidas simulações de estabilidade.

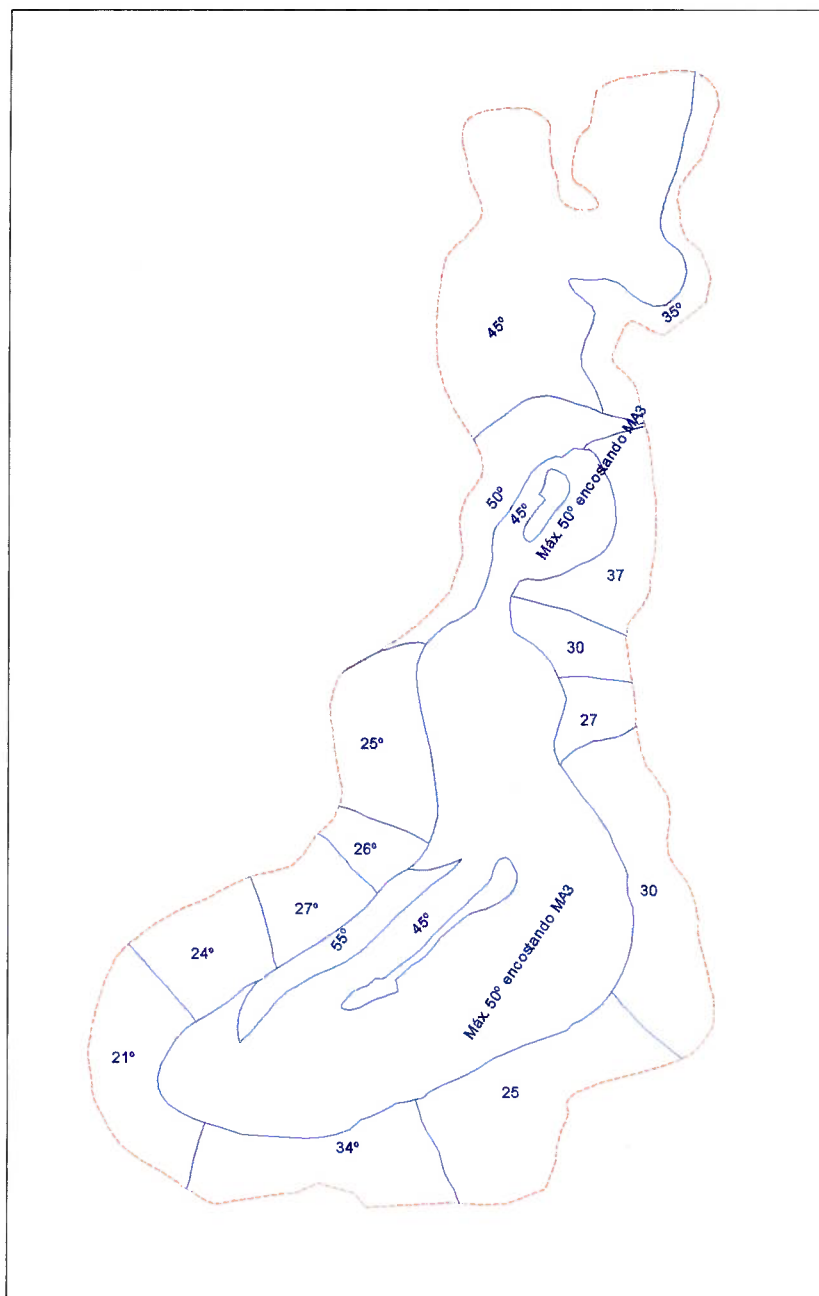
Após os modelos geotécnico e hidrogeológico estarem definidos, o outro passo igualmente importante é o da compartimentação do maciço em domínios nos quais os ângulos de talude estariam individualizados, considerando-se para tanto: os materiais geotécnicos do referido modelo, a altura esperada para o talude em cada possível domínio, assim como as condições de poro-pressão esperadas para a situação final de estabilidade. Na verdade, tal definição é um processo interativo, uma vez que, para a definição de quais furos geotécnicos deveriam ser executados utilizou-se uma compartimentação preliminar, que foi sendo revista à medida que novas informações relativas ao modelo geológico/estrutural eram tornadas disponíveis, e novos dados relativos aos níveis piezométricos eram coletados e analisados. Tais domínios foram

definidos para N4E também considerando uma cava ótima preliminar para referida mina, estando expostos na figura 78.

Ao mesmo tempo que se definem os modelos geotécnico, hidrogeológico, a compartimentação do maciço e os modos de falha mais prováveis, também é necessário dar a definição de quais os critérios se utilizar para considerar os efeitos de escala dos maciços rochosos. Para a mina de N4E, foi admitido como válido o critério de ruptura de Hoek & Brown de 1988 para maciços perturbados, porém limitando-se a resistência à tração ao valor nulo (*tension cut off*).

A razão básica para esta escolha é que, na ausência de informações relativas ao estado de tensões que seria esperado no maciço na condição de equilíbrio, admitiu-se a hipótese conservadora de um maciço sujeito a baixas tensões normais, tendo o seu intertravamento natural prejudicado.





**Figura 78 – Compartimentação do maciço como resultado do modelamento geotécnico de N4E.**

A razão para admitir-se o critério de 1988, em vez do de 1995 (mais recente), é que o de 1995 não considera a situação de maciço rochoso perturbado. Além do anteriormente exposto, os maciços mais importantes de N4E para efeito da aplicação do critério de Hoek & Brown são os de máfica sã (localmente denominada Máfica A2 ou Máfica A1), e o de máfica semi-sã (localmente denominada Máfica A3), que são representativos



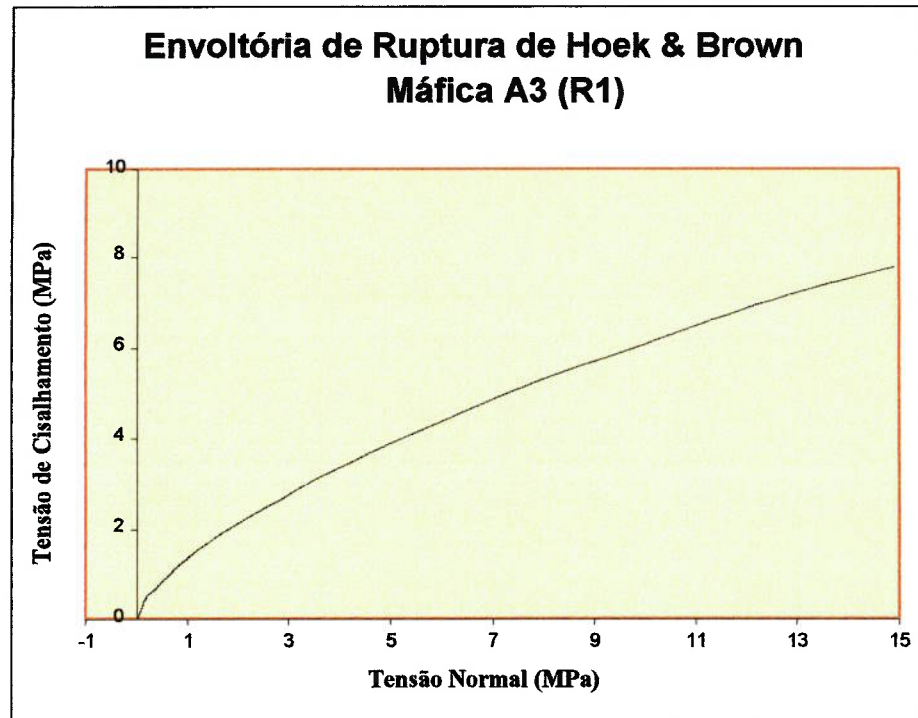
daqueles com GSI >25, no qual a curva da envoltória de resistência para maciços não-perturbados coincide em ambos os critérios (1988 e 1995), havendo alguma probabilidade que aquelas para maciços perturbados também coincidam.

Pode-se ver na tabela 17, os parâmetros calculados para a envoltória dos materiais rochosos para os quais corrigiu-se o efeito de escala, por meio da utilização do critério de classificação de maciços de Bieniawski e do critério de ruptura de Hoek & Brown.

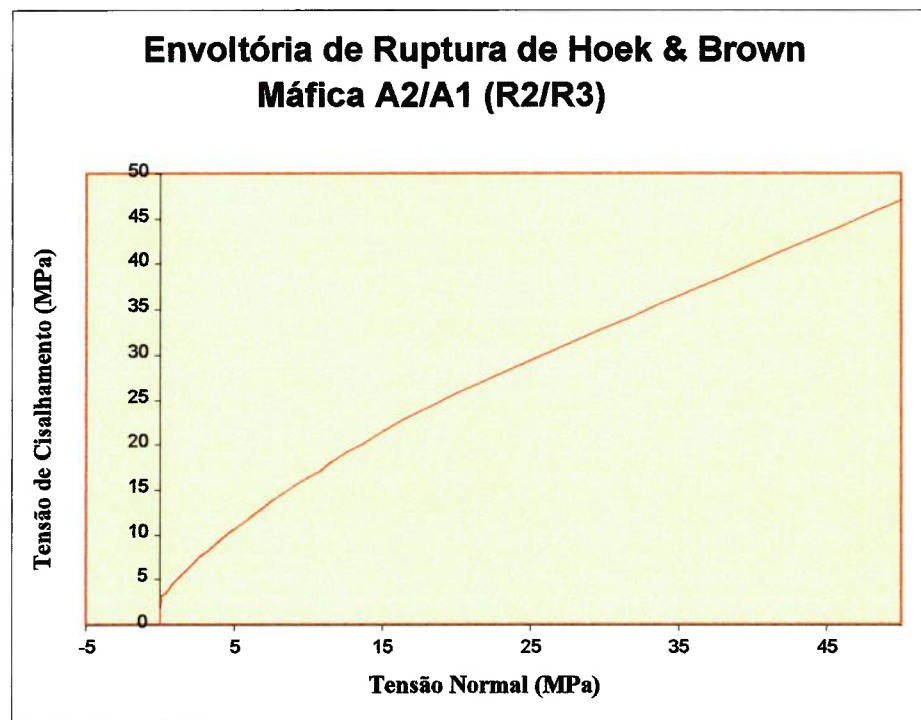
Adicionalmente, as figuras 79 a 81 mostram as referidas envoltórias de ruptura de Hoek & Brown com a limitação de resistência a tração (*tension cut off*).

**Tabela 17 – Parâmetros para caracterização das envoltórias de ruptura dos materiais rochosos da mina de N4E.**

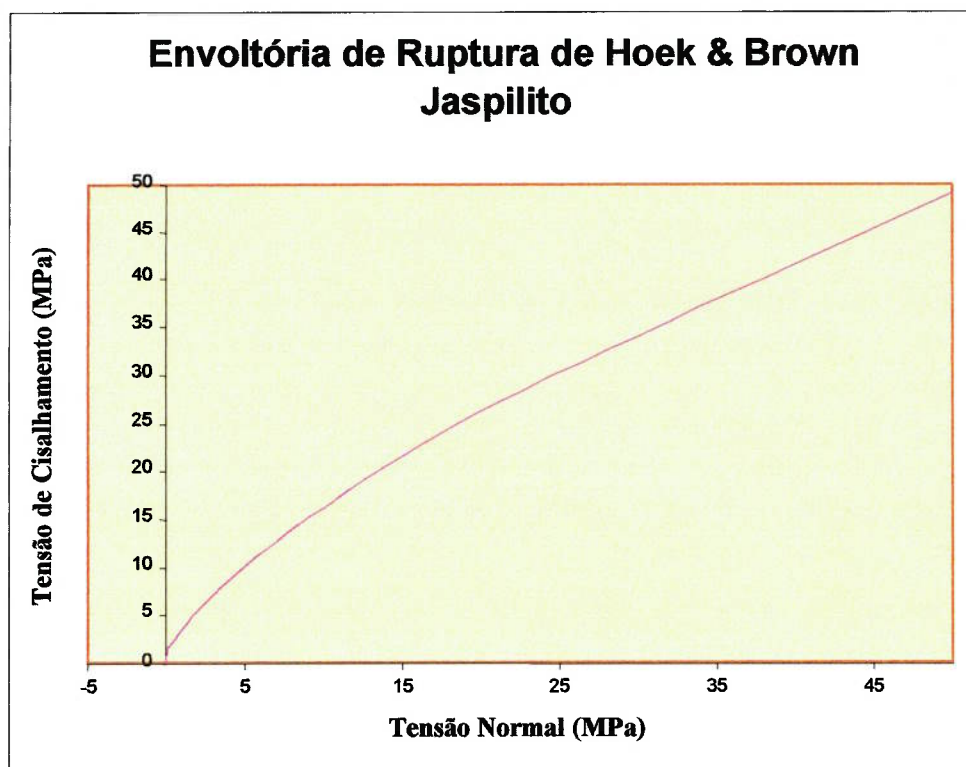
<b>MATERIAL</b>	<b>RMR Bieniawski (1976)</b>	<b>m<sub>i</sub></b>	<b>RESIST. COMPR. UNIAXIAL (MPa)</b>	<b>m</b>	<b>s</b>
Máf. Semi-Alterada A3 (R1)	58	17	34	0,846	9,12E-4
Máfica Sã A2/A1 (R2/R3)	79	17	130	3,793	3,02E-2
Jaspilito	70	30	164	3,520	6,74E-3



**Figura 79 – Envoltória de Ruptura de Hoek & Brown com limite de resistência a tração para o maciço de Máfica Semidecomposta (A3/R1).**



**Figura 80 – Envoltória de Ruptura de Hoek & Brown com limite de resistência à tração para o maciço de Máfica Sã (A2 ou A1 – R2 ou R3).**



**Figura 81 – Envoltória de Ruptura de Hoek & Brown com limite de resistência à tração para o maciço de Jaspilito.**

Observe-se, adicionalmente, que para a definição das envoltórias de ruptura dos materiais alterados, admitiu-se que não houvesse efeitos de escala em função de:

- A envoltória de ruptura do material alterado foi admitida ser semelhante à do material de preenchimento das discontinuidades, não existindo, portanto, zonas com menor resistência dentro do maciço;
- Características macroscópicas do material alterado similares às dos solos, nos quais não se consideram efeitos de escala.

Na ausência de efeitos de escala, as envoltórias de ruptura foram extraídas dos resultados dos ensaios de compressão triaxial efetuados sobre amostras retiradas de diferentes regiões do maciço, conforme exposto anteriormente nas tabelas 14 e 15.

Deve-se ressaltar a importância da definição prévia das condições sob as quais as amostras devem ser manuseadas e tais ensaios devem ser realizados, exemplificando-se:

Em N4E algumas amostras não foram submetidas à operação de cobertura com parafina logo após a retirada do barrilete amostrador, fazendo com que o ressecamento dos materiais alterasse as suas respectivas características de resistência, resultando em perda dos ensaios realizados. De maneira similar, os procedimentos de ensaio utilizados devem ser aqueles padronizados nas normas pertinentes.

Caso haja qualquer alteração nos referidos procedimentos com relação àqueles propostos nas normas, corre-se o risco de não se obterem valores confiáveis dos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito), como aqueles ensaios triaxiais com amostras de N4E, que foram realizados sem o adequado procedimento de saturação, fazendo com que o cálculo da pressão efetiva atuante sobre o corpo de prova fosse praticamente impossível, resultando em que a envoltória de ruptura obtida não tivesse a confiabilidade adequada, requerendo uma campanha complementar de amostragem e ensaios triaxiais.

Os procedimentos de preconsolidação são importantes para a representatividade dos resultados dos ensaios triaxiais, tendo sido efetuados ensaios  $K_0$  para determinação da

relação entre as tensões principais maior e menor na preconsolidação para os materiais similares a solos em N4E .

O processo de definição dos ângulos finais de talude está ligado a um dado limite de cava otimal que, por sua vez, também depende dos ângulos de estabilidade admitidos, fazendo com que o referido processo seja interativo, ou seja:

- 1) A partir de um limite de cava preliminar e de níveis de segurança preestabelecidos para cada área da referida cava, calcula-se o ângulo de talude mais inclinado que satisfaça o fator de segurança anteriormente citado, para cada um dos setores previamente definidos na etapa de compartimentação dos maciços. Tal tarefa é executada através de múltiplas análises de estabilidade para cada um dos setores citados anteriormente, simulando vários ângulos de talude para a área considerada (ver figura 83);
- 2) Utilizando-se os ângulos definidos em 1, aplica-se um critério de otimização sobre o modelo geológico da mina em questão. No caso de N4E, foi construído um modelo de blocos com os principais teores estimados por Krigagem e aplicado o algoritmo otimizante de Lersch & Grossman, para definição de uma família de cavas sobre as quais era aplicado o critério econômico de seleção, sendo utilizado como ferramenta computacional o pacote denominado Whittle 4D, para a referida geração das cavas otimais;
- 3) Após a aplicação do critério econômico e definição da cava ótima, efetua-se a verificação se cada um dos setores geotécnicos previamente definidos na fase de compartimentação está com o fator de segurança convenientemente próximo do fator limite admitido para a área. Caso o fator de segurança esteja abaixo do mínimo

- exigido para a referida área, deve-se abater o ângulo de talude localmente, ou elevá-lo, caso o referido fator de segurança esteja acima do mínimo admitido. Caso o fator de segurança esteja razoavelmente próximo do valor mínimo admissível para a região, então o ângulo de talude em questão é mantido para uma próxima interação;
- 4) Se todos os setores geotécnicos estiverem com os fatores de segurança convenientemente próximos ao mínimo admissível para a área, então a cava final ótima associada aos melhores ângulos de estabilidade possíveis terá sido definida na última interação do cálculo da cava final (passo 2), caso contrário, reestimam-se os ângulos de talude de cada área, conforme descrito em 3, e volta-se ao passo 2.

Pode-se verificar o mesmo procedimento exposto anteriormente através da figura 82, que representa o mesmo fluxo de atividades, porém colocado de forma gráfica.

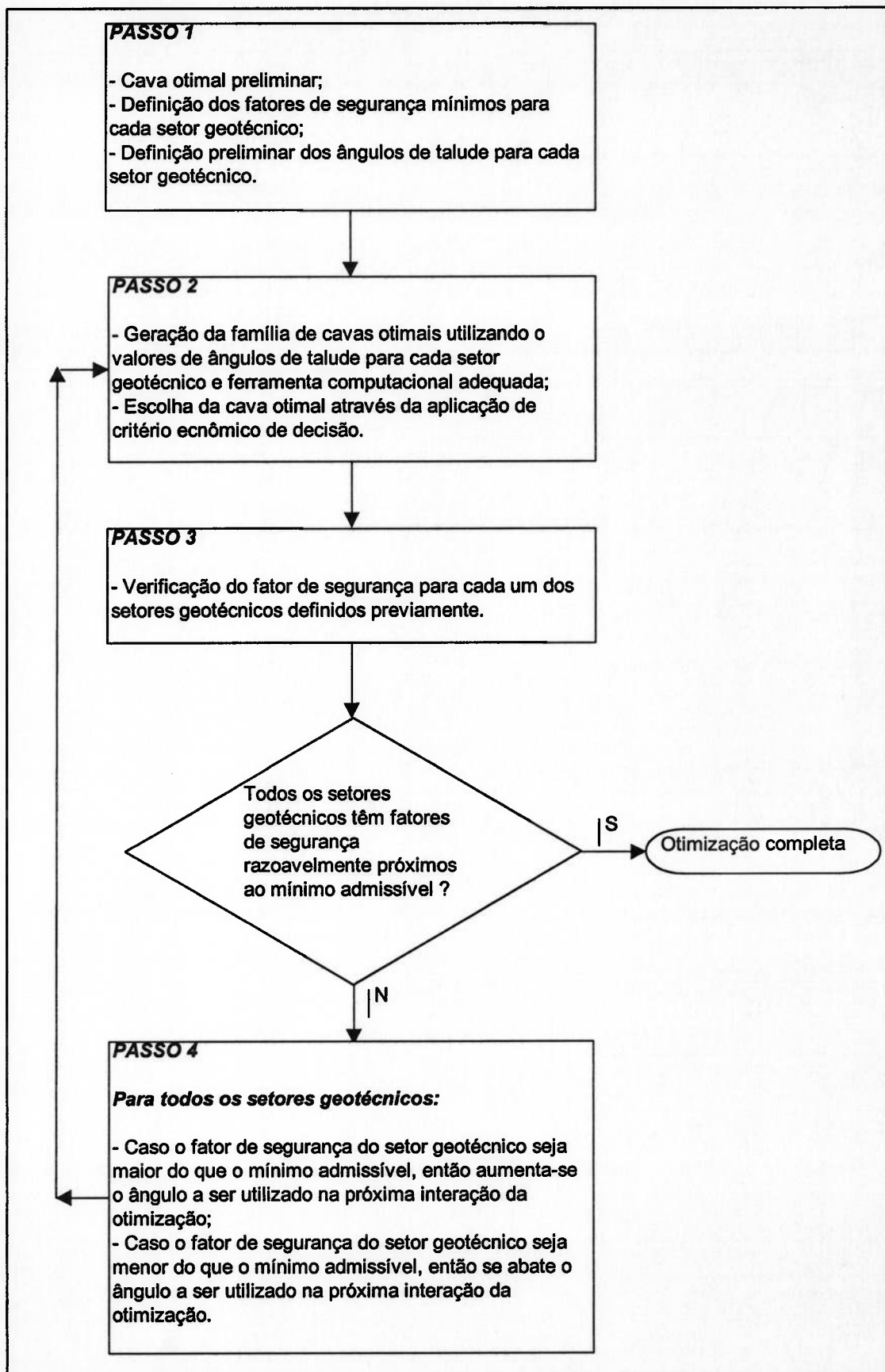
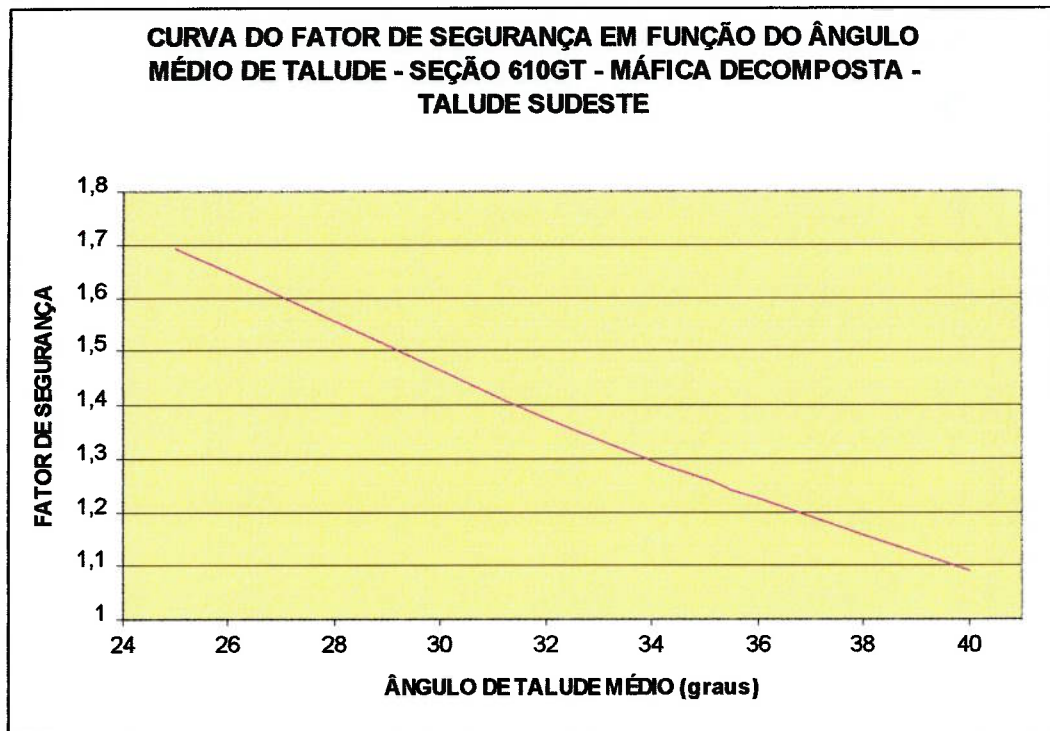


Figura 82 – Diagrama de blocos do procedimento iterativo para definição de cava final otimizada e do sistema de ângulos de talude associado à mesma.





**Figura 83 – Gráfico auxiliar para primeira estimativa de qual ângulo de talude adotar para a região da seção geotécnica 610GT de N4E, na revisão de projeto efetuada em dezembro de 1996.**

A tabela 18 mostra o resultado da verificação dos fatores de segurança para várias seções geotécnicas da cava de N4E. Entretanto, é necessário que se exponham as hipóteses de trabalho admitidas com relação aos fatores de segurança de cada uma das sub-regiões geotécnicas nas quais foram divididos os maciços de N4E, a saber:

- Em virtude da instalação de um sistema de britagens semimóveis e transportadores de correia na mina de N4E, para algumas áreas do talude do lado leste da mina, foi admitido um fator de segurança mínimo de 1,3, em função de segmentos definitivos da correia transportadora, que liga a anteriormente referida estação de britagem, estarem assentados sobre tais regiões. Seções FFIII3, 1370N, SG01, FG06SE05, 610GT (ver Mapa Geotécnico de Superfície – Apêndice 5);



- As sub-regiões que continham taludes em Minério Mole A4 (R0), ou Jaspilito, também tiveram fatores de segurança mínimos admitidos como 1,3, em função da pouca informação confiável disponível a respeito destes materiais. Assim que fossem efetuadas campanhas de amostragem e ensaios triaxiais para melhor caracterização destes maciços, tal fator de segurança mínimo poderia ser diminuído. Seções SE13 e FG11;
- As seções 1470N e SE11FG09, apesar de serem predominantemente constituídas por material totalmente alterado (Máfica A4/R0) e, portanto, com permeabilidades bastante baixas, têm alguns horizontes de material de transição no qual alguma permeabilidade é esperada, fazendo com que a adoção da envoltória de ruptura baseada nas tensões totais seja por demais conservadora, admitindo-se, portanto, a envoltória de tensões efetivas e um fator de segurança mínimo de 1,3. Seções 1470N e SE11FG09;
- Todas as demais sub-regiões tiveram admitido o valor de 1,2 como fator de segurança mínimo.

Para a verificação dos fatores de segurança obtidos em cada região geotécnica previamente especificada, foi utilizado o Método do Equilíbrio Limite, como as regiões potenciais de instabilidade tendo sido subdivididas numa quantidade apropriada de fatias. Para tanto, foram utilizadas como ferramentas computacionais os *softwares* CLARA e XSTABL, utilizando-se o método de Bishop simplificado para a busca automática da superfície de ruptura com menor fator de segurança.

Ressalve-se que, neste caso, as ferramentas computacionais de análise de estabilidade permitiam o trabalho em duas dimensões, fazendo com que, caso seja possível, deva se considerar o efeito de seções verticais contíguas no fator de segurança global da sub-região, tendo isto sido levado em conta, conforme comentário número 1 da tabela 18.

**Tabela 18 – Verificação dos resultados do fator de segurança para as vários setores geotécnicos da cava final de N4E.**

SEÇÃO VERTICAL / SETOR GEOTÉCNICO	ÂNGULO DE TALUDE (graus)	FATOR DE SEGURANÇA	LOCALIZAÇÃO	MATERIAL
FFIII3	29	1,77	Talude Leste	Máfica Alterada
1370N (1)	29	0,95	Talude Leste	Máfica Alterada
SG01	29	1,36	Talude Leste	Máfica Alterada
2270N	37	1,22	Talude Leste	Máfica Alterada
FG06SE05 (2)	25	0,60	Talude Sudeste	Máfica Alterada
610GT	34	1,33	Talude Sudeste	Máfica Alterada
SE13	50	1,39	Talude Norte	Min. Mole/Jasp.
FG11	46	1,30	Talude Norte	Min. Mole/Jasp.
1470N (3)	25	1,28	Talude Oeste	Máfica Alterada
SE11FG09 (3)	26	1,28	Talude Oeste	Máfica Alterada
FG08SE9A (4)	27	1,1	Talude Oeste	Máfica Alterada
SE07SE08	24	1,24	Talude Sudoeste	Máfica Alterada

- (1) Apesar do F.S. abaixo de 1,2, as seções verticais contíguas fazem com que a estabilidade do setor como um todo não seja afetada;
- (2) Apesar do F.S. resultante da análise de estabilidade estar abaixo de 1,2, a área crítica já se encontra no limite final de cava, sem nenhum sinal de instabilidade, indicando que o modelo geotécnico interpretado, possivelmente, seja muito conservador;
- (3) Utilizou-se a envoltória de resistências construída a partir de tensões efetivas;
- (4) Apesar do F.S. da Máfica Totalmente Decomposta (A4 (R0)) ter resultado em 1,1 com 30m de altura e 30m de ângulo médio, atualmente tais alturas de talude operacional e este ângulo são praticados nesta mesma área, sem nenhum sinal aparente de instabilidade, talvez indicando que a hipótese da utilização de tensões totais seja muito conservadora.

Deve-se observar que os métodos de análise de estabilidade baseados no princípio do Equilíbrio-Limite não garantem que a superfície crítica encontrada seja aquela com

menor fator de segurança dentre todas as possíveis, ficando a cargo do usuário a avaliação relativa ao quão detalhada foi a busca de superfícies, e se a superfície crítica encontrada tem grande probabilidade, ou não, de ser aquela com o menor fator de segurança.

Ressalve-se ainda que algumas ferramentas computacionais não permitem, ou são de utilização complicada quando se usam modelos de envoltória de ruptura diferentes do de Mohr-Coulomb. Neste caso, pode-se interpolar a envoltória de ruptura não linear pela reta do critério de Mohr-Coulomb e alimentar tais parâmetros na ferramenta de análise de estabilidade disponível, devendo-se, entretanto, atentar para a faixa de tensões normais que deve se esperar na potencial superfície de ruptura.

Observe-se ainda que os dados da análise de estabilidade devem ser sempre confrontados com os dados de campo disponíveis, a fim de verificar se as hipóteses simplificadoras admitidas são efetivamente razoáveis, ou se devem ser reformuladas.

#### 4 – CONCLUSÕES

A característica básica da metodologia ora apresentada é a de se utilizar o princípio das aproximações sucessivas aplicado aos problemas geotécnicos de definição de ângulos de talude em minas a céu aberto. Tal abordagem é válida quando a maior, ou menor, inclinação dos taludes não é o fator mais importante para a definição da viabilidade econômica do projeto, fazendo com que, mesmo utilizando-se ângulos de talude mais abatidos, o projeto ainda assim se torne atrativo para um dado investimento inicial e as receitas operacionais previstas.

A alternativa para tal abordagem seria a de um intenso programa de sondagens, mapeamento e testes de laboratório, com vistas ao detalhamento do modelo geotécnico de forma conveniente para assegurar a confiabilidade das conclusões das análises de estabilidade associadas aos fatores de segurança mínimos admitidos para o problema.

Obviamente, o valor presente dos investimentos envolvidos em cada uma das abordagens anteriormente citadas pode diferir significativamente, prevendo-se vantagens óbvias para a primeira alternativa, caso não se preveja a colocação de taludes da mina em sua posição final, logo no início das operações, pois, se a afirmação anterior não for verdadeira, o benefício da postergação do investimento necessário para a melhoria do nível das informações existentes pode ser largamente superado pela possível extração de estéril adicional, que não seria lavrado, caso houvesse informações disponíveis de maneira a permitir uma abordagem utilizando-se premissas menos conservadoras do que aquelas inicialmente admitidas.

Deve-se observar que o exposto anteriormente está representado graficamente na figura 84. Vale destacar, que o fluxograma exposto na figura anteriormente citada não apresenta símbolo de terminação. Isto acontece em função do referido processo poder-se estender até o final da vida da mina, sendo contínuo e sempre incrementando o conhecimento a respeito do sistema e, portanto, refinando as soluções resultantes das várias revisões.

Uma consequência da aplicação da metodologia proposta anteriormente pode ser a necessidade da manutenção de uma equipe técnica que possibilite o referido acompanhamento das operações, a coleta contínua de informações e as revisões, tanto dos modelos geológico/geotécnicos, quanto do sistema de ângulos de talude associado à cava final ótima.

As observações relativas ao dimensionamento e ao gerenciamento da equipe anteriormente citada podem ser resumidas em duas diferentes estratégias diametralmente opostas, a saber:

- Terceirização de todos os trabalhos de engenharia necessários a definição dos ângulos de talude ;
- Manutenção de uma equipe técnica própria para acompanhamento e revisão dos projetos e definição dos ângulos de talude.

A segunda opção pode representar maiores gastos no dia a dia, porém a experiência em Carajás tem mostrado que, a longo prazo, tais dispêndios têm tido retorno mais do que

atrativo, pois têm possibilitado a revisão rápida do projeto da cava final sempre que se detecta a necessidade em função de novas informações obtidas a partir do referido acompanhamento. Como exemplo, cita-se que, no ano de 1997, detectou-se, através do mapeamento geotécnico de superfície, que numa área entre duas seções transversais, o contato entre o material semi-alterado e aquele totalmente alterado se encontrava vários níveis de lavra acima do previsto inicialmente, resultando que nesta referida área se poderia aumentar a inclinação do ângulo de talude, diminuindo em 700 mil toneladas a quantidade de estéril projetado para ser lavrado. Tal agilidade na revisão do projeto de cava dificilmente seria conseguida com a contratação esporádica de serviços de consultoria na área geotécnica.

Adicionalmente, quando se efetua a contratação de serviços de engenharia geotécnica, sem o acompanhamento sistemático das operações de lavra, a avaliação dos riscos envolvidos para definição das premissas para execução das análises de estabilidade, assim como dos valores apropriados dos fatores de segurança, é uma tarefa bastante complicada, por mais experiente que seja a equipe técnica envolvida. Geralmente, tende-se a adotar soluções mais conservadoras, implicando, portanto, em maiores remoções de estéril.

Obviamente, não se deve prescindir do apoio de consultoria externa, mas somente para aquelas áreas onde a equipe própria apresentar deficiências, seja por falta de treinamento, ou de conhecimento.

Como exemplo do anteriormente citado, tem-se a comparação (ver tabela 19), utilizando a mesma ferramenta para definição da cava otimizada, das cavas finais não-operacionalizadas da mina de N4E em duas situações distintas, a saber:

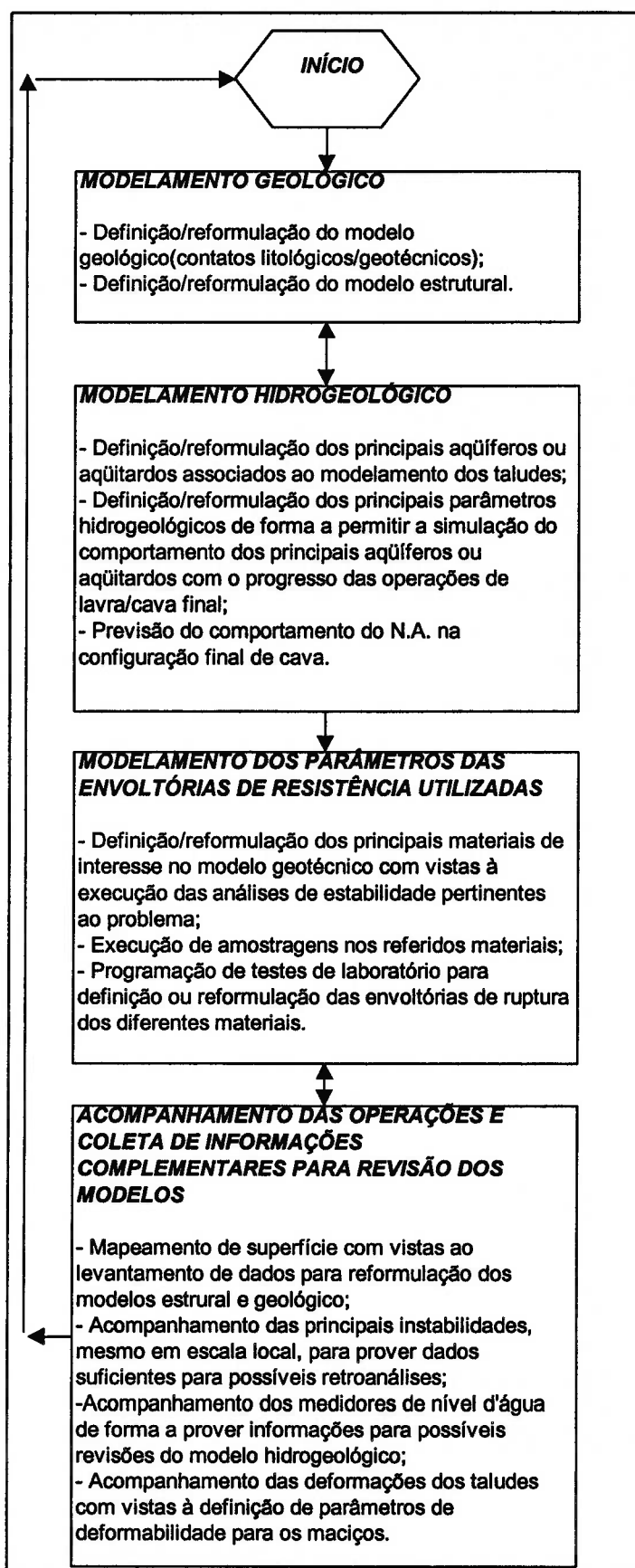
- a) Utilizando o mesmo projeto de ângulos de talude definido em 1992;
- b) Utilizando o projeto de ângulos revisado em 1996.

**Tabela 19 – Comparação dos resultados das revisões de 1992 e 1996 do projeto de taludes da mina de N4E.**

	MINÉRIO (Mt)	ESTÉRIL (Mt)	TOTAL (Mt)	R.E.M.	TEOR DO MINÉRIO (% Fe)	METAL CONTIDO (Mt)
<b>REVISÃO 1992</b>	680,5	238,7	919,2	0,35	65,97	448,9
<b>REVISÃO 1996</b>	720,8	220,3	941,2	0,31	66,04	476,1

As razões para as melhorias obtidas com a nova revisão de projeto podem ser sintetizadas em melhor nível de informação e menor conservadorismo nas soluções.

Como ilustração, o resumo dos procedimentos da revisão do projeto de ângulos de talude de 1992 está apresentado no APÊNDICE 4.



**Figura 84 – Representação gráfica da abordagem de aproximações sucessivas à definição dos ângulos de talude de minas a céu aberto.**



## 5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) Richings, M. The Role of Slope Stability in the Economics, Design and Operations of Open Pit Mines – An Update. In: Third International Conference on Stability in Surface Mining, June 1, 2, 3<sup>rd</sup>, 1981, Vancouver, British Columbia, Canada, Brawner, C. O ed, AIME/SME p. 1-6.
- (2) Sjoberg, J. Large Scale Slope Stability in Open Pit Mines – A Review. (Technical Report, Division of Rock Mechanics of Lulea University of Technology, 1996).
- (3) Abramson, L. et al. Slope Stability and Stabilization Methods. 1995, John Wiley & Sons.
- (4) Lancellota, R. Geotechnical Engineering. 1995, A.A. Balkema / Rotterdam / Brookfields.
- (5) Cruz, P. T. da Raciocínio de Mecânica das Rochas Aplicado a Saprolitos e Solos Saprolíticos. In: II Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais e suas Aplicações na Engenharia Civil, 29 a 30/dez 1989, Porto Alegre, RS, Brasil; CPGEC/UFRGS.
- (6) Brand, E.W. and Phillipson, H.B. Review of International Practice for Sampling and Testing of Residual Soils. In: A Review of International Practice - Technical Committee on Sampling and Testing Residual Soils of the International Society for Soil Mechanics and Foundation,. May 1985, Hong Kong; edited by Southern Asian Geotechnical Society.
- (7) Vaughan, P.R. Pore Pressures Due to Infiltration into Partly Saturated Slopes. In: Proceedings of the First Conference on Geomechanics in Tropical and Saprolitic

- Soils; Brasilia; Brasil; 11-14 feb, 1985, Brazilian Society for Soil Mechanics – ABMS, pp 61-71.
- (8) Ko, H. Y. and Sture, S. State of the Art: Data Reduction and Application for Analytical Modeling. In: Laboratory Shear Strength of Soils, ASTM STP, 740; Yong, R.N. and Townsend, F.C. editors American Society for Testing and Materials; 1981, pp 329-386.
- (9) Ladd, C. C. Stability Evaluation During Staged Construction. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, Number 4, April 1991, pp 540-615.
- (10) Kimura, T. ; Saitoh, K. The effect of sampling disturbance in undrained strength. In: Recent Developments in Laboratory and Field Tests and Analysis of Geotechnical Problems, Bangkok, 1983.
- (11) Begemann, H. K. S. Ph. Sample Disturbance Influencing Shear Strength of Soft Cohesive Soils. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session 2 - Soil Sampling, Tokio 1977.
- (12) Iwasaki, Y. T. et al. On the Undisturbed Sampling for Stiff Clay. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session 2 - Soil Sampling, Tokio 1977.
- (13) Seko, T. ; Tobe, K. Research of Stiff Clay Sampling. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session 2 - Soil Sampling, Tokio 1977;
- (14) Hight, D. W. et al. Disturbance of Bothkennar Clay Prior to the Laboratory Testing. In: Geotechnique 42, #2, pp199-217;
- (15) Sandroni, S.S. Sampling and Testing of Residual Soils in Brazil. In: Sampling and Testing of Residual Soils - A Review of the International Practice, Edited by Brand, E.W.; Phillipson H.B., Southeast Asian Geotechnical Society, Sponsored by

- Technical Committee on Sampling and Testing of Residual Soils - International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- (16) Chugh, C. P. (1985) Manual of Drilling Technology, Rotterdam, Balkema Publishers.
- (17) Atkinson, J. H. ; Allman, M. A. ; Böese, R. J. Influence of Laboratory Sample Preparation Procedures on the Strength and Stiffness of Intact Bothkennar Soil Recovery Using Laval Sampler. In: Geotechnique 42, #2, pp349-354;
- (18) Bressani, L. A. ; Vaughan, P. R. Damage to Soil Structure During Triaxial Testing. In: Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro/Brazil, August 1989, vol. 1, p 17-20;
- (19) DeGroot, D. J. ; Sheahan, T. C. Laboratory Methods for Determining Engineering Properties of Overconsolidated Clays. In: Transportation Research, record #479, Jul 1995, p. 17-25.
- (20) Bishop, A. W. ; Henkel, D. J. (1962) The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Tests, Second Edition, London, Edward Arnold Publishers Ltd.
- (21) Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils - D4767-88<sup>e1</sup>, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 0408, July 1988.
- (22) Tatsuoka, F. Some Recent Developments in Triaxial Testing Systems for Cohesionless Soils. In: Advanced Triaxial Testing of Soils and Rock, ASTM STP 977, Robert T. D.; Ronald C. C.; Marshal L. S., Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, pp 7-67.
- (23) Dennis, N.D. Influence of Specimen Preparation Techniques and Testing Procedures on Undrained Steady State Shear Strength. In: Advanced Triaxial Testing of Soils and Rock, ASTM STP 977, Robert T. D.; Ronald C. C.; Marshal L.

- S., Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, pp 642-654.
- (24) Germaine, J.T. and Ladd, C.C. Triaxial Testing of Saturated Cohesive Soils. In: Advanced Triaxial Testing of Soils and Rock, ASTM STP 977, Robert T. D.; Ronald C. C.; Marshal L. S., Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, pp 421-459.
- (25) Baldi, G., Hight, D.W. and Thomas, G.E. A Reevaluation of Conventional Triaxial Test Method. In: Advanced Triaxial Testing of Soils and Rock, ASTM STP 977, Robert T. D.; Ronald C. C.; Marshal L. S., Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, pp 219-263.
- (26) Lacasse, S. and Berre, T. Triaxial Testing Method for Soils. In: Advanced Triaxial Testing of Soils and Rock, ASTM STP 977, Robert T. D.; Ronald C. C.; Marshal L. S., Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, pp 264-289.
- (27) Lambe, P.C. and Hertz, W.T. Consolidated Drained Triaxial Testing of Piedmont Residual Soil. In: Advanced Triaxial Testing of Soils and Rock, ASTM STP 977, Robert T. D.; Ronald C. C.; Marshal L. S., Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, pp 311-320.
- (28) Clayton, C. R. I. ; Hight, D. W. ; Hopper, R. J. (1992) Progressive Deconstructing of Bothkennar Clay: Implications for Sampling and Reconsolidation Procedures. In: Geotechnique 42, #2, p. 219-239.
- (29) Hoek, E. and Bray, J.W. Rock Slope Engineering, Third edition, The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1981.
- (30) Guidicini, G.; Nieble, C. M. Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação, Ed. Edgar Blucher, 1983.

- (31) Hoek, E.; Kaiser, P. K.; Bawden, W.F. Support of Underground Excavations in Hard Rock, Ed. A A Balkema/Rotterdam/Brookfields, 1995.
- (32) Franklin et al. Suggested Methods for Determining Shear Strength, International Society for Rock Mechanics – Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests – Committee on Field Tests – Document #1 - Final Draft – feb, 1974. In: Advanced International Training Programme on Mining Technology, April 1<sup>st</sup> to June 7<sup>th</sup>, 1996 CENTEK – Lulea – Sweden.
- (33) Hoek, E.; Brown, E.T. Underground Excavations in Rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980.
- (34) Hoek, E. Analysis of Slope Stability in Very Heavily Jointed or Weathered Rock Masses, p. 375-406/ Apresentado no Third International Conference on Stability in Surface Mining, Vancouver, BC, Canada, 1-3<sup>rd</sup>. June 1981.
- (35) Sjoberg, J. Estimating Rock Mass Strength Using the Hoek-Brown Failure Criterion and Rock Mass Classification – A review and Application to the Aznalcollar Open Pit. Lulea, Sweden – Lulea University of Technology (Internal Report – Division of Rock Mechanics of the Department of Civil and Mining Engineering).
- (36) Ashby, J. P. Production Blasting and the Development of Open Pit Slopes, p. 549-570// Apresentado no Third International Conference on Stability in Surface Mining, Vancouver, BC, Canada, 1-3<sup>rd</sup>. June 1981.
- (37) Oriard, L. L. Influence of Blasting On Slope Stability; State of the Art, p. 43-87// Apresentado no Third International Conference on Stability in Surface Mining, Vancouver, BC, Canada, 1-3<sup>rd</sup>. June 1981.
- (38) Olofsson, S. O. Applied Explosives Technology for Construction and Mining. APPLEEX, Sweden, 1990.

- (39) Hustrulid, W.; Kuchta, M. - Open Pit Mine Planning & Design – vol.1 Fundamentals, 1995, A.A. Balkema / Rotterdam / Brookfields.
- (40) Sharma, S. XSTABL – An Integrated Slope Stability Analysis Program for Personal Computers – Reference Manual - Version 5.1 Interactive Software Designs Inc., April 1996.
- (41) Rezende, N. P. de – Relatório de Pesquisa de Minério de Ferro – Distrito Ferrífero de Serra dos Carajás, 1972;
- (42) Rocha, D. – Proposição Preliminar de Ângulos de Talude Conforme Setorização da Cava – Relatório Técnico emitido pela Figueiredo Ferraz Consultoria e Engenharia de Projetos Ltda.

## APÊNDICE 1 – CRITÉRIOS DE CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

Os critérios mais conhecidos internacionalmente são os de Bieniawski (CSIR) e o de Barton, Lien & Lunde (NGI), cujos resumos e principais tabelas serão apresentados nos parágrafos seguintes.

Para ambos os critérios anteriormente citados, é necessário calcular um índice que descreva a qualidade do maciço rochoso, denominado RQD *Rock Quality Designation*, que, com relação à metragem total perfurada, é definido como a porcentagem da somatória de todos os comprimentos de pedaços de testemunho maiores do que 100mm. Entretanto, é necessário que os testemunhos tenham pelo menos o diâmetro NX (54,7mm) e tenham sido perfurados, pelo menos, com barrilete duplo. A figura A1.a descreve a metodologia de cálculo do RQD.

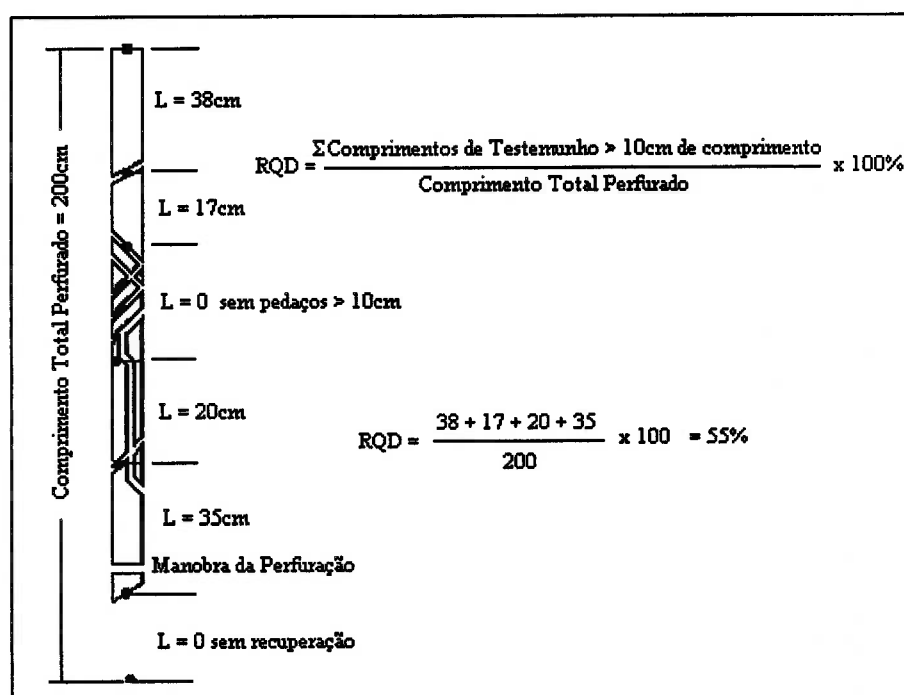


Figura A1.a – Ilustração do cálculo do RQD – *Apud* Hoek, Kaiser & Bawden (31).

A classificação de maciços, segundo Bieniawski, baseia-se na pontuação do maciço conforme os seguintes quesitos:

- Índice de Carga Pontual (“Point Load Index”), ou Resistência à Compressão Uniaxial;
- RQD;
- Espaçamento das descontinuidades;
- Condições das descontinuidades;
- Condições de água subterrânea;
- Ajuste para orientação das juntas.

Cada um dos quesitos consta de uma tabela, onde é arbitrado um certo número de pontos conforme as condições de cada item anteriormente referido, sendo a somatória destes pontos intitulada RMR *Rock Mass Rate*, para o qual quanto maior o RMR, melhores as condições do maciço.

O critério de classificação de maciços de Bieniawski, também denominado Classificação Geomecânica, ou Sistema RMR, foi inicialmente publicado em 1973, tendo sofrido várias revisões desde então. Como ilustração, um mesmo maciço foi classificado de acordo com as várias revisões do critério anteriormente referido, tendo-se chegado à tabela A1.a, a seguir:



**Tabela A1.a – Ilustração das várias revisões do critério, de Bieniawski, de classificação de maciços, para um granito levemente alterado, com um Índice de Carga Pontual de 7 MPa, um valor de RQD de 70%, juntas levemente rugosas com separação menor do que 1mm, e espaçadas de 300mm. - *Apud* Hoek, Kaiser & Bawden (31).**

Item	Valor	Ano da revisão do critério de Bieniawski				
		1973	1974	1976	1979	1989
Índice de Carga Pontual	7 MPa	5	5	12	12	12
RQD	70%	14	14	13	13	13
Espaçamento das descontinuidades	300mm	20	20	20	10	10
Condições das descontinuidades	Descritas	12	10	20	20	25
Água subterrânea	Seco	10	10	10	15	15
Ajuste para orientação das juntas	Muito Favorável	15	15	0	0	0
<b>RMR</b>		<b>76</b>	<b>74</b>	<b>75</b>	<b>70</b>	<b>75</b>

Segundo Hoek, Kaiser & Bawden (31), para efeito do cálculo de RMR para utilização na definição da envoltória de ruptura de Hoek & Brown, deve-se utilizar o critério de 1976, cuja pontuação para cada item se encontra exposta na tabela A1.b. Observe-se ainda que, para a mesma finalidade, devem-se admitir as condições de talude seco e descontinuidades muito favoráveis, mesmo o maciço não apresentando tais características, pois estas irão ser consideradas na análise de estabilidade posterior.

Outro critério utilizado para a definição da envoltória de ruptura de Hoek & Brown é o de Barton *et al.*, que utiliza o denominado Índice de Qualidade para Escavação de Túneis –  $Q$  do NGI (*Norwegian Geotechnical Institute* – ver tabela A1.c), que é calculado como se segue:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

onde:

$J_n$  – Índice para o número de famílias de descontinuidades;

$J_r$  – Índice para a rugosidade das juntas;

$J_a$  – Índice para o grau de alteração das descontinuidades;

$J_w$  – Fator de redução para as condições de água subterrânea;

$SRF$  – Fator de redução para as condições de tensão.

De acordo com Barton *et al.*, in Hoek, Kaiser & Bawden (31), o primeiro quociente ( $RQD/J_n$ ), representando a estrutura do maciço rochoso, é uma medida grosseira do tamanho das partículas, ou tamanho dos blocos, com dois valores extremos (100/0,5 e 10/20) diferindo por um fator de 400. Se o quociente for interpretado em unidades de centímetros, os tamanhos extremos de partícula, de 200 a 0,5cm, são vistos como aproximações grosseiras, mas bastante realistas. Provavelmente, os maiores blocos devem ser várias vezes este tamanho, e os menores, menos da metade deste valor (obviamente, excluindo-se as partículas de argila).

O segundo quociente ( $J_r/J_a$ ) representa a rugosidade e as características de atrito das paredes das juntas, ou materiais de preenchimento. Tal quociente tem um peso maior nas juntas com superfícies grosseiras e pouco alteradas com contato direto entre as paredes. Espera-se que tais superfícies estejam próximas da resistência de pico, e que apresentem alta dilatância, quando sujeitas ao cisalhamento, já que isto é favorável à estabilidade do túnel.

Quando as paredes das juntas rochosas tiverem uma fina cobertura de argilo-minerais, ou preenchimento, a resistência será reduzida de maneira significativa. No entanto, o contato entre as paredes rochosas, após ocorrido pequeno deslocamento de cisalhamento, pode ser um fator muito importante para a preservação da escavação contra a ruptura final.

Quando não houver contato entre as paredes rochosas das juntas, as condições são extremamente desfavoráveis para a estabilidade dos túneis. Os ângulos de atrito listados na tabela A1.c estão um pouco abaixo da resistência residual para a maioria das argilas, estando possivelmente classificados de maneira desfavorável, pelo fato de que essas finas faixas de argila, ou preenchimentos, podem tender a se consolidar durante o cisalhamento, pelo menos se tiver havido processos de *softening* ou expansão. A pressão de expansão da montmorilonita pode ser um fator contribuinte para o citado anteriormente.

O terceiro quociente ( $J_w/SRF$ ) consiste de dois parâmetros de tensão, sendo que SRF é uma medida de:

1. Relaxamento de tensões no caso de escavação através de zonas de cisalhamento ou zonas de suporte com argila;
2. Estado de tensões em rocha competente;
3. Cargas de fluxo plástico em rochas pouco competentes.

SRF deve ser visto como um parâmetros que considera as tensões totais do maciço ao invés das efetivas. O parâmetro  $J_w$  é uma medida da pressão d'água, que tem um efeito adverso na resistência das juntas, em função da redução da pressão efetiva. A água pode, adicionalmente, causar *softening* e, possivelmente, expulsão do preenchimento argiloso das juntas. Provou-se ser impossível a combinação desses dois parâmetros em função de tensões efetivas interblocos, porque, paradoxalmente, um alto valor de tensão efetiva pode, algumas vezes, significar uma condição menos estável do que um menor valor, a despeito da maior resistência ao cisalhamento. O quociente ( $J_w/SRF$ ) é um fator empírico complicado que descreve as “tensões ativas”.

**Tabela A1.b – Critério Geomecânico de Classificação de Maciços Rochosos Fraturados de Bieniawski (1976) RMR – Apud Hoek & Bray (29).**

**A - PARÂMETROS DE CLASSIFICAÇÃO E SUAS PONTUAÇÕES**

PARÂMETRO		FAIXA DE VALORES							
1	Parâmetros de resistência do material intacto	Índice de carga pontual "Point Load Index"	> 8 MPa	4 - 8 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Para esta faixa de baixas tensões - melhor utilizar resistência à compressão uniaxial		
		Resistência à compressão uniaxial	> 200 MPa	100 - 200 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	10 - 25 MPa	3 - 10 MPa	1 - 3 MPa
	Pontuação	15	12	7	4	2	1	0	
2	Qualidade dos Testemunhos - RQD	90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%			
	Pontuação	20	17	13	8	3			
3	Espaçamento das Juntas	> 3m	1 - 3m	0,3 - 1m	50 - 300mm	< 50mm			
	Pontuação	30	25	20	10	5			
4	Condições das Juntas	Superfícies muito rugosas, sem continuidade, sem separação, paredes em rocha dura	Superfície pouco rugosa, separação < 1mm, paredes em rocha dura	Superfície pouco rugosa, separação < 1mm, paredes em rocha macia	Superfícies lisas, ou espessura do preenchimento < 5mm, ou abertura das juntas 1 - 5mm, juntas contínuas	Espessura do preenchimento > 5mm, o abertura das juntas > 5mm, juntas contínuas			
	Pontuação	25	20	12	6	0			
5	Condições do nível d'água	Vazão de água por 10m de túnel	Nenhuma, ou		< 25 l/min, ou	25 - 125 l/min, o	> 125 l/min, ou		
		Relação (pressão da água nas juntas / tensão principal maior)	0, ou		0,0 - 0,2, ou	0,2 - 0,5, ou	> 0,5, ou		
	Condições gerais	Completamente seco		Somente úmido, (água intersticial)	Água com pressão moderada	Condições severas de pressão d'água			
	Pontuação	10		7	4	0			

**B - AJUSTE EM FUNÇÃO DAS ORIENTAÇÕES DAS JUNTAS**

Orientação da direção e mergulho das juntas		Muito favorável	Favorável	Médio	Desfavorável	Muito desfavorável
Pontuação	Túneis	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-50

**C - CLASSES DE MACIÇOS ROCHOSOS DETERMINADOS A PARTIR DAS PONTUAÇÕES - RMR**

Pontuação Total	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Número da Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Rocha muito boa	Rocha boa	Rocha média	Rocha fraca	Rocha muito fraca

**Tabela A1.c – Classificação Individual dos Parâmetros Utilizados no Cálculo do Índice de Qualidade de Maciços para Escavação de Túneis – Q – Barton, Lien & Lunde (1974) – Apud Hoek & Brown (31).**

DESCRIÇÃO	VALOR	COMENTÁRIO
<b>1. DESIGNAÇÃO DA QUALIDADE DA ROCHA - RQD</b>		
A. Muito Ruim	0 - 25	Quando o RQD for menor do que 10, considerar o valor de 10 para cálculo de Q.
B. Ruim	25 - 50	
C. Média	50 - 75	
D. Boa	75 - 90	
E. Muito Boa	90 - 100	
<b>2. NUMERO DE FAMÍLIAS DE JUNTAS - Jn</b>		
A. Maciço, sem nenhuma ou poucas juntas	0,5 - 1,0	
B. Uma família de juntas	2	
C. Uma família de juntas e outras aleatoriamente distribuídas	3	
D. Duas famílias de juntas	4	
E. Duas famílias de juntas e outras aleatoriamente distribuídas	6	
F. Três famílias de juntas	9	
G. Três famílias de juntas e outras aleatoriamente distribuídas	12	
H. Quatro, ou mais, conjuntos de juntas, altamente fraturado	15	
J. Rocha triturada, aparência de solo	20	
<b>3. COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DAS JUNTAS - Jr</b>		
a. Com as superfícies rochosas das descontinuidades em contato, ou		
b. Com as superfícies rochosas das descontinuidades em contato com menos de 10cm de deslocamento de cisalhamento		
A. Juntas descontinuas	4	Adicione 1 se o espaçamento médio da família de juntas relevante for maior do que 3m.  Jr = 0,5 pode ser utilizado para superfícies de juntas planares com tendência a escorregamento, contendo lineações, dado que estas lineações estejam orientadas segundo a direção de resistência mínima.
B. Ásperas, irregulares, onduladas	3	
C. Suavemente onduladas	2	
D. Onduladas, mas com tendência a escorregar umas sobre as outras	1,5	
E. Ásperas, irregulares, planares	1,5	
F. Suaves, planares	1	
G. Com tendência a escorregar umas sobre as outras, planares	0,5	
c. Sem contato entre as superfícies rochosas quanto sujeitas a cisalhamento		
H. Zona contendo argilo-minerais espessa o bastante para evitar o contato entre as paredes rochosas da descontinuidade	1	
J. Zona contendo minerais com textura arenosa, espessa o bastante para evitar o contato entre as paredes rochosas da descontinuidade	1	

**Tabela A1.c (continuação)– Classificação Individual dos Parâmetros Utilizados no Cálculo do Índice de Qualidade de Maciços para Escavação de Túneis – Q – Barton, Lien & Lunde (1974) – Apud Hoek & Brown (31).**

DESCRIÇÃO	VALOR	COMENTÁRIO
<b>4. COEFICIENTE DE ALTERAÇÃO DAS JUNTAS - Ja</b>		
a. Com as superfícies rochosas das descontinuidades em contato		Valores aproximados de $\phi_r$
A. Superfícies praticamente soldadas por material duro e impermeável	0,75	-
B. Superfícies sem alteração, podendo apresentar somente manchas	1	(25 - 35°)
C. Paredes das juntas pouco alteradas, podendo conter cobertura de mineral desprovida de <i>softening</i> , tais como: partículas arenosas, rocha triturada sem argila, etc.	2	(25 - 30°)
D. Idem para cobertura de material silteoso, areno-argiloso, ou com pequena fração argilosa.	3	(20 - 25°)
E. Paredes das juntas pouco alteradas, podendo conter cobertura de mineral com <i>softening</i> , ou com pouco atrito, tais como: caulinita, mica, clorita, talco, gipso, grafite, etc. Além de pequena quantidade de argilas expansivas. (Coberturas descontinuas, com 1 a 2mm, ou menos, de espessura).	4	(8 - 16°)
b. Com as superfícies rochosas das descontinuidades em contato com menos de 10cm de deslocamento de cisalhamento		
F. Partículas arenosas, rocha triturada sem argila, etc.	7	(25 - 30°)
G. Preenchimentos com argilo minerais desprovidos de <i>softening</i> altamente sobreconsolidados (contínuos, com espessura menor do que 5mm)	6	(16 - 24°)
H. Preenchimentos com argilo minerais com <i>softening</i> , média a baixa sobreconsolidação (contínuos, com espessura menor do que 5mm)	8	(6 - 12°)
J. Preenchimentos com argilas expansivas (montmorilonita), contínuos com menos de 5mm de espessura. Valores de Ja dependerão das partículas de argila expansiva e do acesso a água	8,0 - 12,0	(12 - 16°)
c. Sem contato entre as superfícies rochosas quando sujeitas a cisalhamento		
K. Zonas ou bandas de rocha desintegrada e argila (ver itens G, H, e J para as condições da argila)	6	Os valores de $\phi_r$ , ângulo de atrito residual, são indicados apenas como guia para as propriedades dos produtos de alteração, quando presentes.
L.	8	
M.	8,0 - 12,0	(6 - 24°)
N. Zonas ou bandas de site argiloso ou areia argilosa, pequena fração argila desprovida de <i>softening</i>	5	(6 - 24°)
O. Zonas ou bandas espessas de argila (ver itens G, H, e J para as condições da argila)	10,0 - 13,0	
P.	6,0 - 24,0	
<b>5. FATOR DE REDUÇÃO PARA ÁGUA NAS JUNTAS - Jw</b>		
A. Escavação seca, ou pequeno fluxo de água, localmente menor do que 5 l/min	1	Fatores de C a F são estimativas grosseiras, aumente Jw se medidores de drenagem forem instalados
B. Fluxo, ou pressão, média, ocasionalmente com o preenchimento das descontinuidades sendo expelido pela água	0,66	
C. Grandes pressões de água, ou fluxos, em rocha competente, com juntas sem preenchimento	0,5	
D. Grandes pressões de água, ou fluxos, em rocha competente, com considerável quantidade de preenchimento sendo expelido pela água das juntas	0,33	
E. Fluxos, ou pressões, excepcionalmente altas quando da detonação, decaindo com o tempo	0,2 - 0,1	
F. Fluxos, ou pressões, excepcionalmente altas quando da detonação, continuamente, sem decair com o tempo	0,1 - 0,05	

**Tabela A1.c (continuação) – Classificação Individual dos Parâmetros Utilizados no Cálculo do Índice de Qualidade de Maciços para Escavação de Túneis – Q – Barton, Lien & Lunde (1974) – Apud Hoek & Brown (31).**

DESCRIÇÃO	VALOR	COMENTÁRIO		
<b>6. FATOR DE REDUÇÃO EM FUNÇÃO DO ESTADO DE TENSÕES - SRF</b>				
a. Zonas de fraqueza interceptando a escavação, podendo causar o relaxamento do maciço quando da escavação do túnel				
A. Múltiplas ocorrências de zonas de fraqueza contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada, rocha circundante sem capacidade de suporte (qualquer profundidade).	10,0	Reduza estes valores de SRF de 25 - 50% se as zonas de cisalhamento relevantes influenciarem mas não cortam a escavação.		
B. Uma zona de fraqueza contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade < 50m).	5,0			
C. Uma zona de fraqueza contendo argila ou rocha quimicamente desintegrada (profundidade > 50m).	2,5			
D. Múltiplas zonas de cisalhamento em rocha competente sem argila, rocha circundante sem capacidade de suporte (qualquer profundidade).	7,5	Para campos de tensões virgens altamente anisotrópicos (caso tenham sido feitas medidas): quando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$ , reduza $\sigma_c$ para $0,8\sigma_c$ e $\sigma_t$ para $0,8\sigma_t$ . Quando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ reduza $\sigma_c$ e $\sigma_t$ para $0,6\sigma_c$ e $0,6\sigma_t$ respectivamente.		
E. Uma zona de cisalhamento em rocha competente sem argila (profundidade < 50m).	5,0			
F. Uma zona de cisalhamento em rocha competente sem argila (profundidade > 50m).	2,5			
G. Maciço altamente fraturado, com juntas abertas sem capacidade de suporte	5,0			
b. Rocha competente, problemas de estado de tensão				
	$\sigma_c/\sigma_1$	$\sigma_t/\sigma_1$		
H. Baixas tensões, próximo à superfície	> 200	> 13	2,5	
J. Tensões médias	200 - 10	13 - 0,66	1	
K. Altas tensões, estrutura bastante intertravada (geralmente favorável para estabilidade, podendo não ser para estabilidade das paredes)	10 - 5	0,66 - 0,33	0,5 - 2	Há poucos registros de casos, mas quando a profundidade de escavação do túnel for menor do que a largura do vão da seção transversal, sugere-se que SRF aumente de 2,5 para 5,0 (ver H).
L. <i>Rock Burst</i> moderado	5 - 2,5	0,33 - 0,16	5 - 10	
M. <i>Rock Burst</i> severo	< 2,5	< 0,16	10 - 20	
c. Rocha em estado plástico, fluxo plástico de rocha incompetente sob a influência de altas pressões				
N. Pressão moderada de fluxo plástico			5 - 10	
O. Alta pressão de fluxo plástico			10 - 20	
d. Rocha expansiva, expansão devido à atividade química em presença de água				
P. Pressão de expansão moderada			5 - 10	
R. Alta pressão devido à expansão da rocha			10 - 20	

Comentários adicionais sobre os usos das tabelas do critério do NGI:

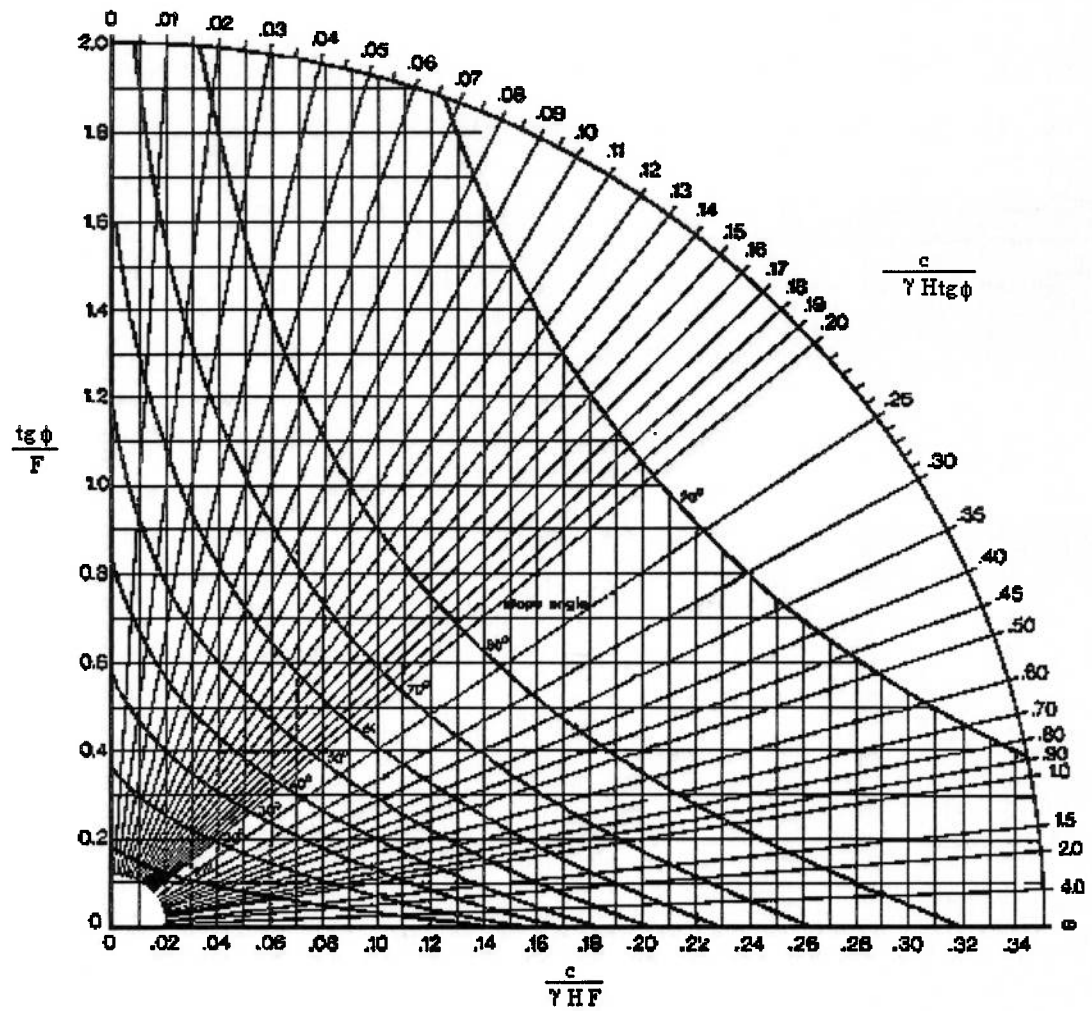
- Quando os testemunhos de sondagem não estiverem disponíveis, RQD pode ser estimado a partir do número de juntas por unidade de volume, no qual o número de juntas por metro de cada família de descontinuidades é somado para se conseguir o total de juntas por unidade de volume. Uma correlação simples pode ser utilizada no caso de maciços rochosos sem argila:  $RQD = 115 - 3,3J_v$ , onde  $J_v$  é o número total de juntas por  $m^3$  ( $0 < RQD < 100$  para  $35 < J_v < 4,5$ );
- O parâmetro  $J_n$ , representando o número de famílias de juntas, será sempre afetado pela foliação, xistosidade, acamamento, etc. Caso estas estruturas sejam bastante desenvolvidas, deve-se considerá-las como uma família de descontinuidades. Entretanto, se somente há poucas estruturas visíveis, ou somente ocasionalmente os testemunhos são quebrados devido à presença das estruturas citadas anteriormente, então seria mais apropriado considerá-las como se fossem um conjunto de juntas aleatoriamente distribuídas, quando da avaliação de  $J_n$ .
- Os parâmetros  $J_r$  e  $J_a$ , representando a resistência ao cisalhamento, devem ser relevantes para a família de descontinuidades mais fraca, ou juntas preenchidas com argila numa dada zona. Entretanto, caso a família de juntas, ou

descontinuidades, com valor mínimo de  $J_r/J_a$  estiver orientada favoravelmente, então um segundo conjunto de descontinuidades menos favoravelmente orientadas pode ser algumas vezes mais significativo, fazendo com que seu valor de  $J_r/J_a$  seja usado para o cálculo de Q. O valor de  $J_r/J_a$  deve, na verdade, estar relacionado à superfície com maior probabilidade de iniciar a ruptura.

- 4) Quando o maciço rochoso contém argila, o fator SRF deve ser corretamente avaliado de maneira a baixar as cargas máximas suportáveis pelo material; neste caso, a resistência da rocha intacta tem pouco interesse. Entretanto, nos casos onde o fraturamento é mínimo, e a argila está completamente ausente, a resistência da rocha intacta pode se tornar o elo mais fraco da corrente, e a estabilidade irá depender da relação tensões no maciço/resistência do maciço rochoso. Um campo de tensões altamente anisotrópico é desfavorável para a estabilidade, sendo abordado na segunda nota das observações do item 6, na tabela de avaliação do fator de redução de tensões.
- 5) As resistências à tração e compressão da rocha intacta ( $\sigma_c$  e  $\sigma_t$ ) devem ser avaliadas sob condições saturadas, se tal condição for apropriada para representar as condições previstas para o futuro. Uma estimativa bastante conservadora da resistência deve ser efetuada caso a rocha se deteriore quando exposta a umidade ou condições saturadas.

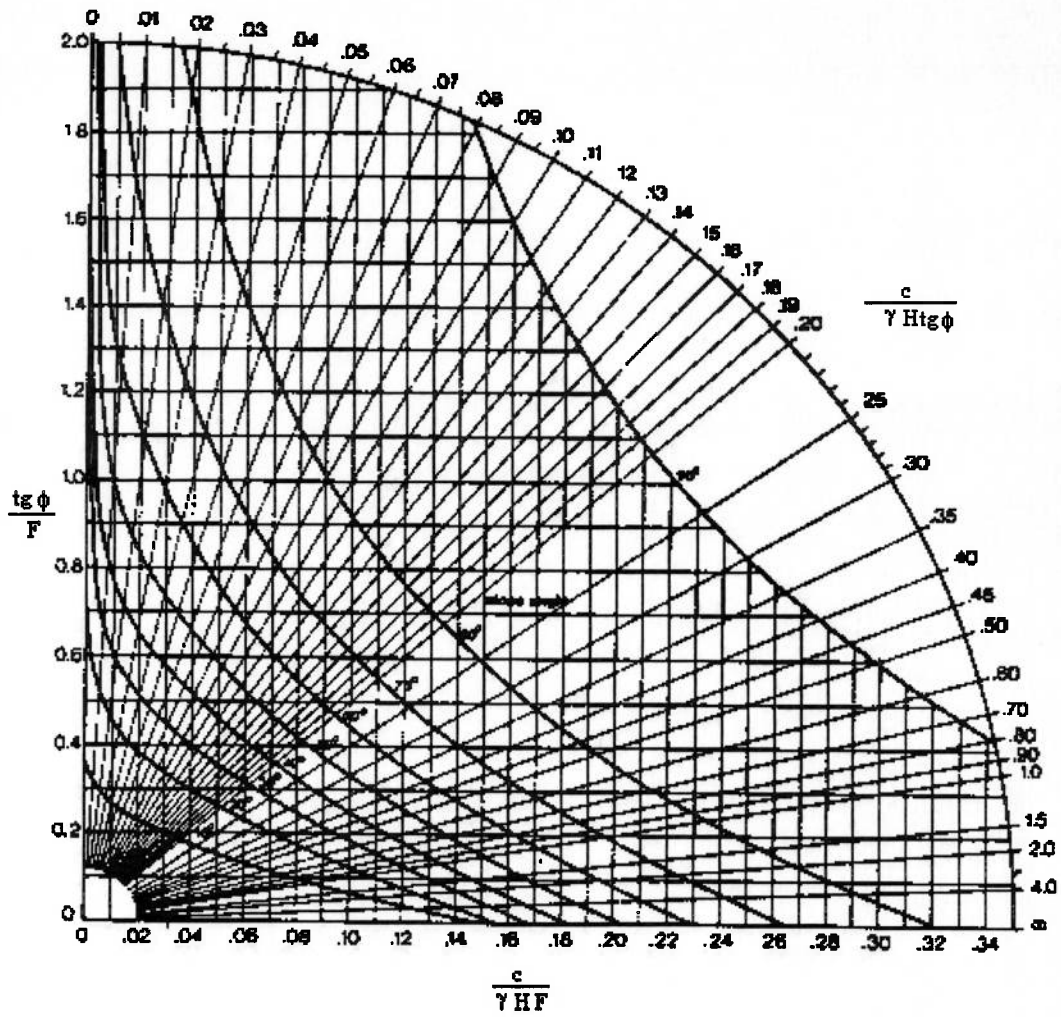


APÊNDICE 2 – NOMOGRAMAS DE HOEK & BRAY PARA RUPTURAS  
CIRCULARES



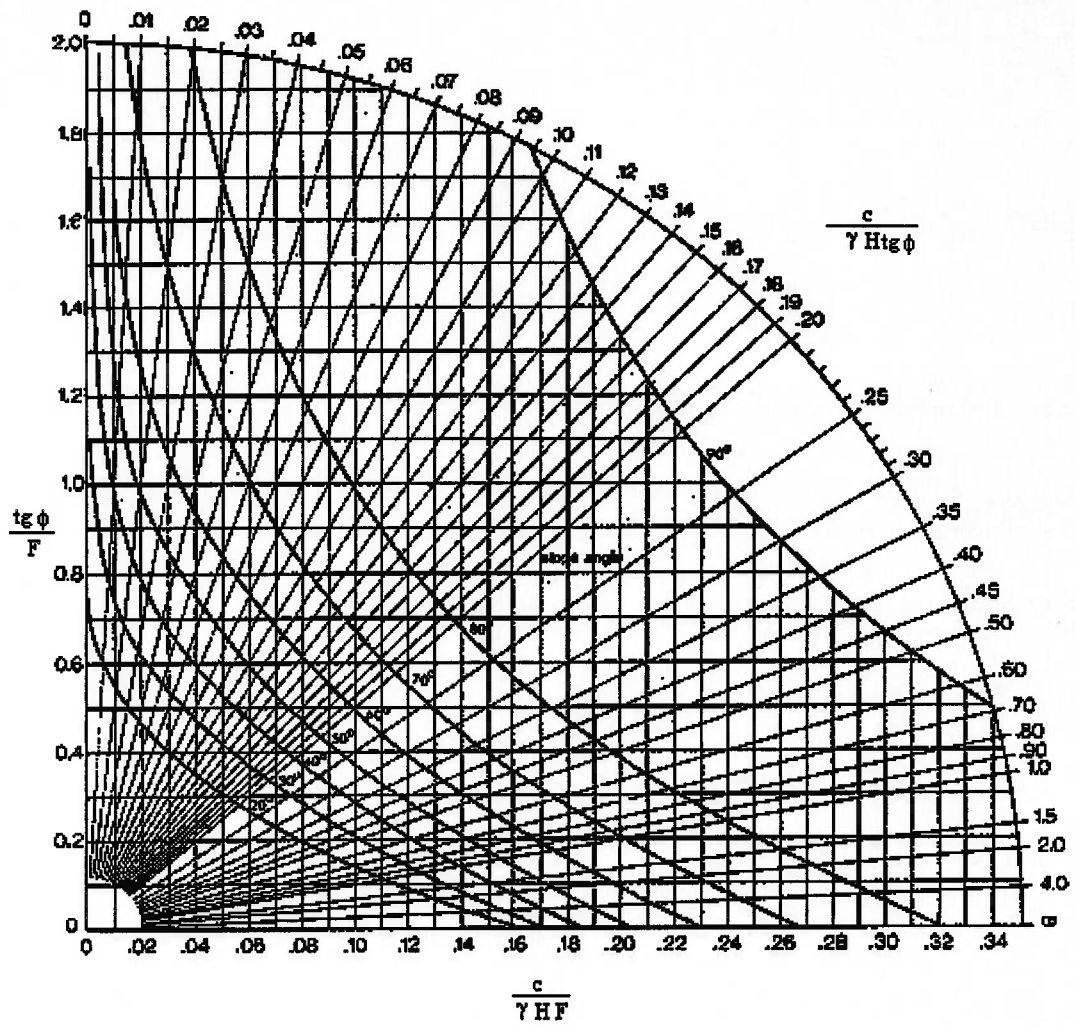
Ábaco número 1 - Ruptura Circular

Figura A2.a – Ábaco número 1 de Hoek & Bray – *Apud* Hoek & Bray (29).



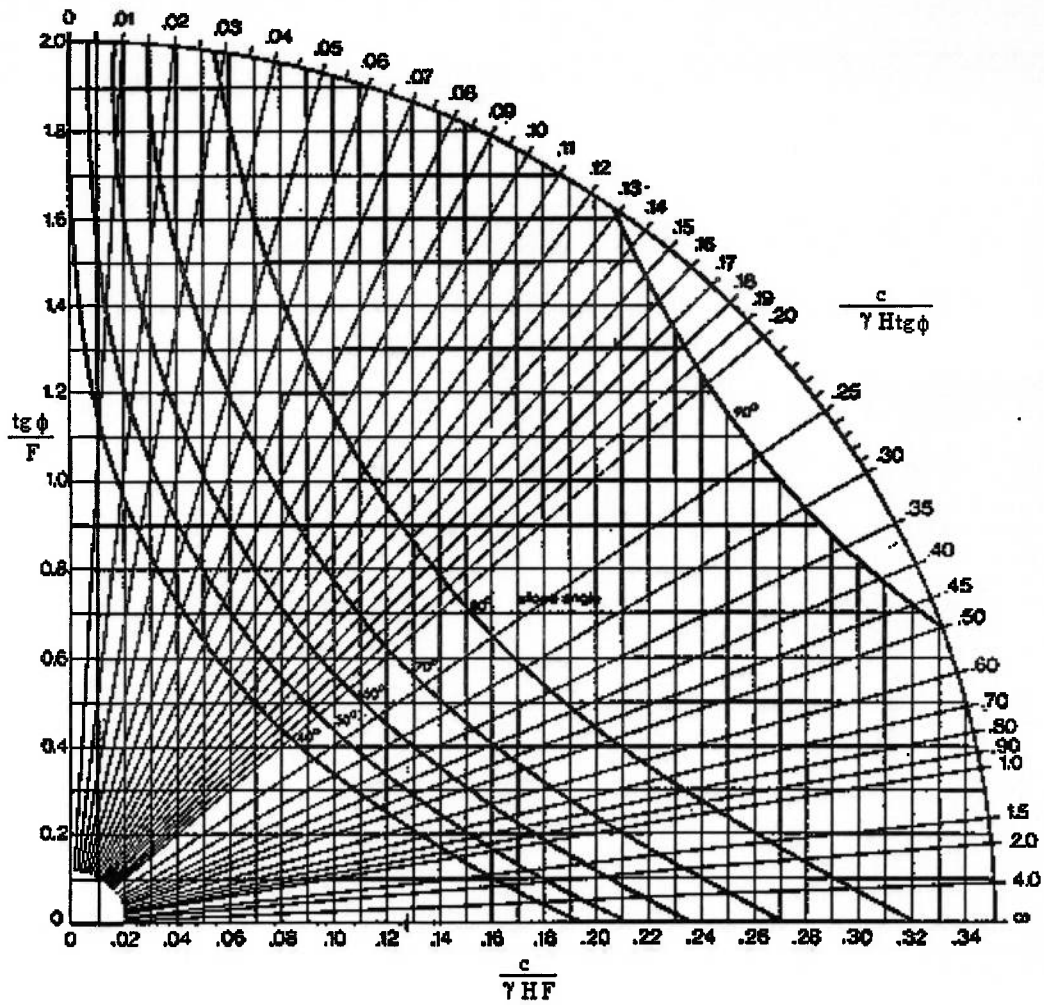
Ábaco número 2 - Ruptura Circular

Figura A2.b – Ábaco número 2 de Hoek & Bray – *Apud* Hoek & Bray (29).



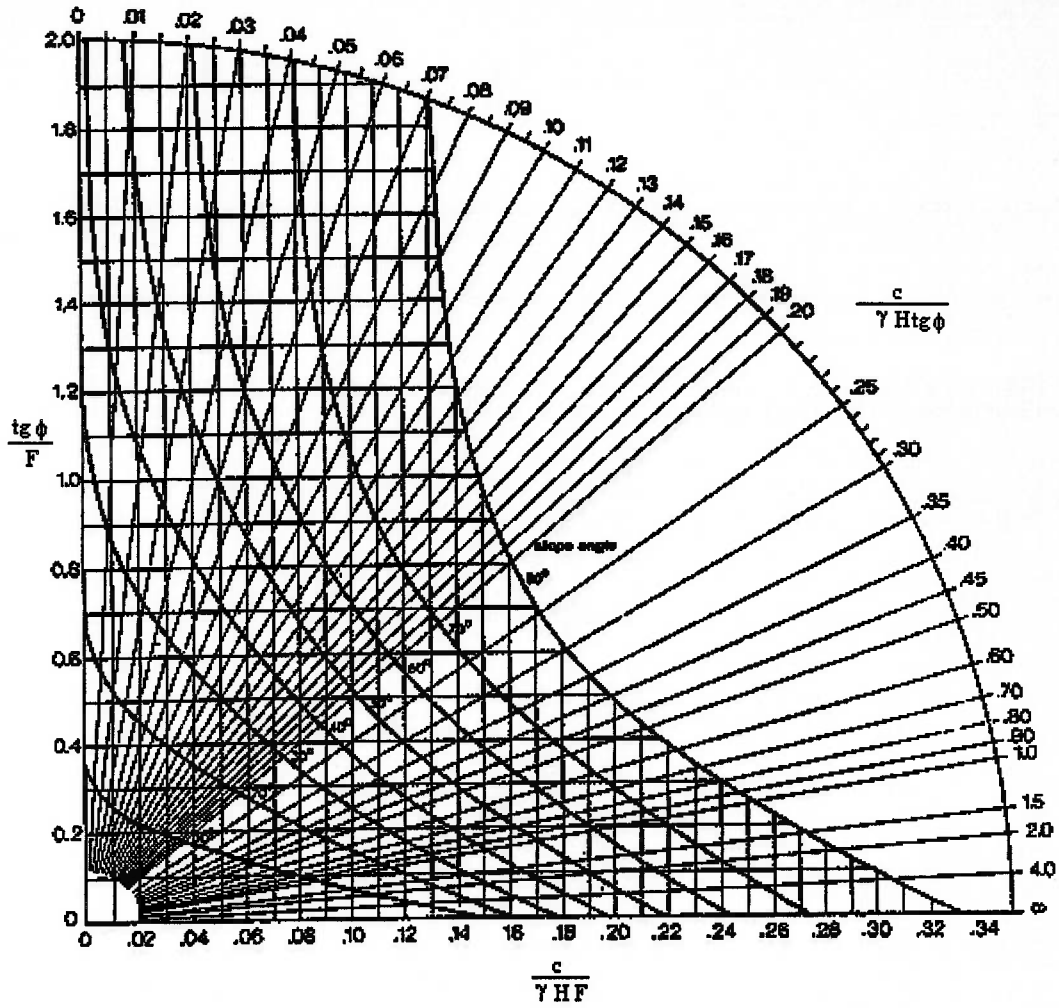
Ábaco número 3 - Ruptura Circular

Figura A2.c – Ábaco número 3 de Hoek & Bray – *Apud* Hoek & Bray (29).



Ábaco número 4 - Ruptura Circular

Figura A2.d – Ábaco número 4 de Hoek & Bray – *Apud* Hoek & Bray (29).



Ábaco número 5 - Ruptura Circular

Figura A2.e – Ábaco número 5 de Hoek & Bray – *Apud* Hoek & Bray (29).

## APÊNDICE 3 – EQUAÇÕES DO MÉTODO GENÉRICO DE EQUILÍBRIO LIMITE (GLE)

### A3.1 – EQUILÍBRIO DE FORÇAS

Considerando-se a direção paralela à base de cada fatia, tem-se:

$$S_m + Z_L \cos(\alpha - \theta_L) - Z_R \cos(\alpha - \theta_R) - W(1 - k_v) \sin \alpha - Wk_h \cos \alpha - U_\beta \sin(\alpha - \beta) - Q_e \sin(\alpha - \delta) = 0 \quad \text{Eq. A3.1}$$

se o critério de ruptura de Mohr-Coulomb for adotado, a resistência mobilizada  $S_m$  fica:

$$S_m = \frac{S_a}{F} = \frac{c}{F} + N' \frac{\text{tg} \phi}{F} = c_m + N' \text{tg} \phi_m \quad \text{Eq. A3.2}$$

Substituindo-se a equação A3.2 em A3.1, tem-se:

$$N' \text{tg} \phi_m = Z_R \cos(\alpha - \theta_R) - Z_L \cos(\alpha - \theta_L) - W[(1 - k_v) \sin \alpha + k_h \cos \alpha] - c_m + U_\beta \sin(\alpha - \beta) + Q_e \sin(\alpha - \delta) \quad \text{Eq. A3.3}$$

Impondo-se o equilíbrio de forças na direção normal à base da fatia, tem-se:

$$N' + Z_R \sin(\alpha - \theta_R) - Z_L \sin(\alpha - \theta_L) + U_\alpha - W(1 - k_v) \cos \alpha + Wk_h \sin \alpha - U_\beta \cos(\alpha - \beta) - Q_e \cos(\alpha - \delta) = 0 \quad \text{Eq. A3.4}$$

Substituindo-se A3.4 em A3.3, tem-se:

$$Z_R = A_1 Z_L [\cos(\alpha - \theta_L) + \text{sen}(\alpha - \theta_L) \text{tg} \phi_m] + A_1 \left[ W \cos \alpha (1 - k_v) (\text{tg} \phi_m - \text{tg} \alpha) + c_m - U_\alpha \text{tg} \phi_m - W k_h (1 + \text{tg} \phi_m \text{tg} \alpha) \cos \alpha + U_\beta [\cos(\alpha - \beta) \text{tg} \phi_m - \text{sen}(\alpha - \beta)] + Q_e [\cos(\alpha - \delta) \text{tg} \phi_m - \text{sen}(\alpha - \delta)] \right] \quad \text{Eq. A3.5}$$

onde  $A_1$  é dado por:

$$A_1 = \frac{1}{\cos(\alpha - \theta_R) [1 + \text{tg} \theta_m \text{tg}(\alpha - \theta_R)]} \quad \text{Eq. A3.6}$$

### A3.2 – EQUILÍBRIO DE MOMENTOS

As condições para o equilíbrio de momentos são satisfeitas tomando-se todos os momentos de todas as forças com relação ao ponto médio da base da fatia, gerando-se a seguinte expressão:

$$Z_L \cos \theta_L \left[ h_L - \frac{b}{2} \text{tg} \alpha \right] + Z_L \frac{b}{2} \text{sen} \theta_L + Z_R \frac{b}{2} \text{sen} \theta_R - Z_R \cos \theta_R \left[ h_R + \frac{b}{2} \text{tg} \alpha \right] - W k_h h_c + U_\alpha h \text{sen} \beta + Q_e h \text{sen} \delta = 0 \quad \text{Eq. A3.7}$$

Em seguida, a expressão anterior é simplificada para determinar a localização da força interfatias,  $h_R$ , no lado direito de cada fatia, chegando-se a:

$$h_R = \frac{Z_L}{Z_R \cos \theta_R} \left[ h_L \cos \theta_L - \frac{b}{2} (\cos \theta_L \operatorname{tg} \alpha + \operatorname{sen} \theta_L) \right] + \frac{1}{Z_R \cos \theta_R} \left[ h(U_\beta \operatorname{sen} \beta + Q_e \operatorname{sen} \delta) - h_c k_h W \right] + \frac{b}{2} [\operatorname{tg} \theta_R - \operatorname{tg} \alpha]$$

*Eq. A3.8*

O método Genérico de Equilíbrio Limite (GLE) usa as equações A3.5 e A3.8 iterativamente para satisfazer o equilíbrio de forças e momentos para todas as fatias. Uma vez que o fator de segurança tenha sido calculado, a tensão normal total, a tensão normal vertical e a de cisalhamento na base de cada fatia são calculadas, usando as seguintes equações:

$$\sigma_n = \frac{1}{b \sec \alpha} \left\{ \begin{array}{l} Z_L \operatorname{sen}(\alpha - \theta_L) - Z_R \operatorname{sen}(\alpha - \theta_R) - U_\alpha + \\ W[(1 - k_v) \cos \alpha - k_h \operatorname{sen} \alpha] \\ + U_\beta \cos(\alpha - \beta) + Q_e \cos(\alpha - \delta) \end{array} \right\}$$

*Eq. A3.9*

$$\sigma_v = \frac{W + Q_e \cos \delta + U_\beta \cos \beta}{b \sec \alpha}$$

*Eq.*

**A3.10**

$$\tau_{base} = c_m + \sigma^i \operatorname{tg} \phi_m$$

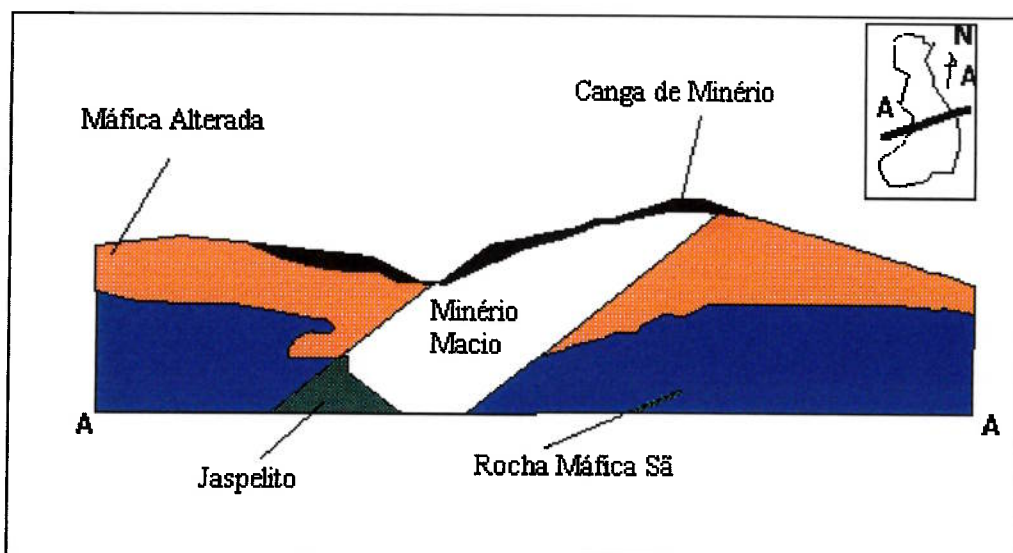
*Eq. A3.11*



## APÊNDICE 4 – PROCEDIMENTOS UTILIZADOS NA REVISÃO DO PROJETO DE ÂNGULOS DE TALUDE DE N4E EM 1992

### A4.1 - APRESENTAÇÃO DO PROBLEMA

A mina de ferro de N4E, pertencente à CVRD, uma empresa brasileira de mineração, está localizada no sul do Estado do Pará, na Serra dos Carajás, na região amazônica a 550 km a sudeste da cidade de Belém. O corpo mineral tem a forma de J, com uma elevação média cima do nível do mar de 715m, tendo dimensões aproximadas de 4.100x300x400m, sendo respectivamente comprimento, largura e profundidade da cava final. A fim de ilustrar a geologia da referida mina, uma seção vertical típica é mostrada a seguir.



**Figura A4.1.a** – Seção vertical típica do corpo de minério de N4E - CVRD - Carajás.

Na maioria das minas a céu aberto, os ângulos de talude têm grande influência na economicidade do projeto, sendo que Carajás não é uma exceção a esta regra geral.

Tendo os ângulos de talude da cava final sido dimensionados considerando-se as seguintes variáveis:

- Envoltórias de ruptura distintas para os diferentes materiais presentes no limite final de cava;
- Altura dos taludes para as diferentes regiões da mina;
- Nível d'água estimado, ou projetado, para as várias regiões da cava.

Considerando-se todas as variáveis listadas anteriormente, o limite final de cava foi subdividido em oito regiões distintas, nas quais todos os pontos internos às mesmas têm o mesmo ângulo de talude final.

A fim de definir os ângulos de talude anteriormente mencionados, seguiu-se o seguinte programa de atividades durante 1990 e 1991:

- CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA;
- DEFINIÇÃO DO MODELO GEOMECÂNICO;
- ANÁLISES DE ESTABILIDADE.

Cada uma das fases citadas acima será sumarizada a seguir:

#### **A4.1.1 - CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA/GEOTÉCNICA**

Este estágio foi composto por:

**i) LEVANTAMENTO GEOESTRUTURAL:** O levantamento geoestrutural incluiu as seguintes atividades:

**i.1)** Definição das principais características que poderiam influenciar a estabilidade dos taludes na mina de N4E, tais como: foliações, lineações, zonas de transcorrência dútil, juntas, falhas e contatos entre rochas Básicas e Ultra-Básicas;

**i.2)** O segundo aspecto que influencia a caracterização geomecânica é a definição da geometria de algumas estruturas, sendo a mais importante delas a orientação da foliação S1, além do grau de fragmentação do maciço devido às juntas. Três principais domínios estruturais foram definidos, sendo denominados respectivamente 1, 2 e 3, separados por zonas de transcorrência dútil. Os domínios anteriormente referidos estão associados a diferentes setores da mina, sendo as direções/mergulhos da foliação S1 os seguintes:

- No domínio número 1 S1 é N70E/37NW;
- No domínio número 2 S1 é N29W/46SW;
- No domínio número 3 S1 é N53E/51NW.

Adicionalmente, a foliação S1 consiste numa superfície de fraqueza do corpo de minério, podendo gerar instabilidades na escala de bancada.

O modelo estrutural local é consistente com o modelo regional, e permite projetar que as atitudes da foliação S1 permanecerão aproximadamente as mesmas, mesmo além da profundidade prevista para a cava final.

Com relação às juntas, há quatro famílias, com espaçamentos entre as mesmas variando de poucos centímetros a metros, sendo maior em rocha mais competente. A persistência varia de alguns centímetros a vários metros. Em geral tais juntas têm superfícies rugosas, e são fechadas, sendo abertas em função das atividades de desmonte, ou em função de alteração.

Há poucas falhas normais, geralmente com direções E-W e NW-SE, e mergulhos acima de  $60^\circ$ , nas abas leste e sul. No talude leste, as falhas são quase transversais ao talude, e no sul, quase paralelas.

**ii) LEVANTAMENTO GEOTÉCNICO:** Para o levantamento geotécnico foram executadas as seguintes atividades:

**ii.1)** A fim de se caracterizarem os materiais utilizando critérios geotécnicos, foram programados e executados alguns furos de sondagem rotativa para gerar amostras para a apropriada definição das envoltórias

de ruptura que deveriam ser consideradas, assim como definir os contatos entre os vários materiais geotécnicos;

**ii.2)** Para a descrição geotécnica dos furos de sonda, e mapeamento dos taludes existentes, três elementos foram definidos:

- Litologia;
- Alteração e coerência dos materiais;
- Descontinuidades.

**ii.2.1) Litologia:** Após as análises do modelo geológico da área estudada, três tipos litológicos principais foram definidos:

- Rochas Máficas;
- Minério;
- Itabirito/Jaspilito.

**ii.2.2) Grau de alteração e coerência/resistência:** Apesar do fato de que a maioria dos critérios de descrição/classificação separa o grau de alteração da coerência/resistência dos tipos litológicos, em Carajás tais características foram consideradas como uma única, em função da grande correlação existente entre o grau de alteração e a resistência dos materiais considerados. Foram considerados os seguintes graus de alteração:

- Rocha Extremamente Alterada - A4;
- Rocha Semi-Alterada - A3;
- Rocha Pouco Alterada - A2;
- Rocha Sã - A1.

**ii.2.3) Descontinuidades:** Os conjuntos mais importantes de descontinuidades são: foliação, juntas, e falhas. Uma das conclusões do trabalho é que a foliação é de grande importância nos taludes de Minério e de Máfica com graus de alteração A3 e A4, mas somente em escala de bancada. Nas rochas com grau de alteração A2 e A1, a foliação não parece desempenhar um papel tão importante, devendo-se ressaltar que, na área leste da cava, os taludes são mais influenciados pela foliação em função do talude e a foliação mergulharem na mesma direção.

Com relação às juntas e falhas, os comentários do item i.2 são ainda válidos.

**ii.3)** Para definição da envoltória de ruptura e caracterização dos vários materiais estudados, foram efetuados os seguintes testes de laboratório:

- Compressão simples na rocha Máfica A1, Máfica Decomposta A4, Máfica A3, e Jaspilito;
- Compressão triaxial ( $R_{sat}$ ) na Máfica Decomposta (A4 e A3/A4), e Semi-Alterada A3;
- Caracterização, e Análise Granulométrica, na Máfica Decomposta A4;

- Índices Físicos (densidade *in situ* e base seca) para a Máfica A1, Semi-Alterada A3, e Jaspilito A1.

#### **A4.1.2 - DEFINIÇÃO DO MODELO GEOMECÂNICO**

Para efeito do modelamento geomecânico dos maciços, consideraram-se as seguintes atividades:

**i) DEFINIÇÃO DOS COMPARTIMENTOS GEOMECÂNICOS DOS MACIÇOS ROCHOSOS:** Para tanto, foram considerados conjuntamente: a litologia, o grau de alteração/resistência e as descontinuidades, sendo os principais compartimentos:

- Máfica Alterada;
- Máfica Sã;
- Minério Mole;
- Itabirito Duro/Jaspilito.

**i.1) Máfica Alterada:** Este compartimento consiste de uma rocha metabásica bastante alterada (A4), macia, formando o principal maciço do sistema de taludes. Abaixo desta porção, encontra-se a camada de rocha semialterada (A3), de espessura métrica.

O comportamento geotécnico dessa camada é similar ao de um material terroso, podendo ser considerado contínuo e homogêneo. As

características granulométricas dessa camada são de material siltoso a argiloso, de baixa permeabilidade. Em algumas situações, a foliação reliquiar pode condicionar rupturas ao nível de bancada, principalmente no lado leste, que é o lado da lapa da formação ferrífera, onde a foliação da Máfica mergulha para dentro da cava.

**i.2) Máfica Pouco Alterada (A2-A1):** Abaixo do compartimento de Máfica Alterada, acha-se uma formação composta de rocha levemente alterada (A2) e rocha sã (A1). A resistência à compressão destas rochas é bastante parecida com a dos basaltos, da ordem de 150 MPa. Neste compartimento, a foliação não condiciona rupturas no maciço, dado que não é proeminente, e as descontinuidades não possuem características mecânicas menores ao longo de suas superfícies. As fraturas têm um espaçamento considerável, na faixa de decímetros a metros, havendo também quatro famílias de descontinuidades, como no minério. Em princípio, devido ao alto mergulho das fraturas ( $>60^\circ$ ), o número de rupturas planares, ou em cunha, deve ser limitado.

Em termos de classificação de maciços rochosos, este compartimento pertence à Classe II, de acordo com Bieniawski (1976).

**i.3) Minério Mole (A4):** O minério consiste predominantemente de hematita mole (A4), friável. Na hematita friável, freqüentemente são encontradas pequenas lentes de material mais compacto, de espessura



milimétrica, que confere ao material melhores propriedades mecânicas do aquelas da máfica decomposta.

Por causa da friabilidade do material, e tendo em vista a presença de lentes mais resistentes, a extração de amostras para a execução de testes de laboratório é mais difícil, de forma que até a presente data não foram efetuados testes de laboratório neste horizonte.

Este compartimento apresenta alta permeabilidade, e altos coeficientes de transmissividade e armazenamento, sendo, portanto, um importante aquífero, que está confinado pelas Máficas de topo e de base da formação ferrífera.

Com relação aos taludes, o lençol freático não deve ser um fator que influencie a sua estabilidade, uma vez que, para se efetuar a lavra do minério, o nível d'água subterrânea deve ser obrigatoriamente rebaixado.

**i.4) Jaspilito (A2-A1):** A informação geomecânica disponível a respeito deste horizonte é bastante escassa, devido à pequena exposição dos taludes e a pouca informação proveniente de furos de sonda. Entretanto, é possível assumir que o Jaspilito possua um comportamento geomecânico similar ao da Máfica Sã, com resistência à compressão uniaxial por volta de 150 MPa, pouco fraturado, podendo ser classificado como maciço Classe II, de acordo com Bieniawski.

**ii) DEFINIÇÃO DO MODO DE FALHA PARA CADA**

**COMPARTIMENTO:** Dentro das características geomecânicas dos maciços rochosos, o mecanismo potencial de ruptura foi estimado, tomando-se por base a avaliação das características geológico-geotécnicas, assim como parâmetros geométricos dos taludes projetados, sendo tal procedimento detalhado a seguir:

**ii.1) Rupturas na Máfica Decomposta A4:** Neste compartimento, esperam-se rupturas do tipo rotacional, mobilizando a resistência intrínseca do material. Por causa do pronunciado estado de alteração, o maciço deve se comportar mais ou menos como um material terroso, característica de um ambiente homogêneo, sem a imposição de anisotropias mecânicas significativas por meio de estruturas (tal como foliação), que poderiam justificar a adoção de mecanismos de ruptura diferentes do rotacional.

**ii.2) Rupturas na Máfica Sã:** Baseando-se nas considerações do item i.2 anterior, somente é esperada a ocorrência de rupturas rotacionais na Máfica Sã.

**ii.3) Ruptura no Minério Mole:** Conforme as características geológicas/geotécnicas da hematita friável, expostas anteriormente, não se espera a ocorrência de mecanismos de ruptura diferentes do rotacional neste compartimento.

A ocorrência frequente de lentes de material mais duro imersas no maciço em questão não deve impor direções preferenciais para o escorregamento, contribuindo somente para aumentar as características de resistência do referido minério.

**ii.4) Ruptura no Jaspilito:** Conforme anteriormente mencionado no item i.4, admitiu-se que o Jaspilito apresentasse comportamento geomecânico similar ao da Máfica Sã (A2-A1). Também com relação à definição do mecanismo de ruptura, as informações ora disponíveis não permitem prever a existência de estruturas no maciço rochoso que pudessem resultar em superfícies de instabilidade. Baseando-se no anteriormente citado, admitiu-se o mecanismo de ruptura rotacional para o compartimento em questão.

**iii) DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA:** A definição dos parâmetros de resistência baseou-se em testes de laboratório, pesquisas bibliográficas (somente para o Minério Mole) e em hipóteses baseadas no critério de ruptura de Hoek & Brown (dependendo do material considerado). A tabela I.1 a seguir mostra os parâmetros assumidos para cada material considerado nas análises de estabilidade.

**TABELA A4.1.2 – Parâmetros de Resistência para os materiais considerados nas análises de estabilidade dos taludes de N4E.**

COMPARTIMENTO GEOMECÂNICO	POSIÇÃO RELATIVA DO N.A.	$\gamma_s$ (MN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (MN/m <sup>3</sup> )	C'(MPa)	$\phi$ (graus)
MÁFICA DECOMPOSTA (A4) *	ACIMA DO N.A.	0,019	-	0,070	28
	ABAIXO DO N.A.	-	0,019	0,070	23,5
MÁFICA MODERADAMENTE DECOMPOSTA (A3/A4)**	ACIMA DO N.A.	0,018	-	0,085	32
	ABAIXO DO N.A.	-	0,019	0,060	29,0
MÁFICA SEMI-ALTERADA (A3)**	-	0,025	0,026	0,270	22
MÁFICA Sã PERTURBADA (A2-A1)**	-	0,029	0,029	3,200	50
MÁFICA Sã NÃO PERTURBADA (A2-A1) **	-	0,029	0,029	6,050	54
MINÉRIO MOLE (A4) COM LENTES DURAS ***	-	0,037	0,039	0,065	43
MINÉRIO MOLE (A4) PRÓXIMO AO CONTATO COM A MÁFICA**	-	0,037	0,039	0,075	33
JASPILITO**	-	0,032	0,033	3,750	48

\* BASEADOS DIRETAMENTE NOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO;

\*\* BASEADOS NOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO, E NA CLASSIFICAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS, E CRITÉRIO DE HOEK & BROWN;

\*\*\* BASEADO EM REVISÃO BIBLIOGRÁFICA EM MATERIAIS DE COMPORTAMENTO SIMILAR.

iv) **DADOS RELATIVOS AO LENÇOL FREÁTICO:** Para o levantamento do comportamento do lençol freático ao longo do tempo, em cada furo de sonda perfurado para a caracterização geotécnica dos maciços foi instalado um piezômetro, com células nos compartimentos de Máfica A4, Máfica A3, e Máfica A2-A1. Deve-se ressaltar que as poro-pressões desempenham um importante papel na estabilidade dos referidos taludes.

v) **SUBDIVISÃO DA CAVA:** A subdivisão da cava em setores tem como objetivo definir regiões onde as hipóteses básicas, e os modelos para a análise de estabilidade dos taludes se apliquem. Tais setores foram selecionados com base no seguinte:

- Modelo Geológico/Estrutural;
- Distribuição e associação entre os litotipos;
- Compartimentação (distribuição e relação entre os diferentes tipos de maciço rochoso, que possuem diferentes comportamentos geomecânicos);

- Possível geometria da cava.

Portanto, para efeito de estabilidade de taludes, a cava de N4E foi dividida em setores, conforme descrito nos parágrafos seguintes:

**v.1) SETOR I:** Compreende toda a porção norte da cava, a partir da seção 2200N. Os taludes finais serão constituídos de Máfica A4 e Minério Mole;

**v.2) SETOR II:** Localizado entre as seções 1700N e 2200N. Os taludes finais serão formados por Máficas A4, A3, e A2-A1;

**v.3) SETOR III:** Localizado entre as seções 700N e 3. Os materiais constituintes do talude final serão Máficas A4, A3, e A2-A1;

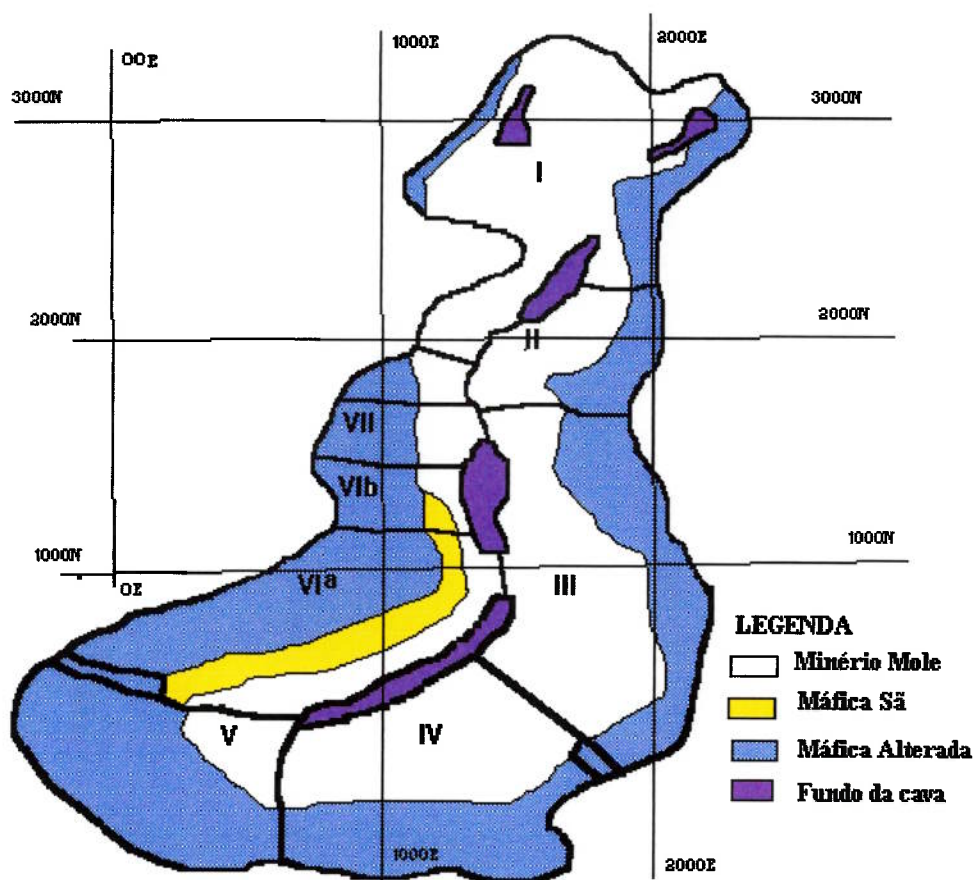
**v.4) SETOR IV:** Localizado entre as seções 3 e 810E. O talude final consistirá de Máfica A4 e A2-A1;

**v.5) SETOR V:** Encontra-se entre as seções 810E e 6, típica do setor. Os taludes finais serão constituídos por Máfica A4 e Minério Mole A4;

**v.6) SETOR VI:** Localizado entre as seções 16 e 4. Os materiais expostos pelo talude final são as Máficas A4, A2-A1 e Minério Mole A4;

v.7) **SETOR VII:** Entre as seções 1300N e 1700N. Os taludes finais serão constituídos de Máfica A4 e Minério mole A4;

v.8) **SETOR VIII:** Localizado no lado oeste, entre as seções 1700N e 1900N. O talude final consistirá de Máfica A4 e Minério Mole A4.



**Figure A4.1.2 – Vista esquemática dos setores geotécnicos de N4E**

**A4.1.3) ANÁLISES DE ESTABILIDADE:** Os fatores que foram considerados nas análises de estabilidade efetuadas estão listados a seguir:

i) Geometria do talude considerado (ângulo) a fim de permitir o início dos estudos. A informação inicial utilizada para cada compartimento geomecânico foi aquela definida nos estudos preliminares;

ii) Parâmetros de resistência dos compartimentos geomecânicos, definidos no item I.2 iii, apresentado anteriormente. Especificamente para Máficas A4 e A4/A3, foram efetuadas verificações utilizando-se tanto parâmetros médios dos materiais sob análise, quanto valores baseados em ensaios triaxiais efetuados em amostras coletadas em furos de sonda pertencentes à seção em estudo.

Com relação a este último parâmetro, houve duas abordagens distintas para execução das análises de estabilidade em cada uma das seções geotécnicas, a saber:

- Quando se dispusesse somente de parâmetros médios de resistência para os vários materiais, admitiu-se um fator de segurança de 1,3;
- Quando houvesse furos de sonda com amostras submetidas a ensaios triaxiais, seriam utilizados os parâmetros locais dos materiais da seção, admitindo-se então um fator de segurança de 1,2.

iii) Posição do lençol freático. Particularmente para os materiais Máfica A4 e A4/A3, foram efetuadas análises de estabilidade para duas condições de nível freático, a saber:

- **Nível d'água original:** baseado nas medidas registradas nos piezômetros instalados nos furos de sondagem geotécnica, assim como naqueles construídos no minério;
- **N.A. rebaixado:** uma vez que na primeira fase do projeto não havia disponibilidade de dados que permitissem um estudo preciso das reais condições de rebaixamento do lençol freático, foram admitidas algumas hipóteses relativas à futura localização do nível freático a fim de traduzir a redução da saturação esperada com o progresso das operações de lavra.

A tabela a seguir mostra os resultados das análises de estabilidade efetuadas.



**TABELA A4.1.3a – Resultados das análises de estabilidade efetuadas em diversos setores da mina de N4E, para Máfica A4 e A4/A3.**

SETOR	SECÇÃO	TALUDE	ALTURA MÁXIMA DO TALUDE (graus)	ÂNGULO MÉDIO DE TALUDE (graus)	FATORES DE SEGURANÇA			
					N.A. ORIGINAL		N.A. REBAIXADO	
					PARÂMETROS MÉDIOS	PARÂMETROS ESPECÍFICOS	PARÂMETROS MÉDIOS	PARÂMETROS ESPECÍFICOS
I	3000N	W	40	30	1,294	-	-	-
		E	40	CONTATO C/ MINÉRIO (1)	1,592	-	-	-
	11	NW	30	35	1,617	-	-	-
		SE	40	CONTATO C/ MINÉRIO (2)	2,483	-	-	-
	2600N	W	40	35	1,786	-	-	-
		E	80	CONTATO C/ MINÉRIO (3)	1,342	-	-	-
II	1700N	E	50	CONTATO C/ MINÉRIO (4)	2,392	-	-	
III	1570N	E	150	23	1,276	-	1,394	-
	1370N	E	80	23	1,309	-	1,862	-
	1170N	E	150	23	1,389	1,374	1,759	-
	800N	E	120	23	1,394	-	-	-
IV	3	SE	100	28	1,789	-	-	-
IV/V	810E	(5)	130	28	1,375	-	1,488	-
V	410E	S	120	19	1,373	1,194	1,461	1,257
	16	W	170	19	1,271	1,382	1,284	1,456
Via	15	NW	130	23	1,364	1,580	1,686	1,868
	14	NW	140	23	1,362	1,363	-	-
VIb	1170N	W	150	23	1,571	1,612	-	-
VII	1570N	W	140	23	1,396	1,387	-	-
VIII	1770N	W	90	23	1,509	1,576	-	-

**COMENTARIOS**

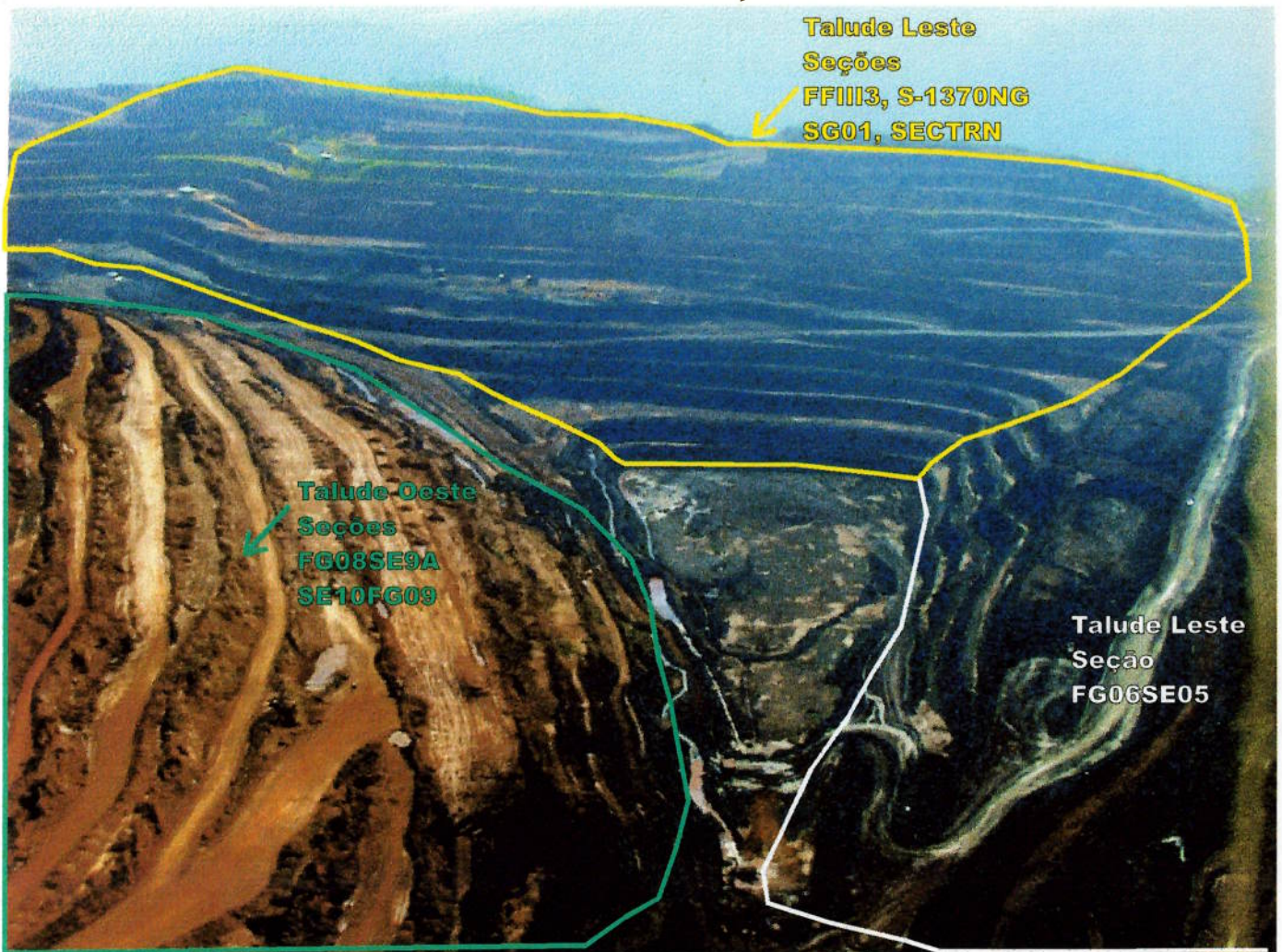
- (1) Escavação no contato limitada ao ângulo máximo de 35°;
- (2) Escavação no contato limitada ao ângulo máximo de 35°;
- (3) Escavação no contato limitada ao ângulo máximo de 25°;
- (4) Escavação no contato limitada ao ângulo máximo de 35°;
- (5) Transição entre os setores IV e V;

**TABELA A4.1.3b – Resultados das análises de estabilidade efetuadas no Minério Mole A4.**

SETOR	SECÇÃO	ALTURA MÁXIMA DO TALUDE (graus)	ÂNGULO MÉDIO DE TALUDE (graus)	FATORES DE SEGURANÇA	
				COM PARÂMETROS ASSUMIDOS	OBSERVAÇÕES
I	3000N	50	40	1,289	-
	11	40	40	1,721	-
IV/V	810E	-	CONTATO MAF. A1/A2 MIN.	1,230	COM DRENAGEM
				2,346	COM DRENAGEM
V	410E	160	40	1,137	SEM DRENAGEM
				1,351	COM DRENAGEM
Via	16	170	35	1,373	-
				15	130
Via	14	100	40	1,402	-
				1170N	110
VII	1570N	160	35	1,474	-
VIII	1770N	50	40	1,649	-

Como se pode ver nas tabelas anteriores, alguns taludes têm fatores de segurança maiores do que 1,3 (ou 1,2, com parâmetros específicos da seção transversal em estudo), e somente este fato seria suficiente para se efetuar uma revisão do projeto, otimizando seu desempenho econômico. Mas, além do exposto, constataram-se desvios no modelo geotécnico. Alguns contatos entre os vários materiais estavam em posições diferentes das inicialmente previstas, tendo-se percebido o fato quando o progresso da lavra expôs algumas partes do talude.

**APÊNDICE 5 – MAPA GEOTÉCNICO DE SUPERFÍCIE DA MINA DE N4E,  
EM CARAJÁS**

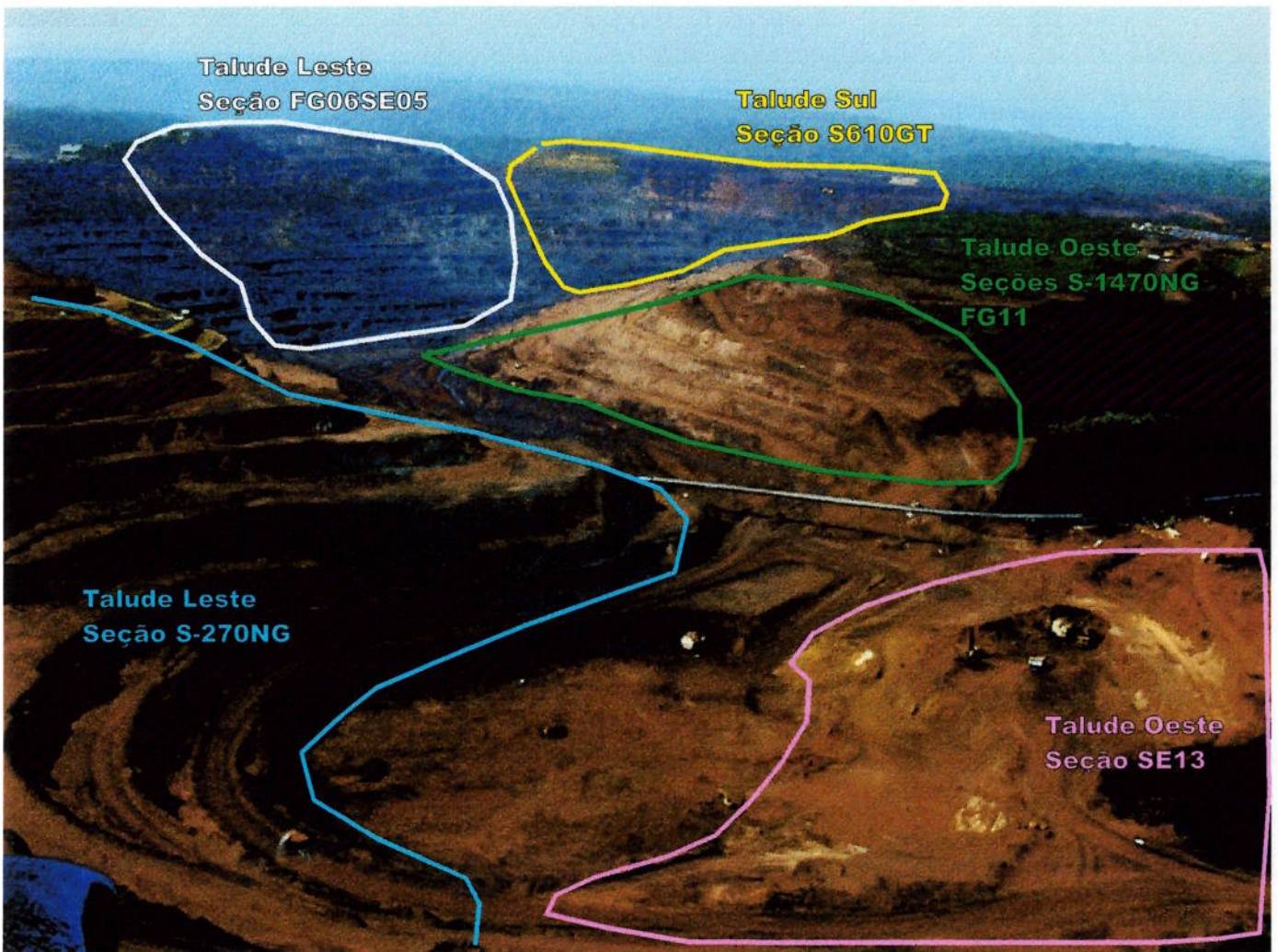
**APÊNDICE 6 - FOTOS MOSTRANDO A CAVA DA MINA DE N4E EM CARAJÁS****Figura A6.a - Vista aérea da Cava Sul de N4E, em Carajás**



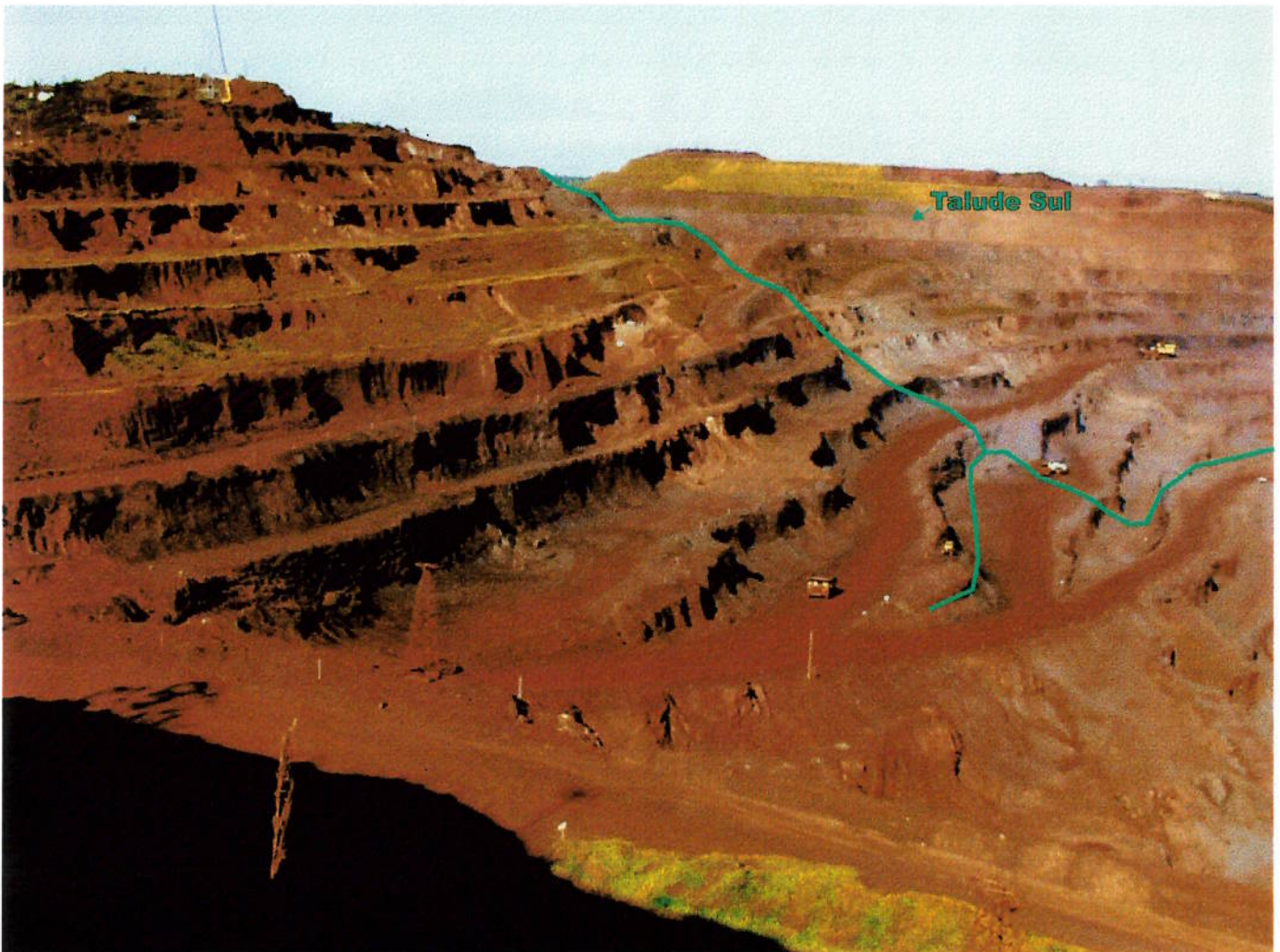


**Figura A6.b - Visão do extremo norte da Cava Sul de N4E, em Carajás.**



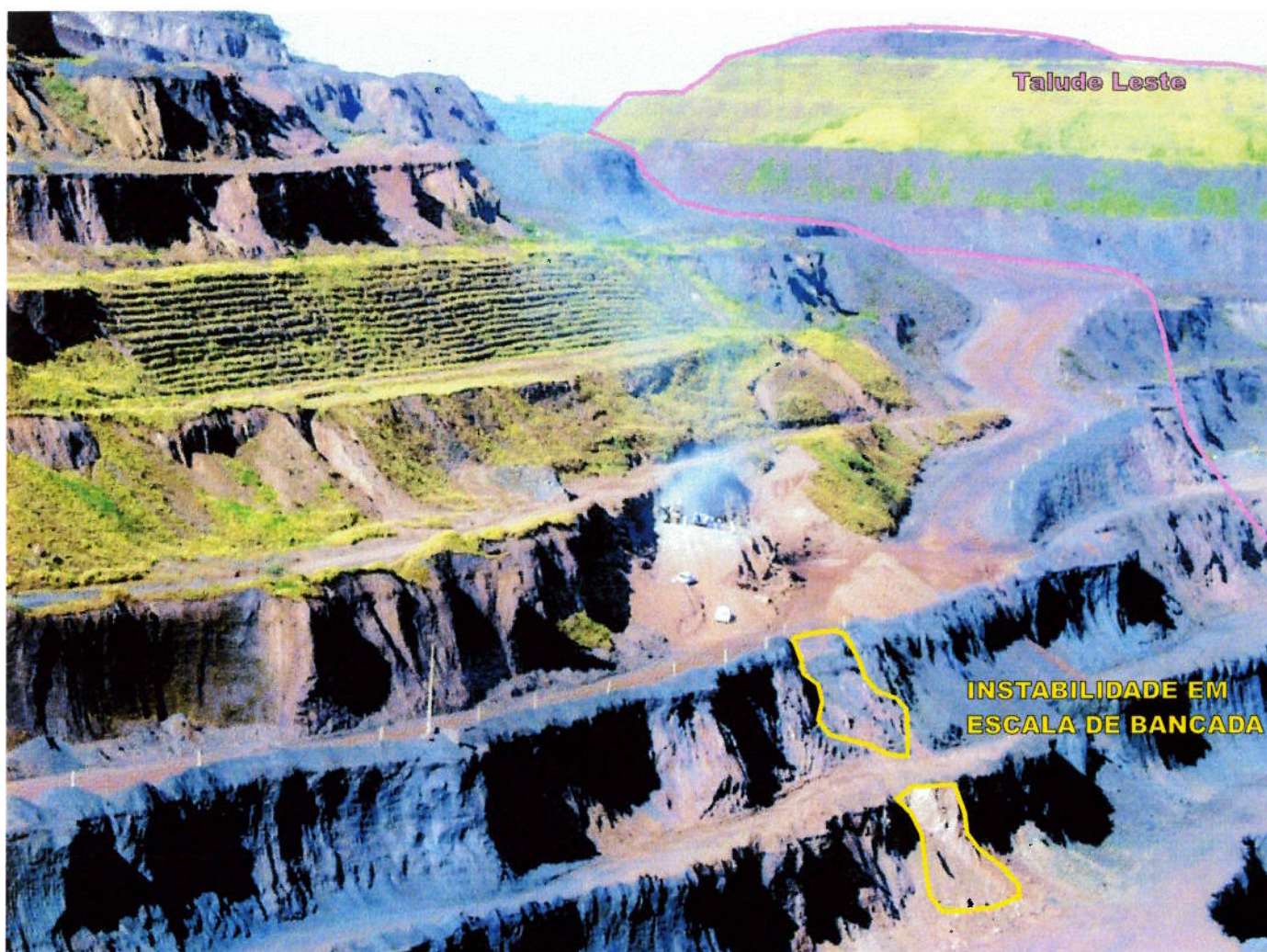


**Figura A6.c - Vista aérea das Cavas Norte, em primeiro plano, e Sul, do fundo, da Mina de N4E, em Carajás**



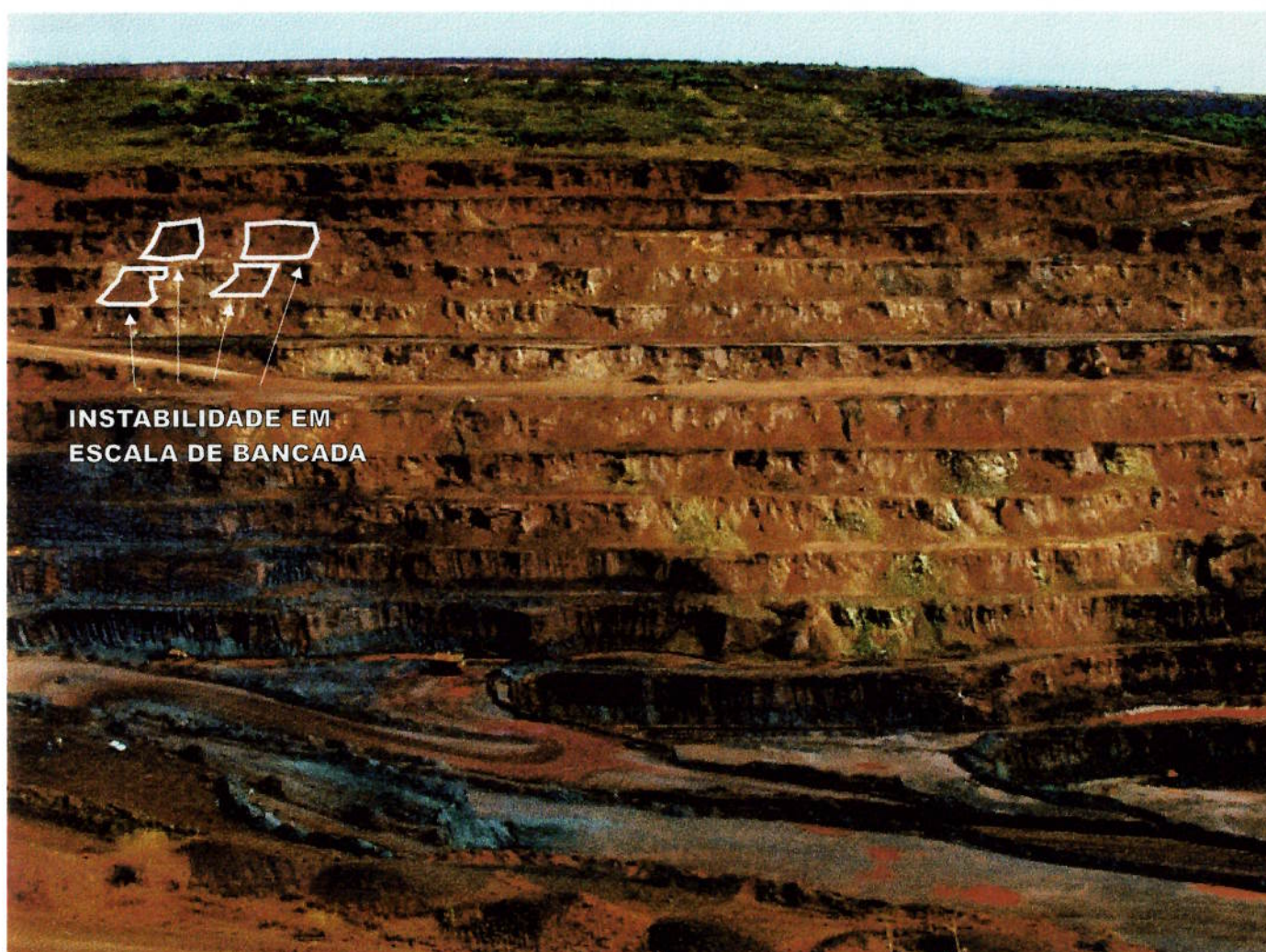
**Figura A6.d - Vista Geral do Talude Leste, extremo sul, da Mina de N4E, com algumas instabilidades em escala de bancada.**





**Figura A6.e - Vista de instabilidades em escala de bancada do Talude Leste, extremo sul, da Mina de N4E, em Carajás.**





**Figura A6.f - Vista geral do Talude Oeste, extremo sul, da Mina de N4E, com algumas instabilidades em escala de bancada.**





**Figura A6.g - Vista em detalhe do Talude Oeste, extremo sul (Seção FG08SE09), da Mina de N4E, com algumas instabilidades em escala de bancada.**